



Pfahl-Symposium 2001

Fachseminar: 22./23. Februar 2001

Zusammengestellt von:

T. Huch
F. Kirsch
M. Schallert

Braunschweig 2001

VORWORT

Nunmehr zum sechsten Mal veranstaltet das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig das Pfahl-Symposium. Die große Resonanz bei den Teilnehmern, die hohe Qualität der Beiträge und nicht zuletzt das große Interesse an den schriftlichen Fassungen, die in diesem Tagungsband gesammelt sind, bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium auch weiterhin alle zwei Jahre als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros anzubieten. Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachaussstellung sind Sie herzlich eingeladen, neben den Pfahl-Symposien auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes, sei es das Deponieseminar oder die Tagung „Messen in der Geotechnik“, teilzunehmen.

Die Beiträge zum Pfahl-Symposium 2001, deren schriftliche Fassungen Ihnen mit diesem Tagungsband übergeben werden, versprechen wieder zwei interessante Tage. Neben technisch anspruchsvollen Lösungen im Bereich von Gründungsmaßnahmen erwarten uns auch Berichte neuester Forschungsarbeiten aus dem Bereich der Herstellung und des Tragverhaltens von Pfählen. Thema einiger weiterer Beiträge ist der Tragmechanismus und die Konstruktion von Pfahl-Plattengründungen, während eine ganze Reihe von Referenten sich mit der Vorstellung neuer Pfahlsysteme und ihrer Besonderheiten beschäftigt. Die dynamischen Prüfmethode, sei es zur Ermittlung der Tragfähigkeit oder der Integrität von Pfählen, bilden einen weiteren Schwerpunkt des Symposiums.

Den Referenten und ihren Co-Autoren sei für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich gedankt. Nur so konnte es möglich werden, daß dieser Beitragsband rechtzeitig zu Beginn der Tagung vorgelegt werden kann. Für die Zusammenstellung der Beiträge und die Betreuung der Referenten bedanke ich mich bei meinen Mitarbeitern, den Herren Diplom-Ingenieuren Thomas Huch, Fabian Kirsch und Matthias Schallert. Nicht zuletzt möchte ich auch der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität eine hervorragende Arbeit während der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums bescheinigen.



Braunschweig, im Februar 2001

Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Inhaltsverzeichnis

Pfahlgründung für eine aufgeständerte Hochgeschwindigkeitsbahnstrecke in einem Erdbebengebiet Dr.-Ing. R. Wunsch, Dipl.-Ing. M. Hengst.....	1
Optimierung der Gründung der Reichenbachtalbrücke mit der kombinierten Pfahl-Plattengründung Dipl.-Ing. Th. Hecht, Dipl.-Ing. R. Dürrwang	21
Kleinbohrpfähle als Elemente einer spektakulären Unterfangung im Zentrum von Lissabon Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Falk.....	37
Pylongründung der Schrägseilbrücke Rosario-Victoria Modellbildung und Berechnung Dr.-Ing. M. Empelmann.....	55
Hochhausgründung in Bonn durch eine modifizierte Pfahl-Plattengründung Dipl.-Ing. M. Löffler, Prof. Dr.-Ing. H. G. Reinke, Prof. Dr.-Ing. N. Meyer	69
Die Gründung des Hochhauses Gallileo - innovative wirtschaftliche Lösung oder ingenieurwissenschaftliche Spielerei Dr.-Ing. J. Stahlmann, Dr.-Ing. Y. El-Mossallamy, Dipl.-Ing. J. Leinenbach	83
Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser Dr.-Ing. U. Ernst.....	103
Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536 – Vergleichende Untersuchungen zur Kompatibilität zwischen den nationalen und europäischen Grundbaunormen und sonstigen Regelwerken Dipl.-Ing. T. Lauber, Prof. Dr.-Ing. R. A. Herrmann.....	121
Weiches Abbremsen von Kriechsetzungen durch Teilentlastung der viskosen Schicht mit Düsenstrahl - Säulen Dr.-Ing. S. Krieg, Dr.-Ing. M. Goldscheider.....	147

Anwendung von Vibrosondierungen zur Abschätzung des Setzungsverhaltens von Ramppfählen in nichtbindigen Böden Dipl.-Ing. R. Cudmani, Dr.-Ing. G. Huber, Prof. Dr.-Ing. G. Gudehus.....	175
Zur Verteilung von Spitzendruck, Mantelreibung und Radialspannung bei Installation von Rammpfählen in Sanden Dr.-Ing. U. Klotz, Dr. M. R. Coop, Prof. Dr. R. N. Taylor	201
Bemessungskonzept für Zugpfähle und Zugpfahlgruppen Dipl.-Ing. J. Quarg-Vonscheidt, Prof. Dr.-Ing. B. Walz.....	225
Nachweis der Lastabtragung in großer Tiefe 72 m lange Stahlrammpfähle für LPG-Tanks Dr.-Ing. O. Klingmüller	245
Der Einsatz dynamischer Pfahlprüfungen zur Gründungsoptimierung des Container Terminals Altenwerder Dipl.-Ing. F. Kirsch, Dipl.-Ing. T. Huch, Dipl.-Ing. M. Schallert.....	261
Vereinfachte dynamische Probelastungen von Bohrpfählen Dr. F. Rausche, B. Robinson, G. Likins M. Sc.	281
Pfahlintegritätsprüfung – Entwicklungen bei Messung und Auswertung Dipl.-Ing. B. Pläßmann.....	297
Neuentwicklungen bei den Pfahlprüfmethoden in den Niederlanden G. van Ginneken, P. Middendorp, R. von Foeken, D. Pluimgraaf	319
Cast-in situ driven shell piles D. Godenzie B. Sc.	349
Doppelkopf Bohrsystem (DKS) Dipl.-Ing. (FH) W. Harttig	361
Kritische Überlegungen zur momentanen Ausschreibungspraxis von Dauerankern Dipl.-Ing. E. F. Ischebeck.....	369

Numerische Ermittlung der Widerstands-Setzungslinie von Pfählen unter Berücksichtigung der Streuung der bodenmechanischen Kennwerte Prof. Dr.-Ing. G. Maybaum, Dipl.-Ing. W. Oltmanns.....	383
„Der Duktilpfahl“ – ein einfaches und effizientes Gründungssystem Dipl.-Ing. M. Pelzl.....	395
Neuartiger Verpreßpfahl System Soil-Jet-GEWI Dr.-Ing. K. Weber.....	405
Einsatz von großen Rammhämmern für Gründungen von Brücken und Windenergieanlagen Dr.- Ing. B. Bruggaier, P. van Luipen.....	417
Geopier-Schotterverdichtungssäulen – eine sichere Alternative zu Rammpfählen Dr.-Ing. N. S. Fox, Dr.-Ing. K. J. Wissmann, Dipl.-Ing. J. P. Martin, Dipl.-Ing. L. R. Weppler.....	437
Brückengründung in einem Naturschutzgebiet unter schwierigen Randbedingungen Dipl.-Ing. W. Eckstein, Dr.-Ing. Th. Baumann.....	453

Ausgewählte, nicht vorgetragene Beiträge

ERKA Pfahl Dipl.-Ing. H. de Jong	469
Sanierung eines verformten Trägerbohlwandverbaus mit einer aufgelösten Bohrpfahlwand Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer	481
Autorenverzeichnis	495
Mitteilungshefte des IGB-TUBS	499

Wir danken den Inserenten:

HINRICH KÖNIG KG GmbH & Co, Stade.....	145
GKT Spezialtiefbau GmbH, Hamburg.....	493
DMT Gründungstechnik GmbH, Holzbunge.....	119
PILE DYNAMICS, INC., Cleveland, USA.....	279
Keller Grundbau GmbH, Offenbach.....	35
MENCK GmbH, Ellerau.....	415
BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH, Schrobenhausen	360
TNO PROFOUND, Rijswijk, Niederlande.....	317, 347
OTTO QUAST, Siegen.....	243
GSP, Mannheim.....	244
CentrumPFÄHLE GmbH, Hamburg.....	223
ABI, Niedernberg.....	67
ERKA Pfahl, Baesweiler.....	467
PROF. RODATZ UND PARTNER, Braunschweig.....	Umschlagseite 3

PFAHLGRÜNDUNG FÜR EINE AUFGESTÄNDERTE HOCHGESCHWINDIGKEITSBAHNSTRECKE IN EINEM ERDBEBENGEBIET

Rüdiger Wunsch, Markus Hengst

1 EINLEITUNG

Die wirtschaftliche Entwicklung in Taiwan, insbesondere im Bereich der Informationstechnologie, hat zu einer hochindustriellen Struktur des Landes geführt.

Mit einer Einwohnerzahl von etwa 21 Millionen Einwohnern und einer Fläche, die ungefähr der Größe Baden-Württembergs entspricht, ist Taiwan eines der am dichtesten besiedelten Länder der Erde. Bedingt durch die geographischen Gegebenheiten konzentrieren sich Industrie und Bevölkerung auf die westliche Landeshälfte.

Durch den Bau der Hochgeschwindigkeitsbahnstrecke wird die bestehende Infrastruktur erheblich verbessert. Hiervon werden auch positive Impulse auf die wirtschaftliche Entwicklung des ganzen Landes erwartet.

Die Hochgeschwindigkeitsbahnstrecke mit einer Gesamtlänge von 326km verbindet die Städte Taipeh im Norden mit Kaohsiung im Süden (Bild 1). Dieser leistungsfähige schienengebundene Fahrweg ermöglicht Reisegeschwindigkeiten von bis zu 350km/h und reduziert die Fahrzeit von Taipeh nach Kaohsiung von mehreren Stunden auf 90 Minuten [1].

2 BAUWERK

Das Gesamtbauwerk der Hochgeschwindigkeitsbahnstrecke besteht zu etwa 70% aus Brückenbauwerken und zu 18% aus Tunneln, den Rest bilden Dämme und Einschnitte.

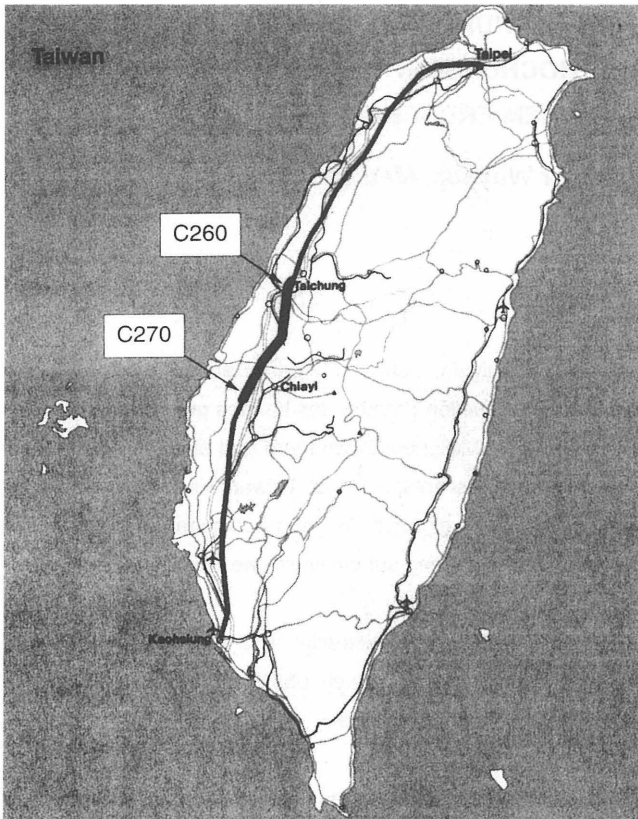


Bild 1:

Hochgeschwindigkeitsbahnstrecke in Taiwan [1]

Die Gesamtstrecke ist in 10 Lose mit Längen von 25km bis 60km eingeteilt. Durch das Joint Venture Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft und Continental Engineering Group werden die zwei Lose C260 und C270, welche sich im mittleren Abschnitt der Gesamtstrecke befinden, ausgeführt (Bild 1). Die beiden Lose haben eine Gesamtlänge von etwa 80km und sind bis Mitte 2004 fertig zu stellen.

Dieser Streckenabschnitt ist geprägt durch Tunnel- und Brückenbauwerke. Im nördlichen Bereich bildet der 7200m lange Pakuashan-Tunnel – der längste Tunnel des Gesamtprojekts - das Hauptbauwerk. Zwei weitere Tunnel nördlich und vier weitere Tunnel südlich schließen an den Pakuashan-Tunnel an. Die Tunnel werden bergmännisch aufgeföhren.

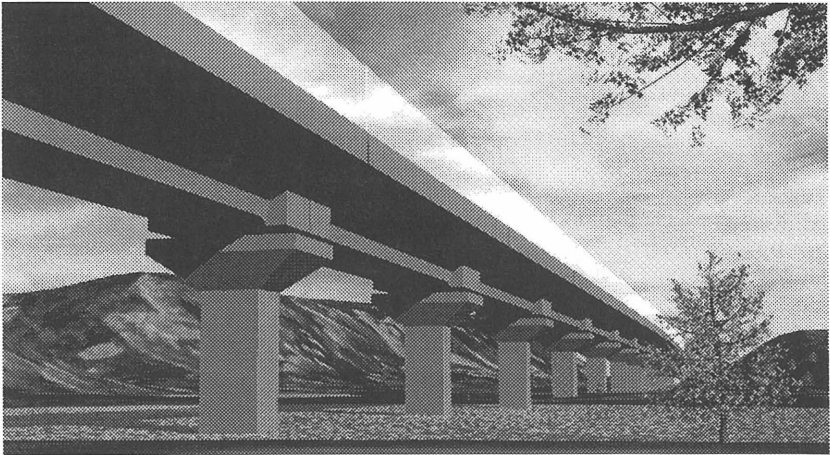


Bild 2: Aufgeständerte Fahrbahn (Animation)

Der sich südlich an die Tunnel anschließende Bereich mit Standardbrücken für die aufgeständerte Fahrbahn (Bild 2), der aus dem Gebirge kommend in die Küstenebene hineinführt, hat eine Länge von etwa 66km. Die Standardbrücken sind konzipiert als regelmäßiges Einfeldsystem mit Stahlbetonstützen, die auf Großbohrpfählen gegründet sind. Die Spannweite beträgt 30m bzw. 35m [2].

3 BAUGRUND

Um den Baugrund im Rahmen der Projektierung aufzuschließen, wurden entlang der geplanten Trasse, außerhalb des Tunnelbereiches, etwa alle 250m Bohrungen bis in Tiefen von 30m bis 90m niedergebracht.

Die Felduntersuchungen umfaßten u.a.:

- Standard Penetration Tests (SPT)
- Messungen der Rammenergie beim SPT
- Cone Penetration Tests
- Downhole Velocity Loggings
- Beobachtungsbrunnen
- Durchlässigkeitsversuche

Die Laborversuche umfaßten u.a.:

- Bestimmung der Kornverteilung
- Bestimmung der Zustandsgrenzen
- Kompressionsversuche
- Direkte Scherversuche
- Triaxialversuche

Der Baugrund für die aufgeständerte Fahrbahn läßt sich in zwei typische Bereiche einteilen:

Der erste Bereich ist der sich in Los C260 südlich an die Tunnelbereiche des Pakuashan-Gebirges anschließende, im wesentlichen durch kiesige Schichten geprägte Baugrund (Bild 3a). Die sandigen Kiese mit einem wechselnden Anteil an Steinen weisen hohe Eindringwiderstände N_{30} auf. Die Steine haben normalerweise einen Durchmesser $D < 300\text{mm}$, selten Durchmesser bis zu 600mm . In den Kiesen sind teilweise Einlagerungen aus Sanden, Schluffen oder Tonen anzutreffen. Der Feinstanteil ist überwiegend gering, teilweise fehlt er ganz. Die Kiese sind dicht, meistens jedoch sehr dicht gelagert.

Der zweite Bereich schließt sich unmittelbar südlich an und prägt den Baugrund in Los C270. Er verläuft größtenteils in der Küstenebene mit ihrem durch alluviale Ablagerungen geprägten Baugrund mit Wechsellagerungen aus Sanden, Schluffen und Tonen (Bild 3b). Das Grundwasser steht hier in weiten Bereichen in Geländeoberkante an. Eine Einteilung des Baugrundes in größere Abschnitte mit ähnlicher Schichtenfolge und ähnlichen Bodenkennwerten ist aufgrund der vorhandenen Inhomogenitäten praktisch nicht möglich.

4 PFAHLGRÜNDUNG

4.1 Erdbenbeanspruchung

Die hohe Erdbebengefährdung in Taiwan, bedingt durch die Lage an der Nahtstelle des Philippinentiefseegrabens und der asiatischen Kontinentalplatte, und der Bau-

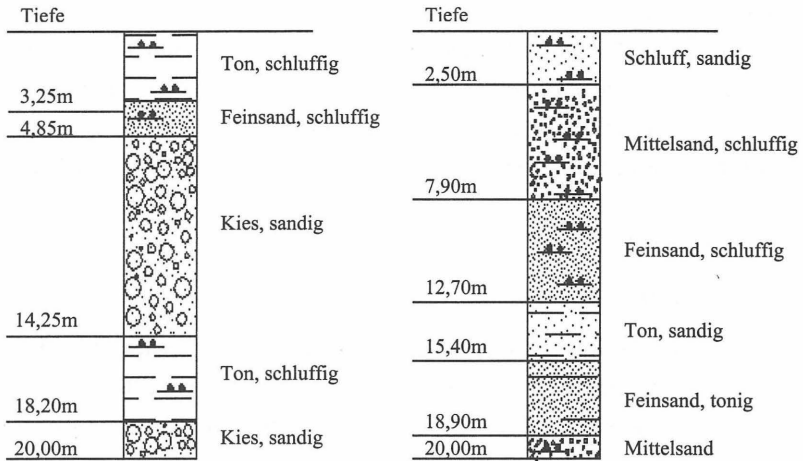


Bild 3: Bohrprofile (Beispiele)

a) Los C260

b) Los C270

grund machen eine aufwendige Pfahlgründung der einzelnen Brückenstützen mit Großbohrpfählen erforderlich.

Für die Bemessung sind zwei Erdbebenlastfälle zu berücksichtigen:

1. Erdbeben Typ I

Hierbei handelt es sich um ein „Sicherheitsbeben“, für dessen Intensität ein Einsturz des Bauwerks sicher zu verhindern ist. Die Antwort des Bauwerks darf innerhalb gewisser Grenzen im inelastischen Bereich liegen, auftretende Schäden müssen jedoch reparabel bleiben.

Die Intensität dieses Bemessungsbebens soll der Intensität eines möglichen Bebens mit einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit von 950 Jahren entsprechen.

Die für die Bemessung anzusetzenden maximalen horizontalen Bodenbeschleunigungen betragen in der Erdbebenzone 1B (Los C270) $a_{\max} = 0,34g$ und in der Erdbebenzone 2 (Los C260) $a_{\max} = 0,28g$.

2. Erdbeben Typ II

Bei Eintreten dieses Betriebserdbebens soll sich das gesamte Bauwerk vollständig elastisch verhalten. Die Nutzung der Trasse soll während eines Betriebserdbebens möglich sein, die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks muß voll erhalten bleiben.

Die Intensität des Erdbebens Typ II beträgt $1/3$ der Intensität des Erdbebens Typ I.

4.2 Bodenverflüssigung

4.2.1 Allgemeines

Unter Erdbebenbeanspruchung neigen insbesondere gleichförmige und feine Sande zum Verlust der Scherfestigkeit, d.h. zur Bodenverflüssigung (Liquefaction).

Im Erdbebenfall entsteht durch die dynamische, zyklische Belastung Porenwasserdruck, da der Boden eine dichtere Lagerung erfährt und somit der Porenraum kleiner wird. Die wassergesättigten Böden können aufgrund der geringen Durchlässigkeit ihr Porenwasser unter den kurzfristigen dynamischen Belastungen nicht schnell genug abgeben, die effektiven Spannungen von Korn zu Korn nehmen ab. Die Scherfestigkeit des Bodens reduziert sich, der Boden weist nur noch eine verminderte bzw. keine Tragfähigkeit mehr auf.

Typische Schäden infolge Liquefaction sind Setzungen, Verschiebungen oder Schiefstellungen von Bauwerken sowie Verformungen an der Geländeoberfläche [3].

Der Einfluß der Bodenverflüssigung auf die Pfahlgründung ist ganz wesentlich. Für die sich im Erdbebenfall verflüssigenden Schichten sind reduzierte Bodenkennwerte anzusetzen, was zu einer erheblichen Erhöhung der Pfahllängen führt.

4.2.2 Berechnungsverfahren

Für die Berechnung des Liquefaction-Potentials einzelner Bodenschichten wird das Verfahren, wie es von der Japanese Society of Civil Engineers empfohlen wird, angewendet [4]. Es handelt sich um ein empirisches Verfahren nach der SPT-N Methode. Hierin werden neueste Erkenntnisse aus dem 1995 aufgetretenen Hyogoken-Nanbu Erdbeben, bei dem u.a. auch die Metropole Kobe in Mitleidenschaft gezogen wurde, umgesetzt. Zum Beispiel wurden bislang Kiesschichten oder Grobsand-

schichten als nicht durch Liquefaction gefährdet angesehen. Aus den Erkenntnissen des Hyogoken-Nanbu Erdbebens ergibt sich jedoch, daß auch diese Böden als li-quefactiongefährdet einzustufen sind und bei der Überprüfung des Liquefaction-Potentials berücksichtigt werden müssen.

Die bezüglich Liquefaction gefährdeten und daher zu untersuchenden Böden sind:

- Gesättigte Bodenschichten bis in eine Tiefe von 20m und einem Grundwasserstand von weniger als 10m unterhalb der Geländeoberkante
- Bodenschichten mit einem Feinstanteil $FC \leq 35\%$ oder einem Feinstanteil $FC > 35\%$ und einer Plastizität $I_p < 15\%$ (FC entsprechend ASTM [5] mit $\varnothing < 75 \mu m$)
- $D_{50} \leq 10mm$ und $D_{10} \leq 1mm$

Für alle gesättigten Bodenschichten mit einer Überdeckung von mehr als 20m wird Liquefaction aufgrund der Auflast praktisch nicht mehr auftreten.

Das Liquefaction-Potential wird durch den Widerstand gegen Liquefaction F_L mit

$$F_L = R/L$$

- | | |
|-------|--|
| F_L | Widerstand gegen Liquefaction (Liquefaction Resistance Ratio) |
| R | Widerstand eines Bodenelements gegen dynamische Beanspruchungen (Dynamic Shear Strength Ratio) |
| L | Dynamische Beanspruchung auf ein Bodenelement infolge Erdbeben (Shear Stress Ratio during an Earthquake) |

angegeben.

Die maximale erdbebeninduzierte dynamische Beanspruchung im Untergrund L ist abhängig von:

- der maximalen Erdbebenbeschleunigung A_{max}
- den totalen bzw. effektiven Auflastspannungen σ_v bzw. σ'_v und
- der Tiefe z

Der Widerstand eines Bodenelements gegen dynamische Beanspruchung R ist abhängig von:

- für Kies:
 - der Schlagzahl N aus dem Standard Penetration Test
 - den effektiven Auflastspannungen σ'_{ν} und
 - dem Korndurchmesser D_{50}
- für sandige Böden:
 - der Schlagzahl N aus dem Standard Penetration Test
 - den effektiven Auflastspannungen σ'_{ν} und
 - dem Feinstanteil FC

Bei Auftreten von Liquefaction nimmt die Tragfähigkeit des Bodens ab. Die Bodenparameter liquefzierender Bodenschichten werden für das Design in Abhängigkeit von F_L , R und der Tiefe z mit einem Reduktionsfaktor D_E abgemindert ($0 \leq D_E \leq 1$).

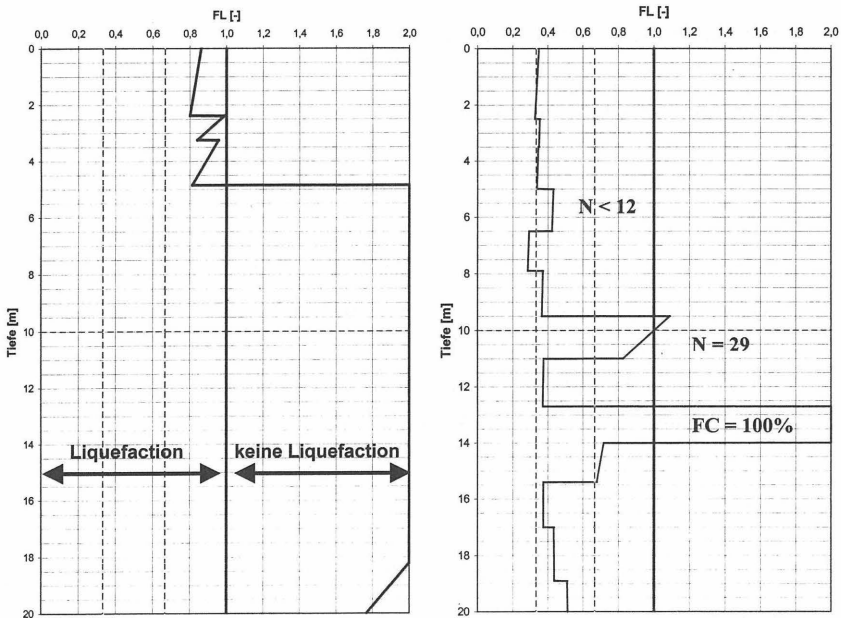


Bild 4: Widerstand gegen Liquefaction F_L für Bohrprofile gem. Bild 3

a) Los C260

b) Los C270

4.2.3 Ergebnisse

Der Untergrund im nördlichen Bereich des Streckenabschnitts zwischen Tunnelende und dem Beginn der Küstenregionen ist charakterisiert durch mächtige Schichten gut abgestuften Kiesel. Die Standard Penetration Tests weisen Schlagzahlen N_{30} bis zu 100 auf. Hieraus resultiert, daß in diesen Bereichen praktisch keine Liquefactiongefährdung vorliegt ($F_L > 1$, Bild 4a). Ausgenommen hiervon sind die eingelagerten Schichten aus Sanden, Tonen und Schluffen sowie Kiesschichten geringer Lagerungsdichte. Entsprechend ihrer Liquefactiongefährdung werden die Bodenkennwerte für die Pfahldimensionierung mit dem Faktor D_E abgemindert.

Im Bereich der Küstenebene sind vorwiegend Schichten zu erkennen, welche liquefactiongefährdet sind. Sie weisen mächtige sandige Schichten mit teilweise geringer Lagerungsdichte auf (Bild 4b). Diese Schichten besitzen somit geringen Widerstand gegen Liquefaction ($F_L < 1$).

Der Einfluß der Lagerungsdichte auf die Liquefaction ist in Bild 4b in einer Tiefe von 9,50m bis 10,00m zu erkennen. Die Lagerungsdichte ist mit einer Schlagzahl von $N=29$ hoch, hieraus ergibt sich $F_L > 1$ und es kommt nicht zur Liquefaction.

Auch der Feinstanteil hat maßgeblichen Einfluß auf die Liquefaction. Die gem. Bild 4b in einer Tiefe von 12,70m bis 14,00m vorhandene Tonschicht mit einem Feinstanteil von $FC=100\%$ führt zu einem Widerstand gegen Liquefaction von $F_L > 1,00$.

4.3 Pfahl-Design

4.3.1 Abmessungen

Die Brückenkonstruktion ist als regelmäßiges Einfeldsystem mit Stahlbetonstützen konzipiert, die auf Großbohrpfählen gegründet sind.

Bei den einfeldrigen Überbauten handelt es sich um vorgespannte einzellige Hohlkästen mit Systemweiten von 30 und 35m (Achsabstand der Stützen). Die Hohlkästen werden in einem Fertigteilwerk nahe der Strecke in einem Stück hergestellt und mit Hilfe eines Verlegegerüsts als Gesamtfertigteil eingehoben.

Bei den Stützen handelt es sich um Kragstützen mit rechteckigen Querschnitt. Die Gründung erfolgt über eine Pfahlkopfplatte auf 4 Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 2m.

Die Bohrpfähle werden dabei biegesteif an die Pfahlkopfplatte angeschlossen.

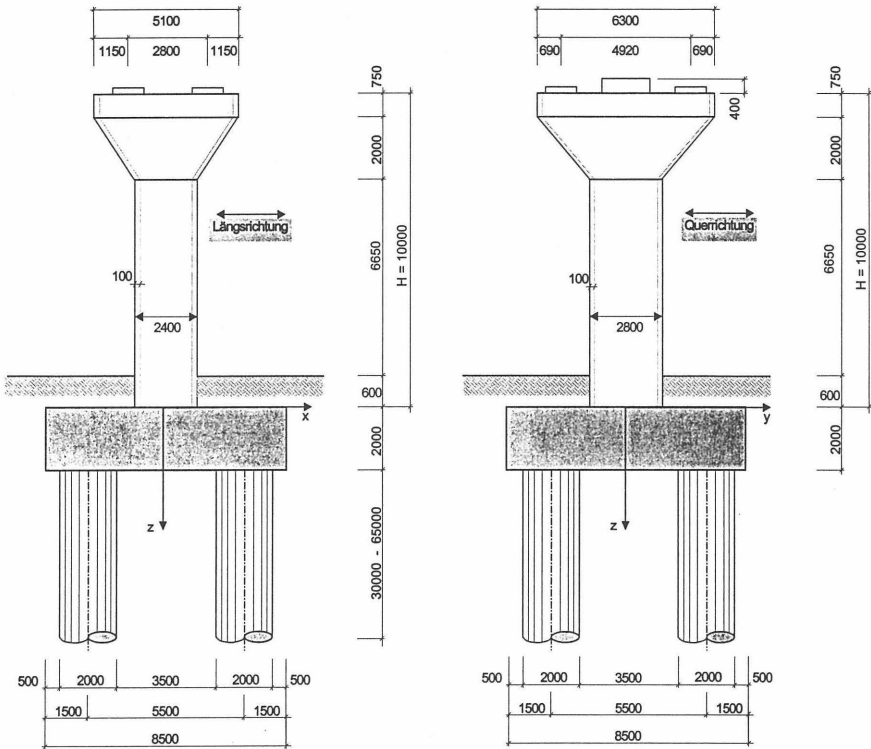


Bild 5: Abmessungen einer typischen Stütze mit H = 10m

4.3.2 Modellierung - Gesamtsystem

Die Berechnung der Stützen erfolgt an einem räumlichen FE-Modell. Stütze und Pfähle werden mit räumlichen Stabelementen, die Pfahlkopfplatte und Teile des aufgeweiteten Stützenkopfes mit räumlichen Schalenelementen abgebildet. Die Verbindung der einzelnen Bauteile erfolgt über kinematische Kopplungen.

4.3.3 Modellierung - Gründung

Mantelreibung, Spitzendruck, Steifemodul E_s :

Aus den Schlagzahlen N_{30} des Standard Penetration Tests können mit entsprechenden Berechnungsansätzen die Werte σ_{sf} für Mantelreibung, σ_{ef} für Spitzendruck und die Steifemoduli E_s der jeweiligen Bodenschicht ermittelt werden. Die zugrunde gelegten Berechnungsansätze werden durch umfangreiche Pfahltests an Pfählen mit einem Durchmesser von 2m und realen Pfahllängen verifiziert bzw. kalibriert.

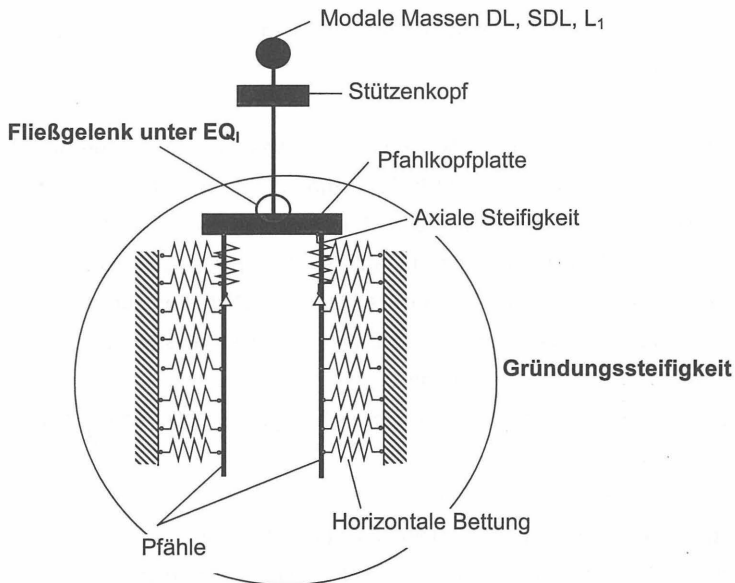


Bild 6: Schematisierte Darstellung der Pfahlgründung

Horizontale Bettung:

Die Modellierung der horizontalen Bettung der Pfähle erfolgt durch nicht gekoppelte Federn nach dem Modell von Winkler (Bettungsmodulverfahren). Für die horizontalen Federsteifigkeiten darf nach [6] und [7] $K_{stat} = K_{dyn}$ angenommen werden. Eine Material- und Abstrahldämpfung wird nicht angesetzt. Die Federsteifigkeiten werden aus dem Steifemodul E_s der entsprechenden Bodenschicht errechnet. Die Bettung

der Pfähle wird über die ersten 10m unter GOK linear anwachsend angesetzt, danach wird mit einem konstanten Bettungsverlauf gerechnet.

In den durch Liquefaction gefährdeten Bereichen der Strecke werden die Federsteifigkeiten der gefährdeten Schichten entsprechend dem oben beschriebenen Verfahren abgemindert. Die durchschnittliche Abminderung beträgt für Los C260 ca. 30% und für Los C270 ca. 60%.

Zur Berücksichtigung des Gruppeneffekts werden die horizontalen Federsteifigkeiten nach [8] abgemindert. Die Abminderung beträgt beim gewählten Achsabstand der Pfähle von 5,50m ca. 40%.

Für das Design der Pfähle und für die Verschiebungsnachweise werden die horizontalen Bettungsspannungen vor den Pfählen begrenzt. Für die Gründung wird der gesamte räumlichen Erdwiderstand E_p nach [10] berechnet. Der ansetzbare Erdwiderstand ist nach den Design Specifications auf den Wert $E_p/1,7$ zu begrenzen. Der gesamte Erdwiderstand wird nach [11] auf die einzelnen Pfähle entsprechend ihrer Lage zueinander verteilt. Aus den verteilten Erdwiderständen lassen sich die Fließgrenzen der horizontalen Federn bestimmen.

Für die beiden Hauptachsen der Stütze ergibt sich folgende Aufteilung des räumlichen Erdwiderstandes:

- je 15% auf die abgeschatteten Pfähle
- je 35% auf die beiden in Kraftrichtung vorne liegenden Pfähle

In Liquefaction gefährdeten Bereichen werden die Eingangswerte (z. B. ϕ' , c_u) zur Berechnung des Erdwiderstandes der gefährdeten Schichten abgemindert.

Axiale Steifigkeiten der Pfähle:

Die Modellierung der axialen Steifigkeiten der Pfähle erfolgt durch vertikale Federn am Pfahlkopf.

Die axiale Steifigkeit eines Pfahles errechnet sich aus den jeweiligen Bodenschichten und den zugehörigen Anteilen von Mantelreibung und Spitzendruck, der Abminderung der Tragfähigkeit der betroffenen Bodenschichten aus Liquefactiongefährdung, dem Anteil der Mobilisierung der vertikalen Gesamttragfähigkeit eines Pfahles unter

Berücksichtigung der Pfahlsetzungen und der elastischen Stauchung des Pfahls.

Es werden zwei Fälle unterschieden:

- Axiale Steifigkeit k_{v2} unter Gebrauchslasten z.B. Eigengewicht, Bremsen und Anfahren und Erdbeben Typ II
- Axiale Steifigkeit k_{v1} unter Biegekapazität der Fließgelenke (siehe 4.3.5) – Erdbeben Typ I

Unter Gebrauchslasten (z.B. Erdbeben Typ II) wird die Normalkraft im Pfahl durch die Sicherheitsfaktoren der Mantelreibung ($\gamma = 1,5$) und des Spitzendrucks ($\gamma = 2,0$) auf 67 % der Gesamttragfähigkeit bei reiner Mantelreibung und 50 % bei reinem Spitzendruck beschränkt. Das Verhältnis der Normalkraft im Pfahl unter Gebrauchslasten zur Gesamttragfähigkeit des Pfahls wird weiter reduziert, da für die Pfahllängenermittlung die Normalkräfte resultierend aus der Biegekapazität der Fließgelenke (Erdbeben Typ I - siehe 4.5.3) maßgebend sind. In den allermeisten Fällen wird daher unter Gebrauchslasten nicht die volle Mantelreibung aktiviert und die axiale Steifigkeit des Pfahls erreicht ihr Maximum.

Unter den Normalkräften resultierend aus der Biegekapazität der Fließgelenke (Erdbeben Typ I) kann die Gesamttragfähigkeit eines Pfahls zu 80 % ausgenutzt werden ($\gamma = 1,25$ für Mantelreibung und Spitzendruck). Handelt es sich um einen reinen Mantelreibungspfahl, ist die axiale Steifigkeit $k_{v1} = k_{v2}$. Ist die Normalkraft des Pfahls unter den Schnittgrößen aus Materialüberfestigkeit größer als der Anteil der Mantelreibung muß ein Teil der Normalkraft über Spitzendruck abgetragen werden. Zur Aktivierung des Spitzendrucks sind größere Verformungen als zur Aktivierung der Mantelreibung nötig. Die axiale Steifigkeit k_{v1} des Pfahls wird kleiner. Als Grenzwerte der Pfahlsetzungen für die Aktivierung des Spitzendrucks werden folgende Grenzwerte angenommen:

- für nicht bindige Böden: $5\text{cm} < s_{\text{ult}} < 14\text{cm}$
- für bindige Böden: $3\text{cm} < s_{\text{ult}} < 5\text{cm}$

Sind in den oberen 20m des Bodens durch Liquefaction gefährdete Schichten vorhanden, müssen die Werte für Mantelreibung der jeweiligen Schichten entsprechend den Abminderungsfaktoren für Liquefaction verringert werden. Der Anteil der Normalkräfte, der durch Spitzendruck abgetragen werden muß, nimmt zu und die axiale Steifigkeit k_{v1} verringert sich.

Die Abminderung der axialen Steifigkeiten infolge des Pfahlgruppeneffekt wird nach [9] errechnet. Es ergibt sich eine Abminderung von ca. 20%.

Für die beiden Lose ergeben sich folgende axialen Steifigkeiten:

- Los C260: $6,5 \text{ MN/cm} < k_{v1} < 12,0 \text{ MN/cm}$
 $9,0 \text{ MN/cm} < k_{v2} < 14,0 \text{ MN/cm}$
- Los C270: $8,0 \text{ MN/cm} < k_{v1} < 14,0 \text{ MN/cm}$
 $11,0 \text{ MN/cm} < k_{v2} < 17,0 \text{ MN/cm}$

4.3.4 Dynamik

Für die Ermittlung der Schnittkräfte unter dynamischer Belastung stehen allgemein 3 Verfahren zur Verfügung, das statisches Ersatzkraftverfahren, das Antwortspektrenverfahren und das Zeitintegrationsverfahren.

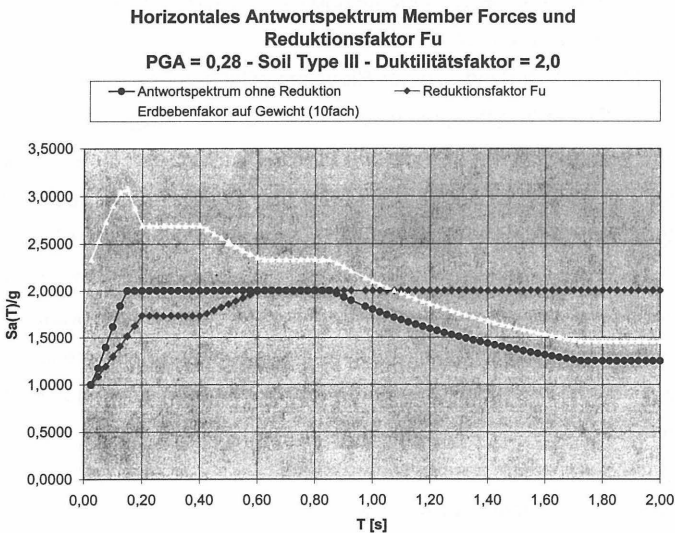


Bild 7: Horizontales Antwortspektrum für einen typischen Bodentyp

Aufgrund der konzentrierten Überbaumassen, der geringen Kopplung der Stützen durch die Überbauten, der Dominanz der ersten Eigenform des Stützensystems, der

einfachen Handhabung, des geringen Zeitaufwandes für die Berechnung, der leichten Prüfbarkeit der Ergebnisse und infolge der eindeutigen Bevorzugung innerhalb der Design Specifications (DS) wird für die Ermittlung der Schnittgrößen aus dynamischer Belastung ausschließlich das Ersatzkraftverfahren verwendet.

Über die maximale Bodenbeschleunigung, die Eigenfrequenz der Stütze, den Duktilitätsfaktor des Stützentyps (siehe Kapazitätsbemessung) und das jeweilige den Bodenverhältnissen entsprechende normierte horizontale Beschleunigungsantwortspektrum für den Einmassenschwinger kann die statische Ersatzkraft für jede Stütze errechnet werden (siehe Bild 7).

4.3.5 Kapazitätsbemessung

In entscheidender Weise wird das Antwortverhalten der Brücke auf eine dynamische Anregung durch die Größe des Tragwiderstandes der Stützen und deren Duktilität, (plastisches Verformungsvermögen) bestimmt. Stattet man die Stützen z. B. mit einem hohen Tragwiderstand aus, so wird nur ein geringer Duktilitätsbedarf bestehen, damit die Brücke ein Erdbeben vom Typ I übersteht. Das Maß für das Erdbebenverhalten einer Struktur ist somit gleich dem Produkt aus deren Tragwiderstand und Duktilität. Mit der Bemessung nach der Kapazitätzmethode läßt sich dieses Zusammenspiel von Tragwiderstand und Duktilitätsbedarf erfassen.

Hierfür wird die Bewehrungsführung in der Stütze so gewählt, daß sich für den Grenzzustand des Erdbebens Typ I nur der gewünschte Versagensmechanismus einstellen kann (siehe Bild 6 – Fließgelenk am Stützenfuß). Der Tragwiderstand (Bewehrungsgehalt und Größe des Betonquerschnitts) im Bereich der plastischen Gelenke hängt dabei von dem zugelassenen plastischen Verformungsvermögen der Stütze ab. Die konstruktive Ausbildung der plastischen Bereiche muß die benötigte Rotationsfähigkeit ermöglichen.

Die mit dem normierten Antwortspektrum ermittelten horizontalen Erdbenersatzkräfte dürfen für die Bemessung des Stützenschafes mit einer, dem Stützentyp entsprechenden geschätzten Duktilität (Duktilitätsfaktor) abgemindert werden. Nach Wahl der Gründung muß über die Verschiebeduktilität des Gesamtsystems nachgewiesen werden, ob die eingangs geschätzte Duktilität erreicht wird.

Nach den Design Specifications darf für eine Einzelstütze höchstens eine Duktilität von 2,0 angesetzt werden.

Um ungewollte plastische Gelenke in den angrenzenden Bauteilen z. B. der Pfahlgründung auszuschließen, sind dort die Tragwiderstände gegen die Überfestigkeitskapazität (Biegekapazität der Fließgelenke) zu bemessen, die aus dem gewünschten Gelenkmechanismus resultiert.

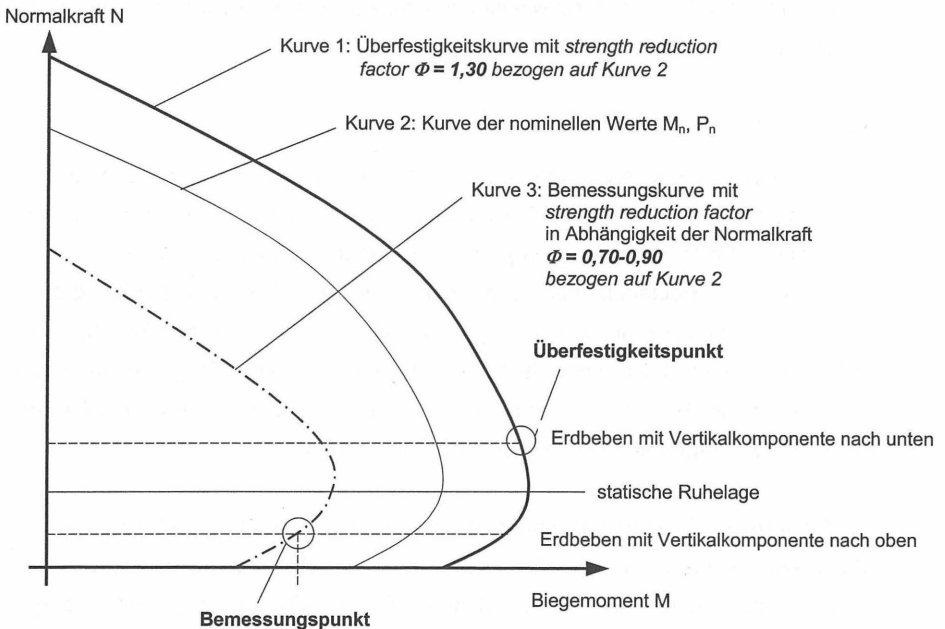


Bild 8: Bemessungskurven im Interaktionsdiagramm und Überfestigkeit

4.3.6 Kinematik

Aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten der Pfähle und des umgebenden Bodens verformen sich Pfähle und Boden während eines Bebens in unterschiedlichem Maß. Es werden dadurch zusätzliche Kräfte in den Pfählen induziert.

Die Verformungen des Bodens unter Erdbeben (Freifeldverschiebungen) werden mit einem vereinfachten Verfahren nach [7] berechnet.

Die Differentialgleichung der Biegelinie des Pfahls lautet:

$$E_p I_p u_1'''' + d \cdot k_s \cdot (u_1 - u_f) = 0$$

In der Gleichung bedeutet u_1 die horizontale Verschiebung des Pfahls, d ist der Durchmesser des Pfahls, K_s die Bettungssteifigkeit und u_f die Freifeldverschiebung einer gedachten, aus dem Boden herausgeschnittenen Bodensäule. Dem Pfahl werden durch den Boden somit Kräfte aufgezungen, die in ihrer Größe dem Produkt aus Bettungssteifigkeit und Freifeldverschiebung entsprechen.

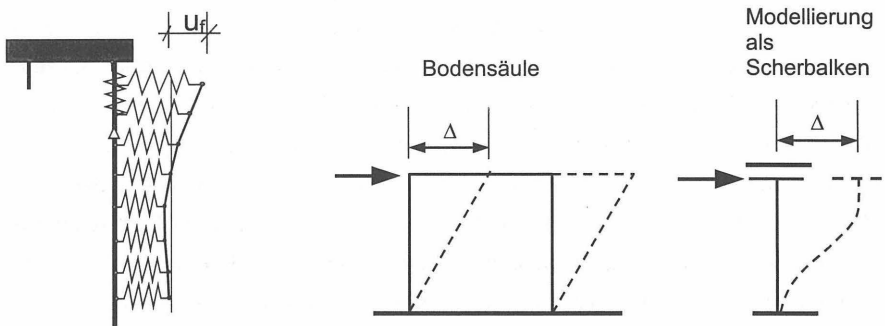


Bild 9: a) Freifeldverschiebungen b) Äquivalente Steifigkeiten im Scherbalkenmodell

Die Berechnung der Freifeldverschiebungen erfolgt an einem Scherbalkenmodell mit dem Antwortspektrenverfahren und den in den Design Specifications vorgegebenen Antwortspektren. Die Dämpfung des Bodens wird mit 20% angenommen. Die Schubmoduli der einzelnen Bodenschichten werden anhand der Scherwellengeschwindigkeit (Ausbreitungsgeschwindigkeit der Erdbebenwellen im Boden) nach [12] bestimmt und in eine äquivalente Biegesteifigkeit umgerechnet. Die Scherwellengeschwindigkeiten der einzelnen Schichten können aus den Schlagzahlen N_{30} bestimmt werden.

Mit den so bestimmten Steifigkeiten lassen sich die Eigenfrequenzen und Eigenformen der Bodensäule bestimmen. Für die ermittelten Freifeldverschiebungen u_f ist es entsprechend den Design Specifications erlaubt, nur den Modalbeitrag der ersten Eigenform (ca. 80% der modalen Masse) anzusetzen.

4.3.7 Bestimmung der Pfahllängen

Die Gründung muß gegen die Biegekapazität des Fließgelenks der Stütze unter Erdbeben Typ I ausgelegt werden. Die Lasten zur Bemessung der Stütze sind jedoch abhängig von der Frequenz des Stützensystems und somit abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen der Stütze und der Gründung. Die Auslegung der Gründung kann daher nur in einem iterativen Prozeß erfolgen.

In einem ersten Iterationsschritt wird eine Pfahllänge geschätzt und die Gründungssteifigkeit hiermit vorgegeben. Mit dieser Gründungssteifigkeit werden die Eigenfrequenzen des Stützensystems und die um den geschätzten Duktilitätsfaktor der Stütze reduzierten horizontalen Bemessungslasten infolge von Erdbeben Typ I ermittelt (Bild 7). Mit diesen Bemessungslasten wird der Stützenschaft gemäß [11] nach dem Load Factor Design bemessen (Bild 8). Mit der ermittelten Bewehrung im Stützenschaft kann die Biegekapazität des Fließgelenks im Bereich des Stützenfußes (Bild 6) mit den Materialüberfestigkeiten $\Phi = 1,3$ nach Bild 8 ermittelt werden. Diese Biegekapazität (Plastic Hinge Forces) muß zusammen mit den Kräften aus den Freifeldverschiebungen und den modalen Kräften aus der Masse der Pfahlkopfplatte mit den entsprechenden geotechnischen Sicherheiten ($\gamma = 1,25$ für die axialen Kräfte der Pfähle) von den Pfählen aufgenommen werden. Die Bodenspannung vor den Pfählen wird wie oben dargestellt auf den Erdwiderstand reduziert. Die so ermittelten Normalkräfte in den Pfählen führen zu einer neuen Pfahllänge.

Die Iteration muß solange wiederholt werden, bis die Pfahllängenänderungen im n -ten Iterationsschritt im Vergleich zum $(n-1)$ -ten Schritt kleiner als 1m betragen.

4.3.8 Bemessung der Pfähle

Die Bemessung der Pfähle erfolgt für die unter 4.3.7 in der n -ten Iteration ermittelten Schnittgrößen nach dem Load Factor Design gemäß [11] mit einem Material- Teilsicherheitsbeiwert (Strength Reduction Factor) von $\Phi = 0,90$ für Biegung und $\Phi = 0,85$ für Schub. Die veränderliche Normalkraft in den Pfählen infolge Abbau durch Mantelreibung wird berücksichtigt.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Der Bau einer aufgeständerten Hochgeschwindigkeitsbahnstrecke in einem Erdbebengebiet stellt eine ganz außergewöhnliche Herausforderung an die Gründung dar. Infolge des inhomogenen Untergrundes mit stark unterschiedlicher Tragfähigkeit und der hohen Erdbebenbelastung ergeben sich teilweise Pfahllängen von über 60m mit einem Durchmesser von 2m.

Die richtige Einschätzung der Liquefactiongefährdung des Baugrundes hat für die Dimensionierung der Pfähle größte Bedeutung. Erst auf der Grundlage der Liquefactionberechnung ist es möglich, die in Ansatz zu bringenden Bodenkennwerte festzulegen und die Steifigkeiten der Gründung für die Ermittlung der frequenzabhängigen Horizontalkräfte aus Erdbeben annähernd genau abzuschätzen.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Bilfinger+Berger aktuell, special edition on the occasion of the ground-breaking ceremony of lots C260 and C270, Mannheim, 2000
- [2] Fischer, O. et al., Dynamische Berechnungen für eine aufgeständerte Hochgeschwindigkeitsbahnstrecke in einem Erdbebengebiet, 5. FEM/CAD-Tagung an der Technischen Universität Darmstadt, Tagungsband, Hrsg.: U. Rüppel, K. Wassermann, Düsseldorf: Werner, 2000
- [3] Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan, Balkema, Rotterdam, 1997
- [4] Japanese Society of Civil Engineers: Earthquake Resistance Design Codes in Japan, January 2000
- [5] American Society for Testing and Materials (ASTM), Annual Book of ASTM Standards 1999, Vol. 04.08
- [6] Waas, G.: Pfahlgründungen unter dynamischer Belastung, aus: Haupt, W.: Bodendynamik – Grundlagen und Anwendung, Vieweg, 1986

- [7] Müller, F.P. und Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten, Ernst&Sohn, 2. Auflage, 1984
- [8] Japanese Railway Structure Design Standard for Foundations and Structures against Earth Pressure, Ministry of Transportation, Japan, 1997
- [9] Poulos, H.G., Davis, E. H.: Pile Foundation - Analysis and Design, John Wiley&Sons, New York, 1980
- [10] DIN V 4085-100: Berechnung des Erddrucks – Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten, 1996
- [11] AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, 1996
- [12] Japanese Road Association – Seismic Design Code, 1996

OPTIMIERUNG DER GRÜNDUNG DER REICHENBACHTALBRÜCKE MIT DER KOMBINIERTEN PFAHL-PLATTENGRÜNDUNG

Dipl.-Ing. Thomas Hecht, DEGES, Berlin

Dipl.-Ing. Rudolf Dürrwang, ARCADIS, Darmstadt

1 AUFGABENSTELLUNG UND UNTERGRUNDSITUATION

Die DEGES GmbH, Berlin, plant und steuert den Ausbau der Bundesautobahnen in den neuen Bundesländern. Im Zuge des Ausbaus des Verkehrswegenetzes wird auch die Bundesautobahn A 71 neu gebaut, die den Thüringer Wald in ca. Nord-Süd-Richtung quert und vom Autobahnkreuz Erfurt nach Schweinfurt verläuft (s. Bild 1, Lageplan Neubau der Bundesautobahnen in Thüringen).

Die im Zuge der A 71 neu zu errichtende Reichenbachtalbrücke zwischen Arnstadt und Ilmenau überspannt mit einer Länge von rd. 1.000 m das Tal des Reichenbaches, eine Landesstraße und eine Bahnlinie. Sie erreicht eine maximale Höhe von rd. 60 m über Talgrund. Insgesamt hat die Brücke neben den Widerlagern 13 Pfeilerachsen. Als Besonderheit ist zu nennen, dass beide Richtungsfahrbahnen mit einem gemeinsamen Überbau realisiert werden sollen.

Die Gründung des Brückenneubaus erfolgt in den Formationen des Buntsandstein, die im Thüringer Wald weit verbreitet anstehen. Es folgen hier unter einer geringmächtigen quartären Deckschicht zunächst bis zu etwa 40 m mächtige Ton-, Schluff- und untergeordnet Sandsteine des Oberen Buntsandstein ($Röt$, S_o) gefolgt von den Formationen des Mittleren Buntsandstein (S_m), der als plattiger bis bankiger Sandstein vorliegt. Der S_o ist bindemittelarm, tonsteinreich und zudem unterschiedlich verwittert bzw. schichtweise lockerbodenartig zersetzt. Der tief anstehende S_m ist deutlich besser gebunden, sandsteinreich und im Wesentlichen unverwittert.

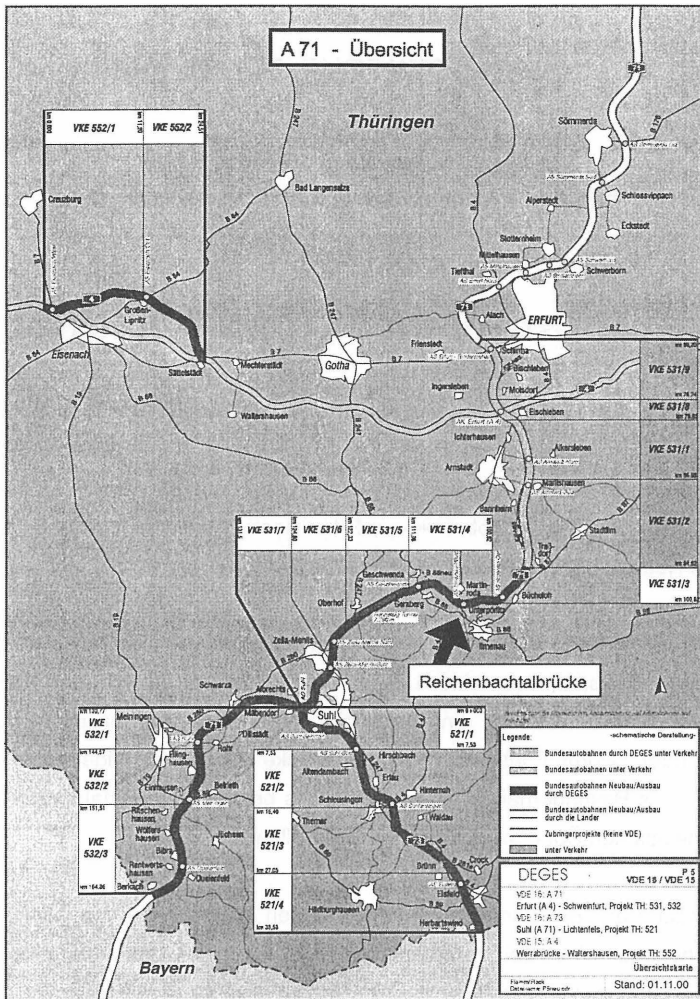


Bild 1: Lageplan Neubau der Bundesautobahnen in Thüringen

Die Erkundung des Baugrunds erfolgte mit zwei Kernbohrungen je Auflagerachse, ergänzt durch geophysikalische Untersuchungen sowie durch Sondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH nach DIN 4094).

Die ausgeführten Rammsondierungen konnten zwar bis in den S_0 niedergebracht werden, kamen aber in unterschiedlicher Tiefe jeweils auf der ersten härteren Bank fest. Durch die geophysikalischen Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass Auslaugungserscheinungen mit Hohlraumbildungen im S_0 nicht vorliegen.

Für den S_0 wurden im Labor einaxiale Druckfestigkeiten von $q_u = 0,1$ bis $0,5$, max 1 bis 2 MN/m^2 festgestellt (damit nach DIN 4014 noch lockerbodenartig), für verwitterte Schichten ergaben sich leicht bis mittelplastische Eigenschaften mit einer Konsistenz an der Grenze steif zu halbfest.

Insgesamt zeigte sich der S_0 als schichtweise verformungsempfindlich und wechselhaft, so dass seine Eignung als Gründungshorizont für eine Flachgründung nicht gegeben war. Die Vorgabe des Brückenplaners lag bei Gesamtsetzungen von $s < 4 \text{ cm}$ und Setzungsdifferenzen $\Delta s < 2 \text{ cm}$. Diese Vorgaben waren bei Stützenlasten von 50 bis 70 MN nicht einhaltbar. Auch für eine Pfahlgründung war der S_0 mit den vorliegenden Untersuchungen nicht sicher einzuschätzen.

Es wurde zunächst konservativ eine Tiefgründung im S_m vorgesehen. Damit ergaben sich Pfahllängen von bis zu 50 Metern. Neben den erheblichen Kosten wären auch entsprechend lange Ausführungszeiten inkauf zu nehmen gewesen.

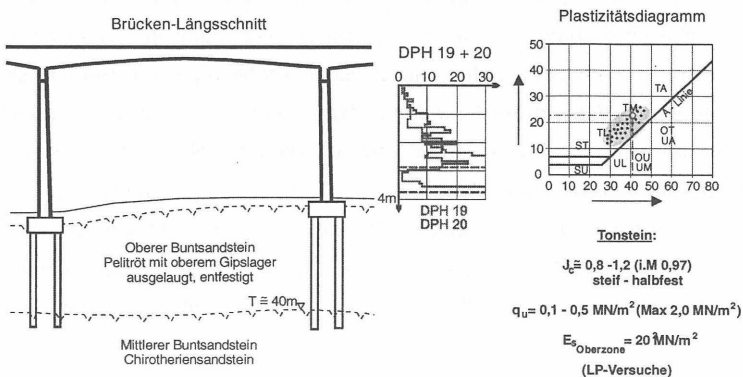


Bild 2: Schnitt mit Bodenkennwerten

2 OPTIMIERUNG DER GRÜNDUNG, VORAUSSETZUNG FÜR EINE KOMBINIERTE PFAHL-PLATTENGRÜNDUNG (KPP)

Die Erfordernis für eine Optimierung des Standardgründungsentwurfes lag damit auf der Hand.

Um die Verformbarkeit des S_o an seiner Oberfläche festzustellen, wurden ergänzend Plattendruckversuche ($\varnothing$ 60 cm) in Großschürfen durchgeführt. Diese ergaben in der angestrebten Gründungssohle für eine Flachgründung (rd. 3 m unter vorh. GOK) einen Verformungsmodul von im Mittel $E_s \approx 20 \text{ MN/m}^2$. Eine Zunahme der Baugrundsteifigkeit mit der Tiefe war anzunehmen.

Unter Berücksichtigung aller vorliegenden Erkundungsergebnisse wurde abschließend der S_o als „grundsätzlich gründungsfähig“ eingestuft, so dass eine mittragende Wirkung einer Pfahlkopfplatte in Ansatz gebracht werden konnte und erstmalig im Verkehrswegebau der Entwurf einer kombinierten Pfahl-Plattengründung für eine Talbrücke in Erwägung gezogen wurde. Aus geologischen und morphologischen Gründen sollte eine kombinierte Pfahl-Plattengründung bei 7 Pfeilerachsen zum Einsatz kommen.

Bereits erste Überschlagsrechnungen zeigten für diese Gründungsvariante ein erhebliches Kosteneinsparungspotential auf. Dieses resultierte im Wesentlichen aus einer deutlichen Reduzierung der erforderlichen Pfahllängen bei Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Gründungsplatte. Schon mit sehr konservativen Ansätzen für das tiefenabhängige Verformungsverhalten des S_o konnten sowohl die zur Gründung erforderliche Pfahlanzahl auf 6 bis 8 Stück je Pfeiler, als auch die Pfahllänge von max. 50 m auf zunächst 20 m bis 25 m, nach Abschluss aller Untersuchungen sogar auf 15 m reduziert werden. Die prinzipiellen Vorteile einer kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) gegenüber der konservativen Tiefgründung zeigt Bild 3.

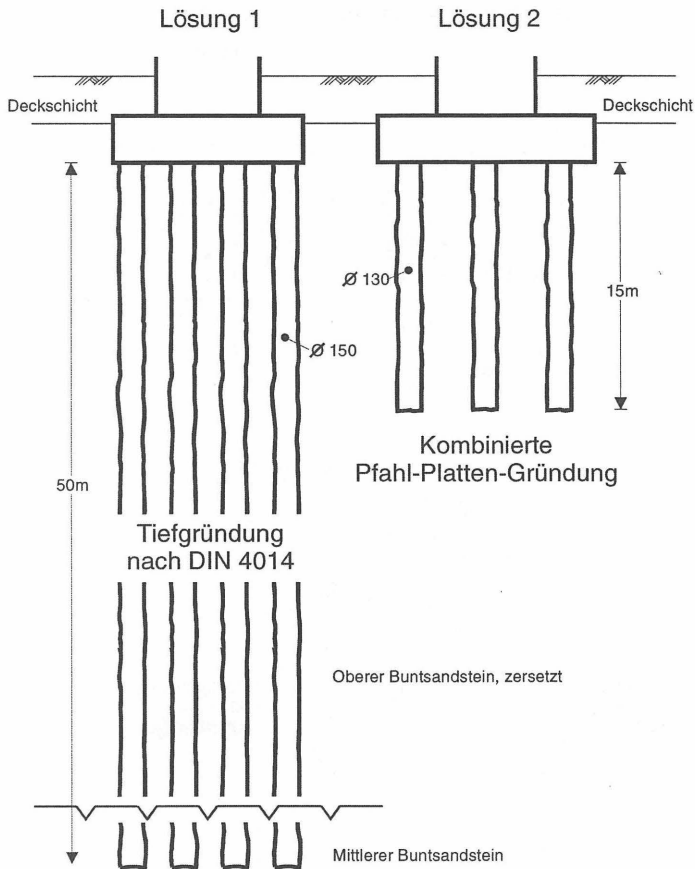


Bild 3: Schnitte zu konventioneller Tiefgründung und KPP

Bei der Anwendung der kombinierten Pfahl-Plattengründung werden die Bauwerkslasten über Sohlspannungen unter der Gründungsplatte und über Mantelreibung und Spitzendruck der Pfähle in den Baugrund abgetragen. Dabei kann unter Variation der Pfahlanordnung und -geometrie die zu erwartende Setzung der Gründung den Erfordernissen der aufgehenden Konstruktion - ausgehend von einer ansonsten zu verformungsempfindlichen Flachgründung - angepasst werden.

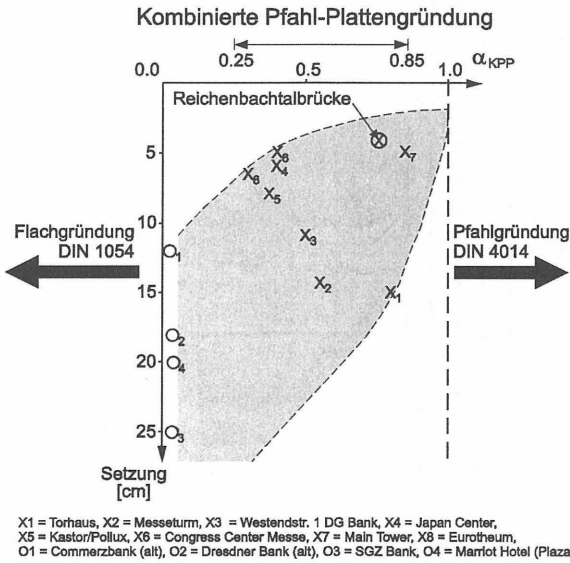
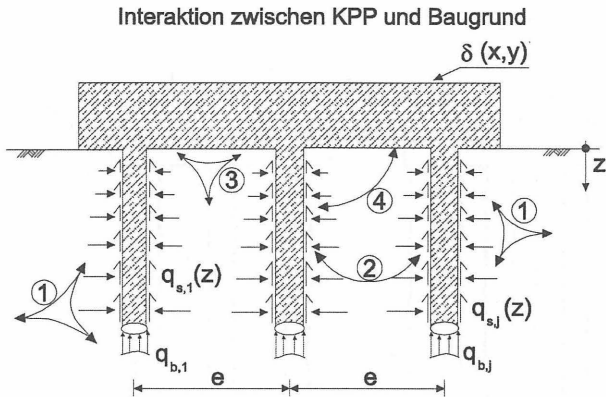


Bild 4: Interaktion zwischen den Gründungselementen und Beeinflussung der Bauwerkssetzungen in Abhängigkeit vom Lastaufteilungsfaktor

Bei der Berechnung sind die in Bild 4 (oben) dargestellten Interaktionseinflüsse zu berücksichtigen. Im unteren Teil des Bildes 4 sind die bisher erzielten Ergebnisse dargestellt und die Zielgrößen der Reichenbachthalbrücke eingetragen.

3 PROBEBELASTUNG

Da die üblichen Methoden zur Bestimmung des Baugrundverhaltens in den hier anstehenden, teils wenig gebundenen und sehr unterschiedlich verwitterten Gesteinen des Oberen Buntsandstein mit stark wechselhaften Festigkeiten versagen, kann eine realitätsnahe Einschätzung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens nur auf der Grundlage von Pfahlprobabelastungen erfolgen.

Es wurden an 2 Versuchspfählen im Bereich der Pfeilerachse 10 Pfahlprobabelastungen durchgeführt. Als Versuchspfähle wurden Bohrpfähle mit einem Durchmesser von $d = 0,9$ m und einer Länge von 12 m (Pfahl 1) und 20 m (Pfahl 2) hergestellt. Zur Bestimmungen der Tragfähigkeitsanteile des Mantel- und des Spitzenwiderstandes waren die Versuchspfähle am Pfahlfuß mit einer ölhdraulischen Kraftmessdose instrumentiert.

Die Belastung wurde über rückverankerte Belastungskronen aufgebracht. Mit dieser Belastungskonstruktion waren unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten Vertikallasten bis 10 MN zu realisieren, wobei dies auch in etwa der rechnerischen, inneren Tragfähigkeit der Pfähle entspricht. Die Versuche wurden lastgesteuert durchgeführt.

Im Ergebnis der Pfahlprobabelastungen zeigte sich, dass die Tragfähigkeit des Oberen Buntsandstein deutlich besser war, als zunächst erwartet. Selbst der nur 12 m lange Pfahl 1 zeigte unter der maximal aufgetragenen Vertikallast von 9,5 MN nur Setzungen von 26,16 mm; wobei die Belastung überwiegend über Mantelreibung in den Baugrund abgetragen wurde. Beim 20 m langen Versuchspfahl 2 wurde unter der Maximallast von 9,9 MN eine Setzung von 11,99 mm beobachtet, eine nennenswerte Aktivierung der Pfahlspitze konnte daher noch nicht erreicht werden.

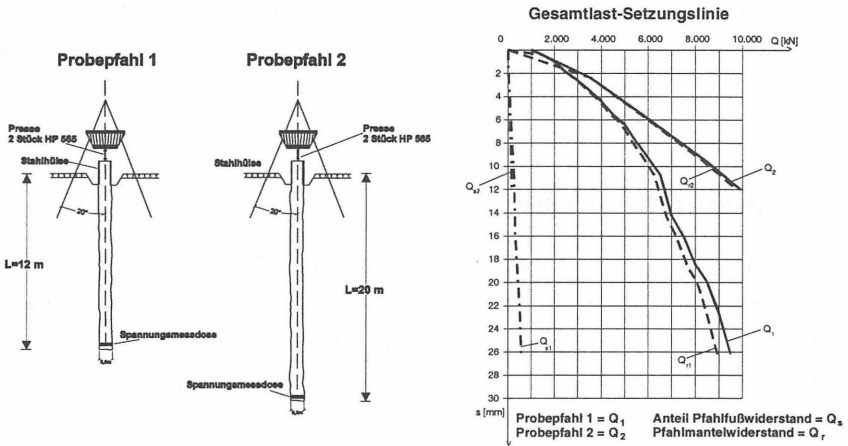


Bild 5: Schematische Darstellung der Pfahlprobekonstruktion und Ergebnisse

Das beobachtete Last-Setzungsverhalten beider Pfähle weist auf einen noch deutlichen Abstand zum Bruchzustand hin ($s_g = 0,1 \times d = 9 \text{ cm}$).

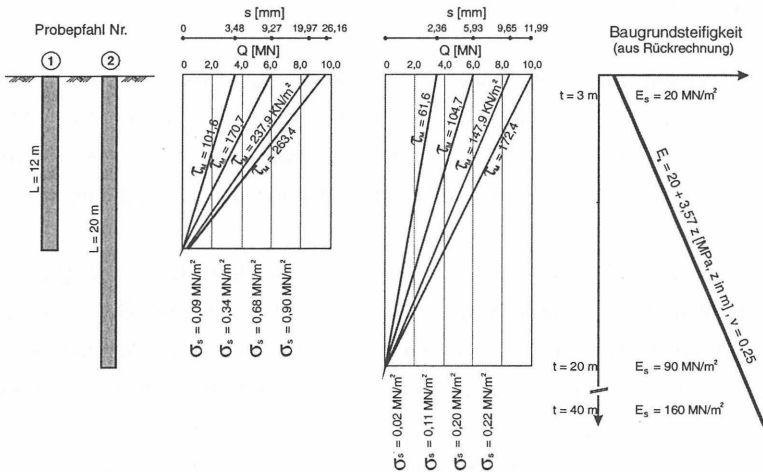


Bild 6: Verlauf der Mantelreibung und des Spitzendrucks

Bei Auswertung der statischen Pfahlprobelastungen wurden zunächst folgende Grenzwerte für Mantelreibung und Spitzendruck definiert:

$$\tau_{mf} = 0,26 \text{ MN/m}^2 \qquad \sigma_{sf} = 1,5 \text{ MN/m}^2$$

Als Grenzwert für die Mantelreibung wurde der höchste beobachtete Wert angesetzt (Pfahl 1, Laststufe 9,5 MN). Da aussagekräftige Beobachtungen zum Spitzendruck nicht vorlagen, wurde für den entsprechenden Bemessungswert, vorläufig und auf der sicheren Seite liegend, der untere Wert für σ_{sf} aus der Tabelle 9 der DIN 4014 verwendet.

Ergänzend zu den statischen Probelastungen wurden anschließend noch dynamische Belastungsversuche durchgeführt. Diese hatten das Ziel, das Last-Setzungsverhalten der Bohrpfähle bis zum Erreichen der Grenztragfähigkeit zu beobachten.

Mit den dynamischen Versuchen konnten äquivalente statische Lasten zwischen 15,5 MN und 16 MN realisiert werden. Beim kürzeren Pfahl 1 wurden die Maximalwerte für Mantelreibung obs. $\tau_m = 0,407 \text{ MN/m}^2$ und Spitzendruck mit und obs $\sigma_s = 3,46 \text{ MN/m}^2$ ermittelt; beim längeren Pfahl 2 lagen die Werte deutlich darunter.

Aus der dynamischen Probelastung wurden folgende Grenzwerte für die rechnerisch anzusetzende Tragfähigkeit abgeleitet:

$$\tau_{mf} = 0,35 \text{ MN/m}^2 \qquad \sigma_{sf} = 3,0 \text{ MN/m}^2$$

Da die Auswertung von dynamischen Probelastungen gewisse Spielräume zulässt, wurden die anzusetzenden Rechenwerte für die Grenztragfähigkeit etwas unterhalb der beobachteten Werte angesiedelt. Es handelt sich damit um sicher belegte Rechenwerte.

4 BEMESSUNG, LASTVERTEILUNG, KOSTENEINSPARUNG

Die Bemessung der Pfahl-Plattengründung erfolgte mit einem Berechnungsverfahren, das im Zuge eines Forschungsvorhabens entwickelt und anschließend noch weiter verbessert wurde. Dieses Verfahren wurde bisher erfolgreich bei Hochhausgründungen eingesetzt (siehe z.B. LUTZ et. al. 1996) und im Rahmen eines vom Deutschen Institut für Bautechnik ausgeführten Ringversuches (HANISCH 2000) getestet und bestätigt.

Neben den Angaben zur Mantelreibung und zum Spitzendruck musste bei Auswertung der Pfahlprobelastungen auch die tiefenabhängige Entwicklung der Verformungseigenschaften des S_o abgeleitet werden. Dazu wurde ebenfalls das oben genannte Programm zur Berechnung von Pfahl-Plattengründungen verwendet (Gründungsplatte nicht vorhanden; Anzahl der Pfähle = 1). Die Rückrechnung ergab bei Ansatz einer mittleren Querdehnzahl von $\nu = 0,25$ folgenden, näherungsweise linearen Zusammenhang:

$$E = 20 + 3,57 \cdot z \text{ [MPa, } z \text{ in m]}$$

Mit diesem Ansatz erfolgte dann die abschließende Dimensionierung der kombinierten Pfahl-Plattengründung. Aus den rechnerisch ermittelten Setzungen und den ermittelten Sohlspannungen und Pfahlkräften wurden der Bettungsmodul k_s sowie Einzelfedern K_i für die Beschreibung des Pfahltragverhaltens abgeleitet. Mit diesem Federmodell wurden dann die Pfahlkopf-/Gründungsplatten bemessen. Da es sich um vergleichsweise gedrungene Gründungskörper handelt, erfolgte die Bemessung sowohl nach der Biegetheorie als auch mit einem räumlichen Fachwerkmodell. Für die weitere Bemessung des Überbaus wurden aus den Federkennwerten dann noch Vertikal- und Drehfedersteifigkeiten für den Gesamtgründungskörper abgeleitet, die dem Tragwerksplaner für den Überbau zur Verfügung gestellt wurden.

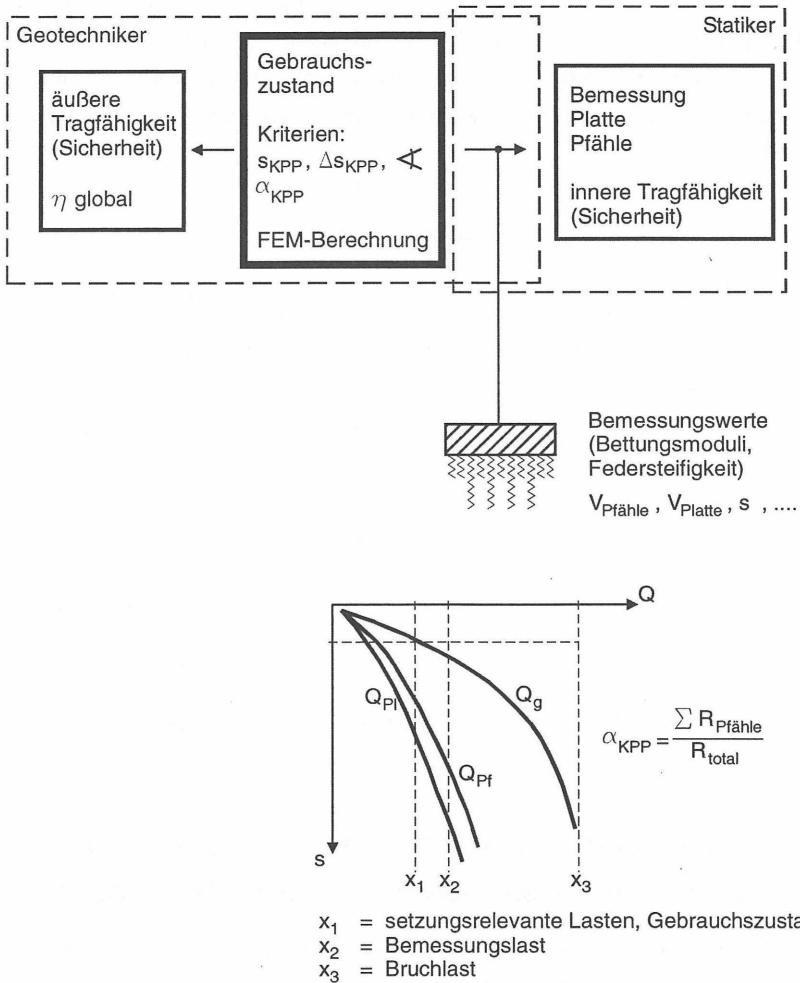


Bild 7: Dimensionierung der kombinierten Pfahl-Plattengründung

Als Zielgröße für die zu erwartenden Setzungen wurde $s < 4 \text{ cm}$ definiert. Das Ergebnis der Berechnungen hinsichtlich der erforderlichen Anzahl der Pfähle sowie deren Länge wurde bereits in Bild 3 dargestellt. Der rechnerische Lastanteil der Pfähle beträgt rd. 75 bis 80 %; der Rest der Bauwerkslasten wird über Sohlspannungen in den Baugrund abgeleitet.

Wie bereits gezeigt wurde, ergeben sich im vorliegenden Fall erhebliche Einsparungen gegenüber einer konventionellen Tiefgründung, die ausschließlich auf der Grundlage einer „üblichen“ Baugrunderkundung entworfen wird. Die nachfolgende Tabelle enthält einen massen- und kostenbezogenen Vergleich zwischen den beiden Varianten.

Kosteneinsparung

Achse	konventioneller Entwurf Pfahl-Durchmesser 1,5 m		Pfahl-Plattengründung Pfahl-Durchmesser 1,3 m	
	Pfahlanzahl	Gesamtmet	Pfahlanzahl	Gesamtmet
8	8	280	8	120
9	8	304	8	120
10	8	344	8	120
11	8	384	6	90
12	8	360	6	90
13	8	312	6	90
14	8	296	6	90
	56	2.280	48	720
Kosten- schätzung	ca. 2,2 Mio DM		ca. 0,9 Mio DM inkl. Mehrkosten für die Pfahlplatte	

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Kosten und Massen

5 MESSTECHNISCHE KONTROLLE, MESSTECHNISCHE AUSSTATTUNG, MESSUNGEN UNTER BETRIEB, ZIELE

Zur messtechnischen Kontrolle wurde die Gründung eines Pfeilers (Pfeiler 10) umfangreich instrumentiert. Die messtechnische Ausstattung ist im nachfolgenden Bild 8 dargestellt.

Zur Erfassung der in die Pfähle abgetragenen Lasten sind in allen 8 Pfählen je 3 Dehnungsmesselemente eingebaut. Die Erfassung der neutralen und totalen Sohlspannungen in der 140 m² großen Gründungsfläche erfolgt über 15 Stück Sohl-druckgeber und 5 Stück Porenwasserdruckgeber.

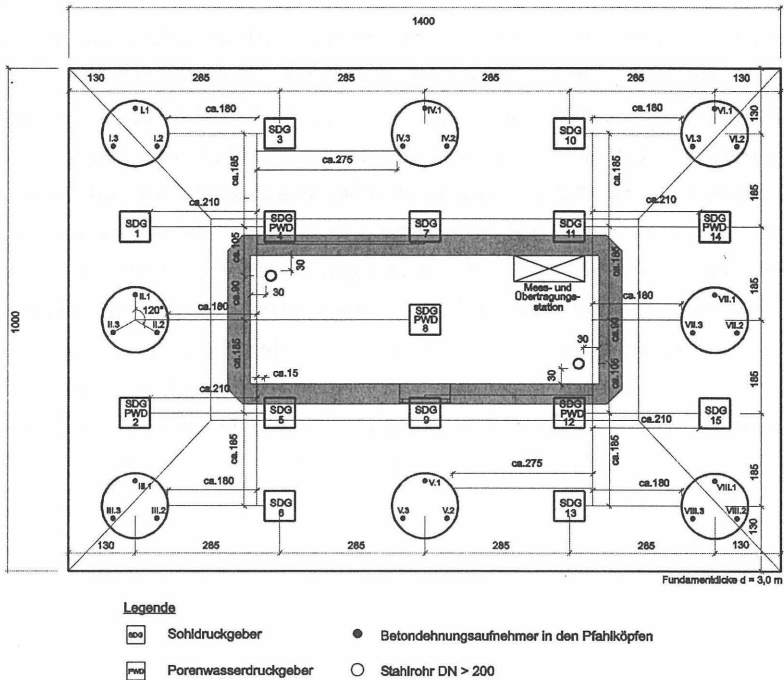
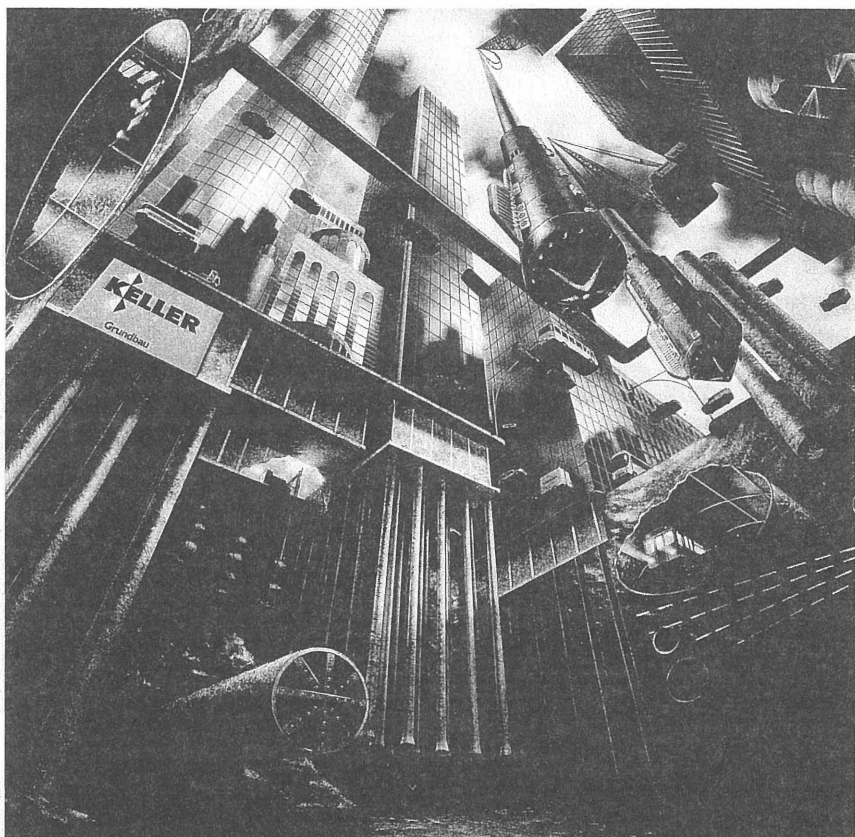


Bild 8: Messtechnische Ausstattung, Grundriss

Ferner sind in allen 4 Seiten des Pfeilers Betondehnungsgeber eingebaut, so dass hier die insgesamt in die Gründung eingeleitete Last gemessen werden kann. Die Daten werden elektrisch gemessen und per Datenfernübertragung an das überwachende Ingenieurbüro übermittelt. Damit ist eine kontinuierliche Beobachtung der Gründung gewährleistet.

Zur Zeit ist das Fundament und der Pfeiler selbst hergestellt. Damit sind rd. 25 % der anzusetzenden Gesamtlast aus Eigengewicht aufgebracht. Die derzeit wirkenden Verkehrslasten (Wind) sind gering. Die bislang aufgetretenen Setzungen bleiben hinter den Prognosen zurück.

Ziel der Messungen ist zum einen die kontinuierliche Kontrolle des angesetzten Tragverhaltens der Gründung, zum anderen soll aber auch nach Fertigstellung des Bauwerks festgestellt werden, inwieweit die Gründungselemente tatsächlich den statisch anzusetzenden Lastfällen unterliegen bzw. inwieweit am Überbau auftretende Verkehrslasten die Gründung tatsächlich beanspruchen und setzungsrelevant sind. Bei der Bemessung der Pfähle ergeben sich erhebliche Zusatzlängen aus außerordentlichen Verkehrslastfällen (z.B. zusätzliche Pfahlkräfte nur aus unsymmetrischen Verkehrslasten = 50 % !). Das Ziel der Messungen ist daher, die Funktionalität der Gründung aufzuzeigen und damit darzustellen, dass aufwendige Untersuchungen im Hinblick auf einen wirtschaftlichen Gründungsentwurf - der im übrigen auch auf weitere Bauwerke regional übertragbar wäre - lohnend sind. Ferner soll festgestellt werden, inwieweit bei der Dimensionierung der Gründung unsymmetrisch wirkende Verkehrslasten in ggfs. abgeminderter Größenordnung angesetzt werden können.



Weltweiter Spezialtiefbau

Keller Grundbau als international-führendes Spezialtiefbau-Unternehmen verwirklicht Lösungen von Baugrund- und Grundwasserproblemen in aller Welt. Die Abwicklung komplexer Grundbauaufgaben unter Verwendung selbstentwickelter Verfahren und Ideen ist unsere Herausforderung, wobei Baugrundverbesserungen und Injektionstechniken die Schwerpunkte sind.

Fragen Sie danach:

Keller Grundbau GmbH

Kaiserleistraße 44

D - 63067 Offenbach

Telefon (069) 80 51 - 0 · Telefax (069) 80 51 - 244

Internet: <http://www.KellerGrundbau.com>

E-mail: Marketing@KellerGrundbau.com

KLEINBOHRPFÄHLE ALS ELEMENTE EINER SPEKTAKULÄREN UNTERFANGUNG IM ZENTRUM VON LISSABON

Eduard Falk

KURZFASSUNG

Für die Erweiterung des U-Bahn-Netzes im historischen Zentrum von Lissabon war für die Unterfahrung des Hotel „Avenida“ ein Aushub unter besonders erschwerten Bedingungen durchzuführen. Ohne Unterbrechung der Bauwerksnutzung wurde der gesamte Zentralbereich unter den Fundamenten des Hotels bis 13 m Tiefe ausgehoben. Aufgrund der stark unterschiedlichen Bodenschichten und der beengten Raumverhältnisse kam eine Sonderlösung zur Ausführung:

- a) Baugrubensicherung mittels einer einfachen Reihe von Stahlrohrpfählen kombiniert mit einer Dichtung aus überschnittenen Jet-Grouting-Säulen gegen ca. 9 m Wasserüberdruck
- b) Unterfangung und Neugründung mittels frei im Aushub stehenden Kleinbohrpfählen, die in drei Ebenen ausgesteift wurden.
Bemerkenswert ist, daß jeder einzelne Pfahl hydraulisch vorbelastet wurde und damit alle Differenzbewegungen vorweg genommen werden konnten.

Zum Vergleich wird das Konzept zur Unterfahrung des unmittelbar angrenzenden Bahnhofs Rossio vorgestellt, bei dem großkalibrige Verbauelemente zum Einsatz kamen.

1. PROJEKTSVORGABEN

Als zentraler Teil der Erweiterung des U-Bahn-Netzes im Zentrum von Lissabon war die Verbindung der neu errichteten Linie „Baixa-Chiado“ mit der bestehenden Linie im Bereich der „Praça dos Restauradores“ herzustellen. Die einzige unter den

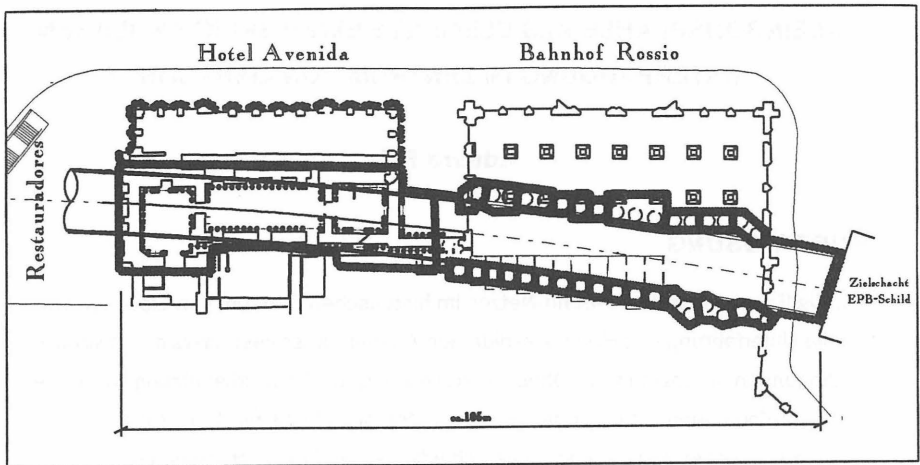


Abb. 1 Lageplan:

Unterfahrung des Hotel Avenida und des Kopfbahnhofs Rossio als Verbindung zwischen dem Zielschacht der Schildfahrt und der bestehenden Station Restauradores

beengten Innenstadtverhältnissen mögliche Lage für den Ankunftsschacht der Schildfahrt ergab den Bedarf, eine verbleibende Strecke von ca. 120 m Länge unter den beiden historischen Gebäuden „Bahnhof Rossio“ und „Hotel Avenida Palace“ händisch aufzufahren. Sowohl der Betrieb des Bahnhofs als auch der Hotelbetrieb waren während der gesamten Baumaßnahmen sicher aufrecht zu erhalten.

Die Zugänglichkeit der Arbeitsbereiche unter den Bauwerken war ausschließlich über schmale Förderschächte möglich. Sowohl im Innenraum des ebenerdigen Bahnhofs als auch im Keller des Hotel Avenida bestanden deutlich unterschiedliche Raumniveaus, sodaß die Ausführungslogistik vor große Probleme gestellt wurde. Im Vergleich der beiden Unterfahrungsobjekte wird deutlich, auf wie unterschiedliche Weise ähnliche Problemstellungen gelöst werden können. Das in der Planung in Kauf genommene Risiko legt das erforderliche Niveau der Ausführungsqualität zu einem Zeitpunkt fest, wo nicht einmal die Zugänglichkeit aller Arbeitsbereiche zur Beurteilung der Ausführungsprobleme möglich ist.

Die Bodenverhältnisse wurden durch mehrere Aufschlüsse erkundet, die einen sehr unregelmäßigen Schichtverlauf erkennen ließen. Obwohl eine tonige Grundstruktur vorlag, mußte nicht nur mit stark variierenden Anteilen von Schluff und Sand gerechnet werden, sondern waren auch rein sandige Schichten geringer Lagerungsdichte anzutreffen. Knapp unter der Aushubsohle bei ca. 13,5 m unter dem Straßenniveau stand das relativ einheitliche Miozän mit schluffigen Tonen zunehmender Steifigkeit an. Eine Tieferführung der bestehenden Gründungen war nur in diesem Horizont möglich, wodurch sich Bohrlängen bis 22 m ergaben. Nachdem das Grundwasser bei ca. 5 m unter Straßenniveau anstand und durchaus im gesamten Aushubbereich mit wasserführenden Schichten zu rechnen war, bestand die eindeutige Forderung nach einer wasserdichten Baugrubenumschließung.

Während der Bahnhof Rossio keine wesentliche Vorschädigung aufwies, wurde im Fall des Hotel Avenida Palace ein altes Rißbild festgestellt, dessen Ursache in der früheren Errichtung von Baugruben in unmittelbarer Nähe der Fundamente lag. Grundsätzlich sollten daher nur Baumaßnahmen zum Einsatz kommen, von denen eine Minimierung unvermeidlicher Differenzsetzungen zu erwarten war.

2. KONZEPT ZUR UNTERFAHRUNG DES HOTEL AVENIDA PALACE

Durch Erkundungsschächte wurde die Fundierungstiefe des Kernbereichs bei 4,0 bis ca. 6,0 m unter dem Straßenniveau festgestellt. Die straßenseitige Fassade wies jedoch eine wesentlich geringere Fundierungstiefe auf. Dadurch waren die Vorschädigungen erklärbar, die von früheren Baugruben zur Erstellung der Infrastruktur im Stadtzentrum herrührten. Bevor an eine Erstellung der Baugruben unter dem Zentrum des Gebäudes zu denken war, mußte eine Tieferführung der Fassadenlasten erfolgen. Aufgrund der beschränkten Zugänglichkeit der Außenmauern mußte das ursprüngliche Konzept einer Zweierreihe von Kleinbohrpfählen mit Kopfriegeln verworfen werden. Sämtliche im Erdgeschoß befindlichen Geschäftslokale sollten im Betrieb bleiben und der Gehsteig konnte nur

örtlich für die Arbeiten gesperrt werden. Demnach bot sich eine Unterfangung mittels geeigneten Jet-Grouting-Säulen an, die mit einer Zentralbewehrung versehen wurden.

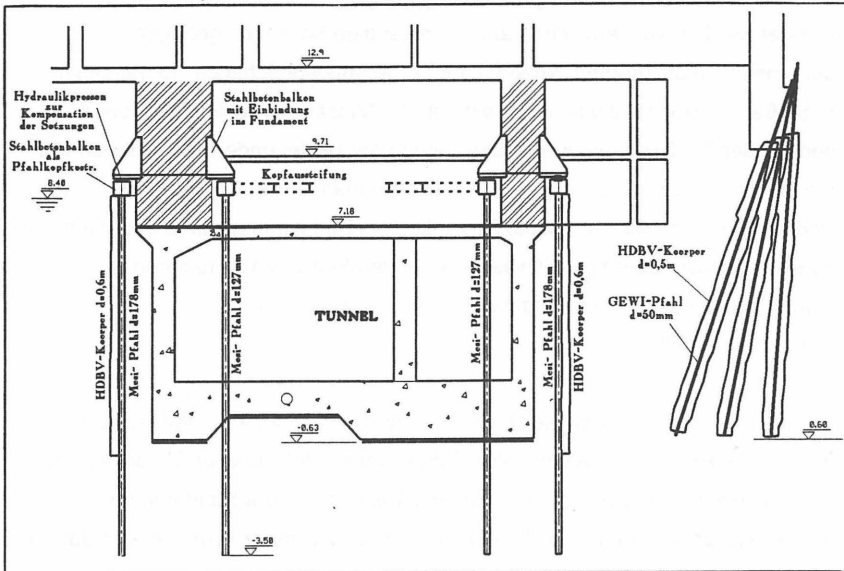


Abb. 2 Schemaschnitt Hotel Avenida:

Abfangung der Fassade und der Bestandsfundamente mittels Kleinbohrpfählen und Jet-grouting-Säulen

Die Sicherung des zentralen Aushubs mit ca. 10,0 bis 16,0 m Breite unter dem Bauwerk mußte mit jenen Elementen des Spezialtiefbaus auskommen, die unter den gegebenen Raumverhältnissen gerade noch ausführbar waren: Stahlrohrpfähle mit Zementummantelung und Jet-Grouting-Säulen kleinen Durchmessers. Eine besondere Problemstellung boten dabei die Querwände, deren Fundamente direkt über dem vorgesehenen Aushub verliefen. Die hoch belasteten Fundamente konnten nur durch Tiefgründungselemente gesichert werden, die frei im zukünftigen Aushub zu stehen hatten. Zusätzlich zur linienhaften äußeren Baugrubenumschließung war demnach ein System von isoliert stehenden Einzelelementen vorzusehen. Die Dichtung gegenüber einem Höchststand des Grundwassers von ca. 9,0 m über der

tiefsten Aushubsohle sollte eine Reihe von überschrittenen Jet-Grouting-Säulen mit 50 cm nominellem Durchmesser übernehmen.

Trotz der geplanten Einbindung der Kleinbohrpfähle von ca. 5,0 m in das steife Miozän wurde eine Vorbelastung sämtlicher Gründungselemente als Funktionskontrolle gefordert. Zwischen dem Kopfriegel als Verbindung der Kleinbohrpfähle und dem Stahlbetonriegel, der die bestehenden Fundamente beidseitig einfaßte, waren ca. 450 Hydraulikpressen einzubauen. Jede dieser Pressen diente der Vorbelastung des darunter befindlichen Pfahls, sodaß eventuelle Setzungsunterschiede bereits vor dem Aushub erkannt und weitgehend ausgeglichen werden konnten. Die ursprünglich vorgesehenen Stahlaussteifungen konnten im Zuge der Vorgespräche in ein System von Ortbetonriegeln umgewandelt werden. Damit war zumindest der Ausgleich von geringfügigen Bohrabweichungen im Zuge des Aushubs problemlos möglich. Nichtsdestotrotz bestand eine sehr hohe Anforderung an die Bohrgenauigkeit der Kleinbohrpfähle aufgrund der in der statischen Berechnung berücksichtigten Knickverhältnisse und die Bedingung größtmöglicher Dichtigkeit für die nur 50 cm stark geplante Dichtwand aus überschrittenen Jet-Grouting-Säulen. Insgesamt waren drei Aussteifungshorizonte aus Ortbeton vorgesehen.

Generell bestand die Kenntnis, daß die ursprüngliche Fundierung des Bauwerks auf Holzpfählen erfolgt war. Länge und Lage der Pfähle waren selbstverständlich nicht im Detail bekannt. Auch Fundamentverbreiterungen konnten vorab nicht eindeutig lokalisiert werden.

3. KONZEPT ZUR UNTERFAHRUNG DES BAHNHOFSS ROSSIO

Die Lage des Bahnhofs am Fuß eines der zahlreichen Hügel von Lissabon bedingt eine schwierige geotechnische Situation: während der Eingangsbereich sich auf dem Straßenniveau befindet, fungiert eine der Innenwände als Stützmauer für den mehrere Meter höher liegenden Bahnsteigbereich. Die massive Stützmauer und der dahinter anstehende erhöhte Erddruck mußten durch die Verbaukonstruktion

abgefangen werden. Um die auftretenden Verformungen zu minimieren, wurden pfahlartige Elemente mit hohem Bewehrungsgrad als Baugrubensicherung vorgesehen. Die Pfähle wiesen einen Durchmesser von 2,0 m und eine Tiefe von ca. 22,0 m auf. Der Pfahlaushub war aufgrund der beschränkten Raumverhältnisse im gesamten Bereich nur händisch denkbar. Aufgrund der bis ca. 12 m unter Straßenniveau anstehenden Wechselfolgen mit teilweise sehr durchlässigen sandigen Schichten mußte eine dichte Baugrubensicherung für die Schachtherstellung der Pfähle ausgeführt werden. Dafür kamen Reihen überschnittener Jet-Grouting-Säulen zum Einsatz. Nachdem einige der Pfahlelemente aufgrund der Aushubgeometrie unter bestehenden Einzelstützen zu liegen kamen, waren die hochbelasteten Fundamente vorab mittels Kleinbohrpfählen tiefzugründen. Als besonders problematisch erwiesen sich jene Pfahlelemente, die unter der bestehenden Stützmauer zu liegen kamen. Nur im Schutz temporärer Tunnelgewölbe konnten die Schächte gesichert, ausgehoben, bewehrt und ausbetoniert werden. Die beidseits des später vorgesehenen Aushubs hergestellten Großpfahlelemente wurden mittels massiv bewehrter Riegel im Kopfbereich verbunden.

Ungeachtet der stark unterschiedlichen Belastungssituation vom historischen Bestandsbauwerk her, wurde demnach statisch gesehen ein massives Brückenkonzept verfolgt. Dieses Konzept orientierte sich an den höchsten Lasten und nahm auf die Probleme der praktischen Umsetzung wenig Rücksicht.

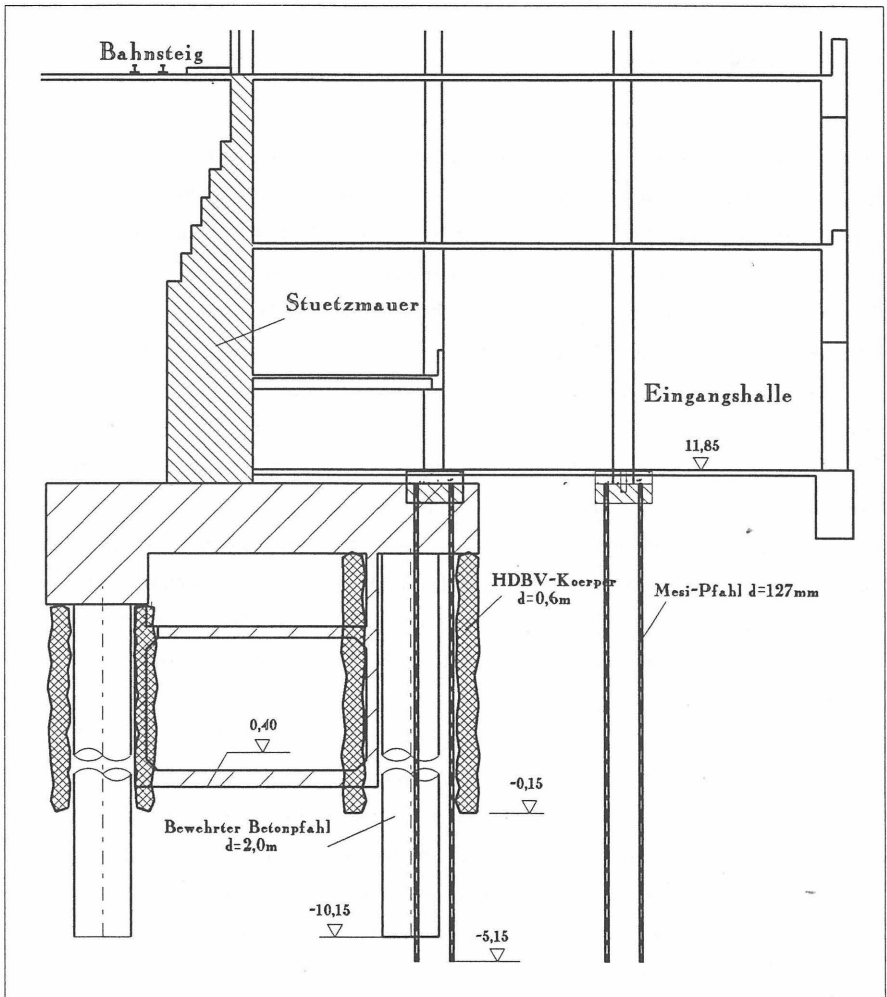


Abb. 3 Schemaschnitt Bahnhof Rossio:

Einbau einer schweren Brückenkonstruktion unter besonders beschränkten Raumverhältnissen. Die Unterfangung der hoch belasteten Einzelfundamente diente dem Setzungsschutz aufgrund von Verformungen, die als Summe von Wasserhaltung, Bodenvermörtelung und Aushub erwartet wurden

4. REALISIERUNG DER UNTERFAHRUNG DES HOTEL AVENIDA PALACE

Die Tragfähigkeit der vorgesehenen Kleinbohrpfähle wurde anhand eines Belastungsversuchs nachgewiesen. Bei der gegenüber der Gebrauchslast von 500 kN um das doppelte erhöhten Versuchslast von 1000 kN stellte sich an einem ca. 5,0 m in das Miozän eingebundenen Pfahlelement eine Setzung von 6,2 mm ein. Zweites wesentliches Kriterium für die Pfahlherstellung war die Bohrgenauigkeit. Nachdem Rohre mit einem Außendurchmesser von 127 mm bzw. 178 mm zu versetzen waren, kam eine verrohrte Bohrung unter den beschränkten Raumverhältnissen nicht in Frage. Zum Einsatz kam schließlich eine Spülbohrung über verlorene, mit Düsen versehene Bohrkronen, wobei nur Spülmengen von mehr als 200 l/min zum gewünschten Erfolg führten. Ziel dieser Bohrmethode war das Schaffen eines ausreichend großen Spülmantels, der ein hindernisfreies Absenken des Bohrstrangs und somit eine Minimierung von Bohrabweichungen erlaubte. Tatsächlich waren bei einer Anzahl von mehr als 400 Pfählen nur in zwei Fällen wesentliche Abweichungen aufgrund von Bohrhindernissen in der Anfangsstrecke unvermeidbar.

Die Kombination von Jet-Grouting-Säulen und Kleinbohrpfählen hatte sowohl bei den Fundamenten der inneren Wände als auch im Bereich der Fassade den Vorteil, daß schlecht vermörtelte Bereiche aus geschichteten Steinen und Ziegeln vermörtelt und damit stabilisiert wurden. Insgesamt wurden mit fünf Bohrgeräten ca. 5 700 m Jet-Grouting-Säulen mit Durchmessern von 50 bis 60 cm und ca. 10 300 m Stahlbewehrung eingebaut.

Die Ausführung der Tiefgründungselemente gestaltete sich vor allem entlang jener Bestandsfundamente als schwierig, deren Zugänglichkeit erst durch händisch hergestellte Tunnel ermöglicht wurde. Auch die anschließende Einfassung der Pfahlköpfe in Stahlbetonriegel erfolgte in mühsamer Kleinarbeit in zahlreichen, zeitlich getrennten Abschnitten. Die Bestandsfundamente wurden durch Begleitbalken ebenfalls eingefaßt und mittels Spannankern kraftschlüssig verbunden.

In dem verbliebenen Spalt zwischen den beiden Riegelebenen wurden über jedem Pfahl hydraulische Flachpressen eingesetzt und mit einem komplizierten Leitungssystem miteinander verbunden. Jede einzelne dieser Flachpressen wurde schließlich aktiviert und damit eine Last von ca. 500 kN je Pfahl aufgebracht. Durch das begleitende Feinnivellement konnte festgestellt werden, wann sich das Bestandsgebäude zu heben begann. Damit war sichergestellt, daß jeder Pfahl die ihm zugeordnete Last ohne wesentliche Setzungen übernehmen konnte. Während dieser Probelastung traten im allgemeinen Setzungen von weniger als 2,5 mm auf, nur in Einzelfällen wurden 3 bis 4 mm erreicht.

Während des Aushubs wurde die Häufigkeit der Schichtwechsel deutlich sichtbar. Entgegen der ursprünglichen Projektsannahme ausreichend hohen Feinteilgehalts wurden sehr wohl reine Sandschichten angetroffen, die sich als stark wasserführend erwiesen. Alle beteiligten Experten zeigten sich zufrieden über die gelungene Dichtung mittels der dünnen Jet-Grouting-Membran, deren Versagen im Aushubzustand unweigerlich zu drastischen Problemen geführt hätte. Trotz der gelungenen Ausführung muß daher betont werden, daß vom Projekt her keinerlei Reserven gegenüber einer durchaus denkbaren Imperfektion der Ausführung vorgesehen waren. Bei allem Stolz auf die erfolgreich eingesetzte Meßtechnik und die kontinuierliche Parametererfassung zur Qualitätsüberwachung sind ähnliche Projekte in der Zukunft sicher weiterhin mit der erforderlichen Vorsicht zu betrachten.

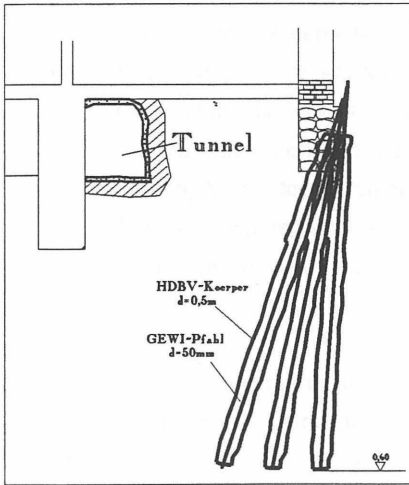


Abb. 4 Phase 1:
Tiefgründung der Fassade mittels
vermörtelten Kleinbohrpfählen und
Aushub eines Zugangstunnels für die
spätere Fundamentsicherung

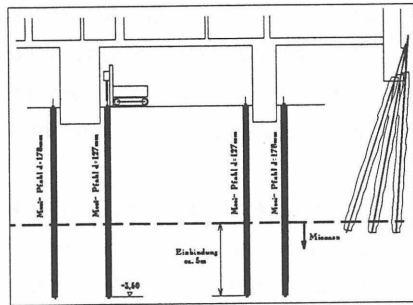


Abb. 5 Phase 2:
Möglichst lagegenaues Abbohren der
Kleinbohrpfähle und Einbindung in das
Miozän mit nach unten rasch
zunehmender Steifigkeit

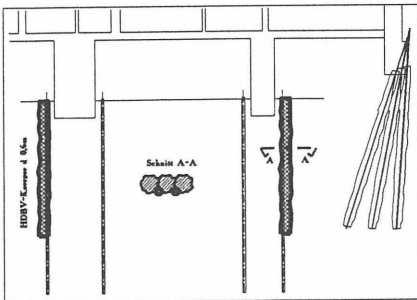


Abb. 6 Phase 3:
Herstellung von Soilcrete-Jet-grouting
als überschnittene Säulenwand zur
Abdichtung im Bereich wasserführender
Schichten

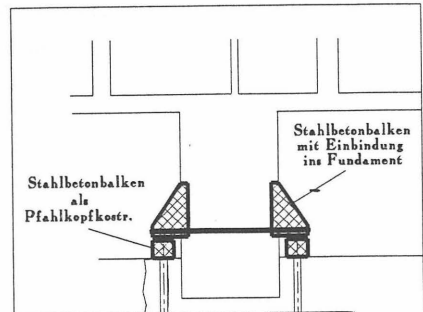


Abb. 7 Phase 4:
Einbau von Kopfriegeln und Streichbalken
aus Stahlbeton. Die konstruktive Trennung
diente dem Einbau von Flachpressen

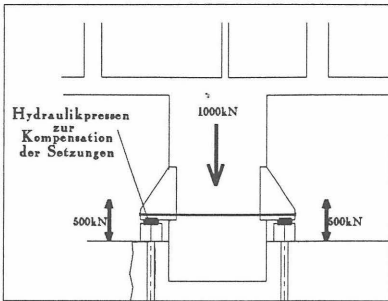


Abb. 8 Phase 5:
Aktivierung der Flachpressen bis zum Anheben des Bauwerks, um sämtlichen Pfählen durch die Vorbelastungen spätere Setzungen vorweg zu nehmen

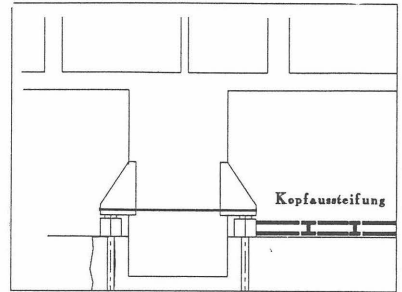


Abb. 9 Phase 6:
Einbau der ersten Aussteifungslage auf dem Niveau der Pfahlkopfbalken

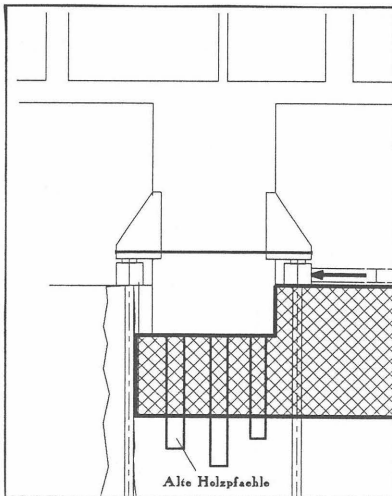


Abb. 10 Phase 7:
Erster Teilaushub, bei dem auch die Holzpfähle der ursprünglichen Gründung unter der Fundamentsohle entfernt wurden

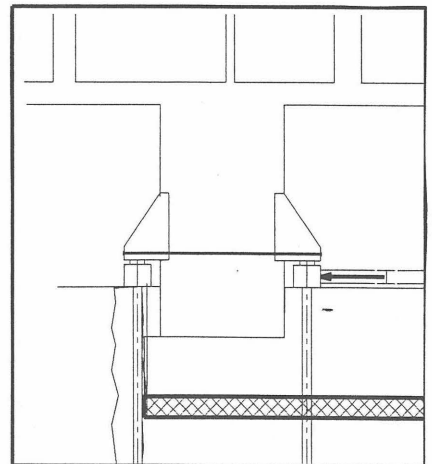


Abb. 11 Phase 8:
Einbau eines aufgelösten Aussteifungsrostes aus Stahlbeton

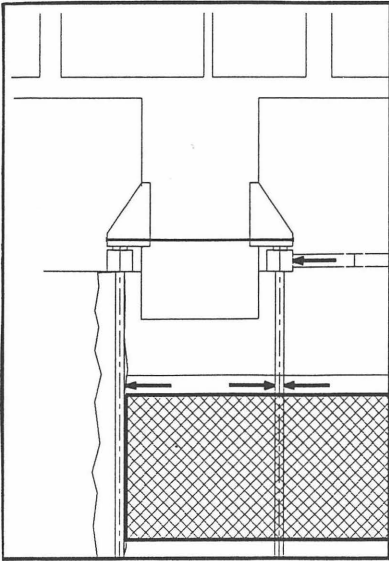


Abb. 12 Phase 9:
Zweiter Teilaushub

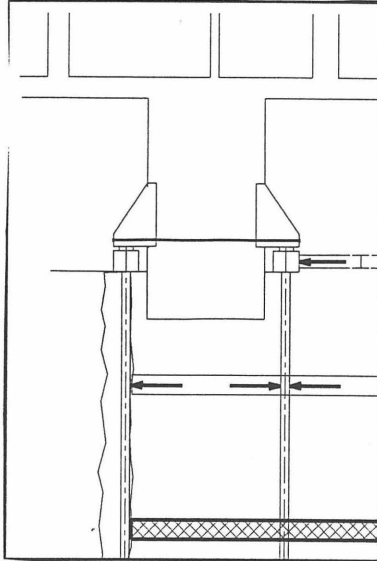


Abb. 13 Phase 10:
Einbau des untersten Aussteifungshorizonts

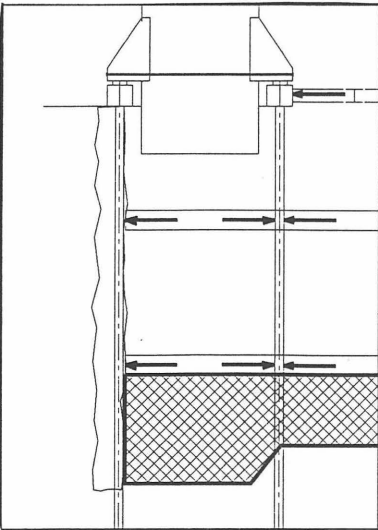


Abb. 14 Phase 11:
Endaushub

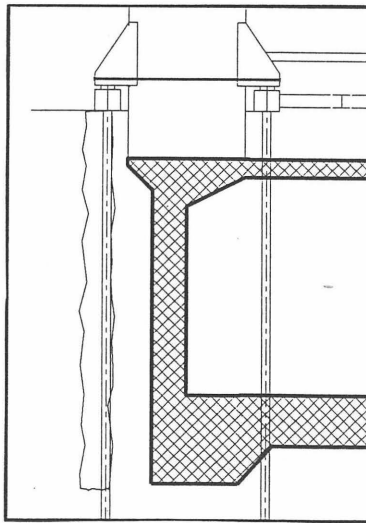


Abb. 15 Phase 12:
Errichtung des Tunnelbauwerks, wobei die
Unterfangungskonstruktion aus Gründen der
temporären Sicherheit weitgehend integriert
werden mußte

5. REALISIERUNG DER UNTERFAHRUNG DES BAHNHOF ROSSIO

Während der händische Aushub von 22 m tiefen Großbohrpfählen für routinierte afrikanische Brunnenbauer eine hohe physische Anstrengung jedoch kein besonderes technisches Problem darstellt, war die Baugrubensicherung und -dichtung im Bereich der oberen durchlässigen Bodenzonen ein schwieriges Unterfangen. Mittels überschrittenen Ringen von Jet-Grouting-Säulen sollte die Stabilisierung und Dichtung der Aushubbereiche erreicht werden. Kaum eines der Pfahlelemente glich jedoch bezüglich der Zugänglichkeit dem anderen. Demnach waren geometrische Modifikationen aufgrund der Lage bestehender Fundamente und Einbauten Systembestandteil. Als besonders problematisch für die Herstellung überschchnittener SOILCRETE-Säulen erwies sich jedoch die Wechselfolge von steifen, bindigen und rein sandigen Zonen, die örtlich auch eine leichte Zementierung aufweisen konnten. Die Bandbreite der mit denselben Herstellungsparametern erreichbaren Säulendurchmesser war entsprechend breit und die Ausführungsplanung hatte demnach einen Mittelweg zwischen Einschnürungen und enormen Überprofilen zu wählen. Als problematischer erwiesen sich dabei Überprofile, die in der darauffolgenden Herstellungsphase keine reguläre Säulenherstellung mehr ermöglicht hätten. Erst nach langwierigen praktischen Versuchen war der Bauherr zu überzeugen, daß nur eine doppelte, überschchnittene Säulenreihe das gesteckte Ziel einigermaßen problemlos erreichen konnte. Während der Versuche war klar erkennbar, daß auch geringe Pumpmengen einer durch Undichtigkeiten erforderlichen Wasserhaltung unmittelbar zu Setzungen des Bestands führten. Nach den erwähnten Anfangsproblemen konnte der Großteil der Arbeiten regulär und mit gutem technischen Erfolg fertiggestellt werden.

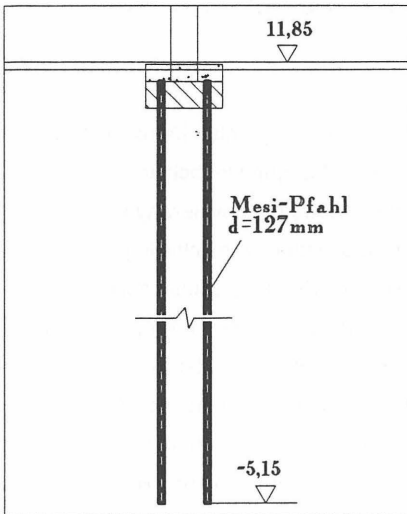


Abb. 16 Phase 1:
Tiefgründung der Einzelfundamente in
der Bahnhofshalle

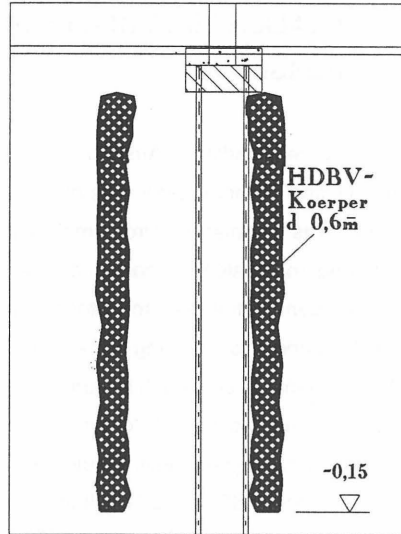


Abb. 17 Phase 2:
Baugrubensicherung mittels Jet-grouting-
Zylindern für die Bohrpfahlherstellung

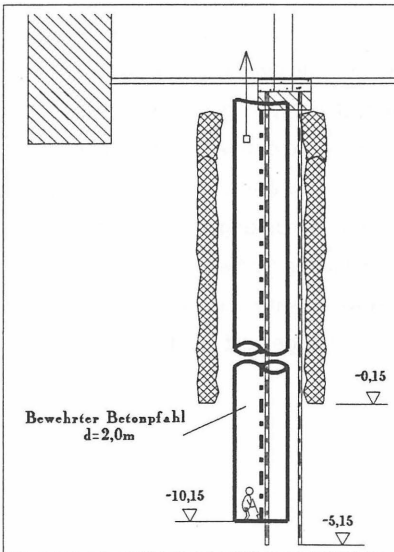


Abb. 18 Phase 3:
Händischer Pfahlaushub

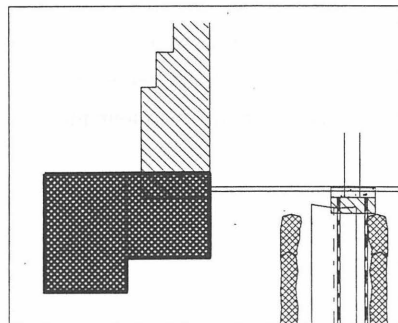


Abb. 19 Phase 4:
Schaffung von Arbeitsnischen zur teilweisen
Unterfahrung der bergseitigen Stützmauer

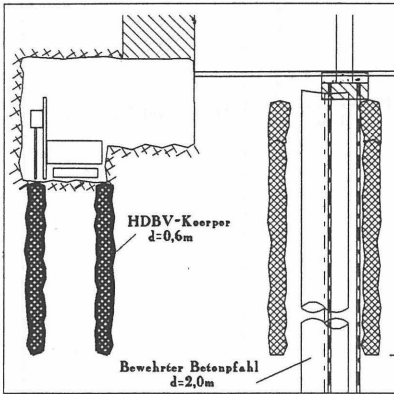


Abb. 20 Phase 5:
Herstellung der Jet-grouting-Ringe von
den Nischen aus

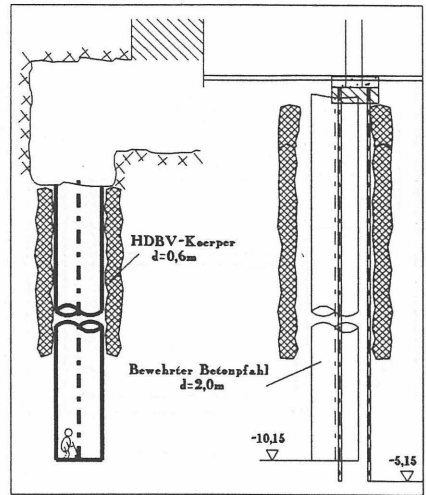


Abb. 21 Phase 6:
Aushub und Herstellung der Bohrpfähle
unter der Stützmauer

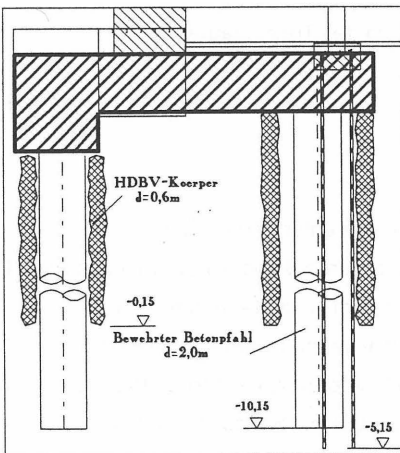


Abb. 22 Phase 7:
Überbrückung mittels schwer bewehrter
Kopfriegel

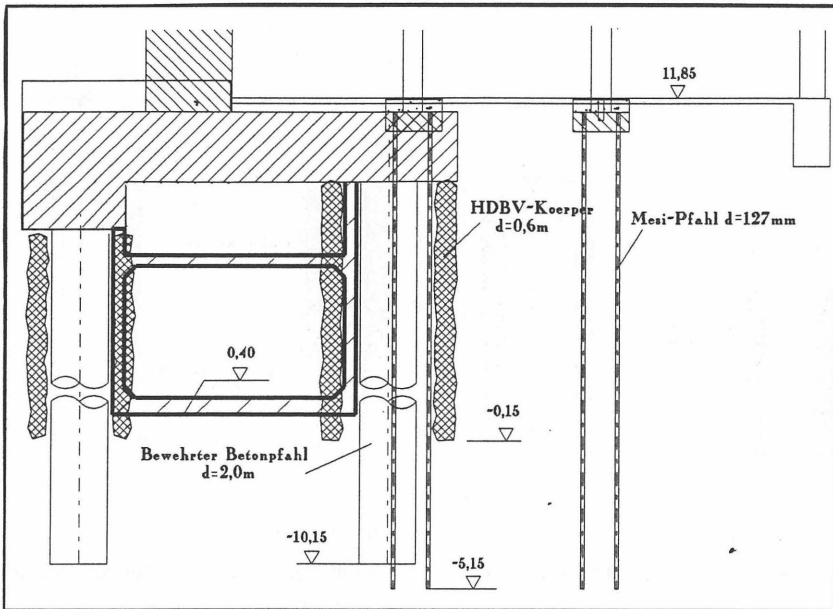


Abb. 23 Phase 8:

Aushub ohne weitere Aussteifung und Erstellung des Tunnelbauwerks

6. ZUSAMMENFASSUNG

Anhand der Gegenüberstellung zweier vollkommen unterschiedlicher Ausführungsarten bei ähnlicher Problemstellung wurde demonstriert, welchen Einfluß die Bewertung des Ausführungsrisikos auf eine komplexe Maßnahme des Spezialtiefbaus haben kann. Es darf davon ausgegangen werden, daß eine vollständige Risikoanalyse zu einer weiteren Modifizierung der beiden Projekte geführt hätte. Die hohen Anforderungen an die Ausführungstechnik und die begleitende Meßtechnik zur Registrierung und Dokumentation aller wesentlichen Ausführungsparameter darf jedoch als Grundelement komplexer Bauausführungen angesehen werden.

7. LITERATUR

- 1) Projektunterlagen der Arbeitsgemeinschaft „Restauradores-Baixa/Chiado“
- 2) Firmenunterlagen der Keller-Gruppe zur Durchführung von SOILCRETE-Hochdruckbodenvermörtelung und MESI-Kleinbohrpfählen

PYLONGRÜNDUNG DER SCHRÄGSEILBRÜCKE ROSARIO- VICTORIA

MODELLBILDUNG UND BERECHNUNG

Dr.-Ing. Martin Empelmann

ZUSAMMENFASSUNG

Die Gründung der etwa 120m hohen Stahlbetonpylone der Schrägseilbrücke Rosario-Victoria in Argentinien besteht aus 26 Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 2,00m, die in eine 14m breite, 44m lange und 3,50m dicke Pfahlkopfplatte einbinden, die in Brückenquerrichtung zusätzlich mit einem 5,00m hohen und 5,00m breiten vorgespannten Hohlkastenquerträger verstärkt ist.

Die Großbohrpfähle haben eine Länge von bis zu 63,00m, die sich aus der Mindesteinbindelänge in die tragfähigen Schichten und aus den möglichen Kolkbildungen und Flußvertiefungen infolge der Hochwasserereignisse des „El Nino“ ergibt.

Die Berechnung der Pylongründung erfolgte mit einem aufwendigen 3-dimensionalen Finite-Element Modell und speziellen Pfahlfederelementen.

1 EINLEITUNG

Die zur Zeit im Bau befindliche etwa 60 km lange Straßenverbindung zwischen Rosario und Victoria ist ein wichtiger Schritt für die Überquerung des Rio Parana etwa 300 km nordwestlich von Buenos Aires. Dieses ist erst die vierte Verbindung über den 1950 km langen Rio Parana in Argentinien.

Die etwa 4,1 km lange 4-spurige Hauptbrücke bei Rosario ist das Kernstück dieses Infrastrukturprojektes. Sie besteht aus zwei Vorlandbrücken und einer dazwischenliegenden Schrägseilbrücke. Die Vorlandbrücken haben eine Länge von 1100m auf der Rosario-Seite und 2400m auf der Victoria-Seite. Die eigentliche Schrägseilbrücke ist in Abbildung 1 dargestellt. Die Gesamtlänge von etwa 600m setzt sich aus einer 350m breiten Hauptöffnung und zwei Seitenöffnungen mit je 120m Länge zusammen.

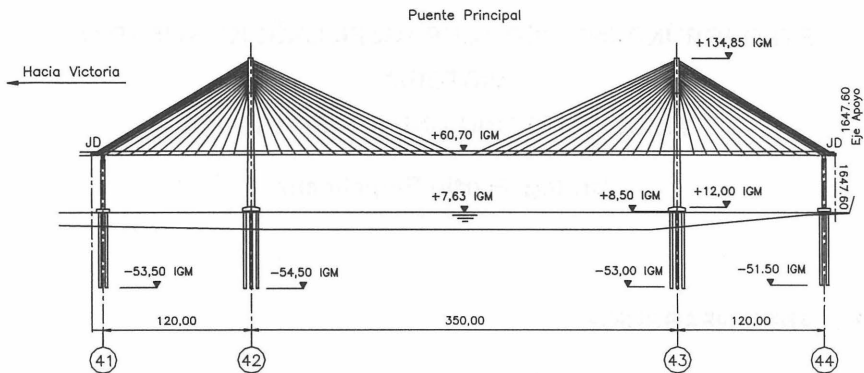


Abbildung 1: Längsschnitt der Schrägseilbrücke über den Rio Parana bei Rosario

Die gesamte Straßenverbindung zwischen Rosario und Victoria ist ein BOT-Projekt, d.h. nach rund 4-jähriger Bauzeit übernimmt ein Konsortium aus den Firmen: Impregilio (Italien 26%, Federführer), HOCHTIEF (Deutschland 26%), Roggio (Argentinien 20%), Sideco (Argentinien 20%) und Techint (Argentinien 8%) die Konzession und den Betrieb der Strecke für die folgenden 21 Jahre.

Die technische Ausführungsbearbeitung der Hauptbrücke wurde von einer Arbeitsgemeinschaft aus den Büros Leonhardt, Andrä & Partner in Stuttgart, HOCHTIEF Consult in Essen und Techint in Argentinien durchgeführt. Die Federführung hatte Leonhardt, Andrä & Partner, die auch den Entwurf der Hauptbrücke bearbeitet hatten. Im Rahmen dieser ARGE wurden die westliche Vorlandbrücke „Rosario“ sowie die Pfahlgründung und die Pylone der Schrägseilbrücke von HOCHTIEF Consult in Essen bearbeitet.

2 BESCHREIBUNG DER PYLONGRÜNDUNG

Die in Abbildung 2 dargestellten Pylone der Schrägseilbrücke bilden in Brückenquerrichtung einen zweistöckigen Rahmen. Sie werden mit einer Kletterschalung in insgesamt 26 Kletterabschnitten von etwa 4,5m Höhe in Stahlbeton der Betongüte B45 hergestellt. Die beiden Stiele haben von der Oberkante der Pfahlkopfplatte eine Höhe von 122,85m. Sie weisen einen über die Höhe veränderlichen Hohlkastenquerschnitt auf, der sich von 6,00m x 2,75m am Fuß auf 4,00m x 2,75m am Kopf verjüngt.

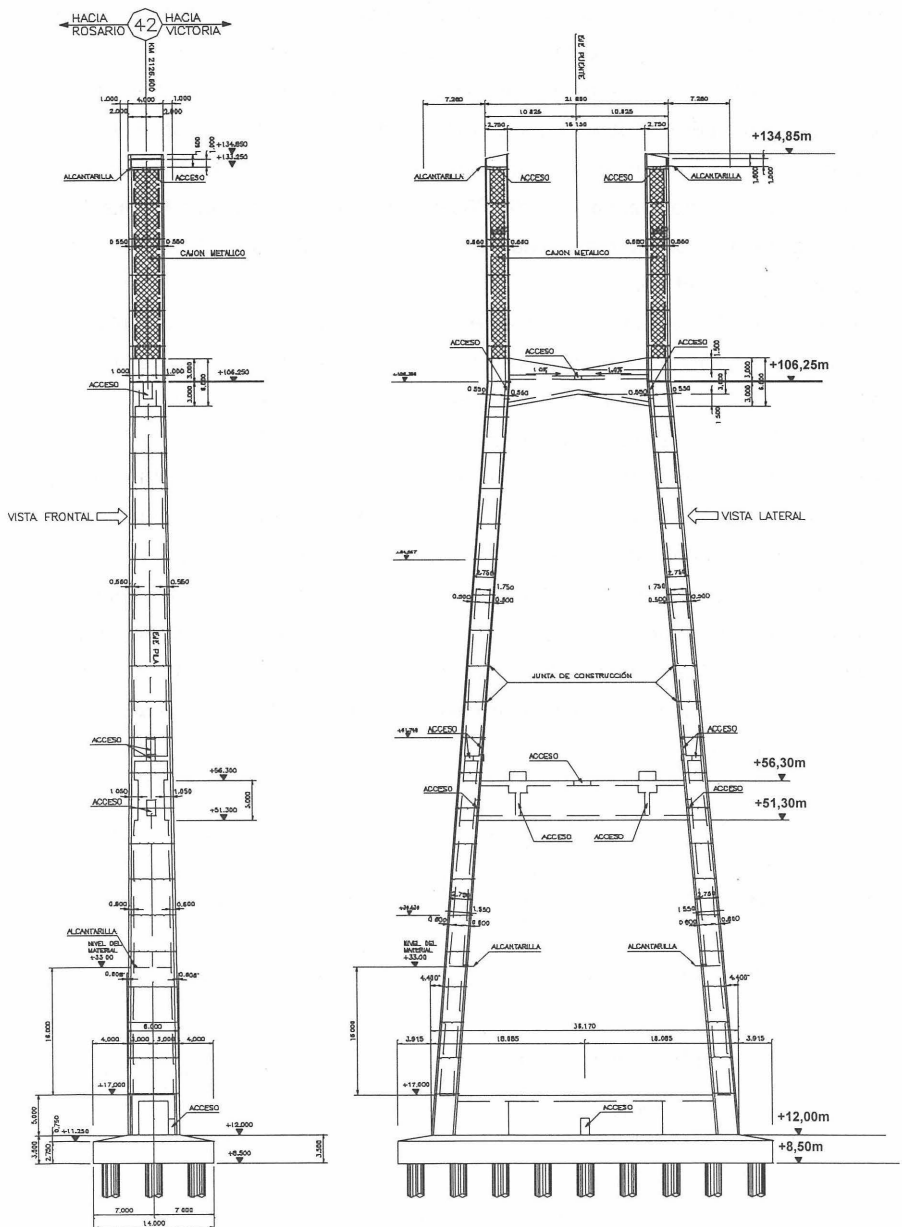


Abbildung 2: Seiten- und Längsansicht der Pylone

Die Gründung ist in Abbildung 3 dargestellt und besteht aus 26 Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 2,00m und einem gegenseitigen Achsabstand von 5,00m (2,5facher Pfahldurchmesser). Die 14m breite, 44m lange und 3,50m dicke Pfahlkopfplatte wird in Brückenquerrichtung zwischen den Pylonstielen durch einen 5,00m hohen und 5,00m breiten vorgespannten Hohlkastenquerträger mit 80cm bzw. 120cm dicken Wandscheiben verstärkt. In der 80cm dicken oberen Platte des Hohlkastens sind insgesamt 27 Bündelspannglieder mit je 19 Litzen 0,6" angeordnet, die nachträglich vorgespannt werden.

Die Bohrpfähle haben eine Gesamtlänge von insgesamt 63,00m in Achse 42 und 61,50m in Achse 43. Diese ergeben sich zum einen aus der Forderung nach einer Mindesteinbindelänge in die tragfähigen Schichten vom 10-fachen des Pfahldurchmessers. Zum anderen mußte berücksichtigt werden, daß sich im Laufe der Lebensdauer der Brücke die Flußsohle infolge der Hochwasserereignisse des „El Nino“ vertiefen kann. Hierzu wurden aufwendige modellhydraulische Untersuchungen durchgeführt und ergaben, daß sich lokale Kolkbildungen von 9,5m bzw. 11,0m und Flußvertiefungen von etwa 18m einstellen können, so daß sich die Flußsohle des Rio Parana von derzeit –5,20m auf etwa –34,50m vertiefen kann. Die freie Länge der Bohrpfähle unter der Pfahlkopfplatte kann sich dadurch von etwa 14m auf bis zu 43m vergrößern, und damit zu einem erheblichen System- und Steifigkeitswechsel der Gründung führen.

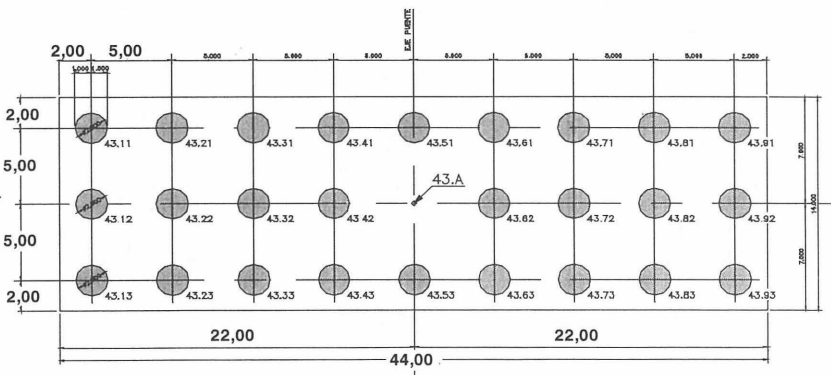


Abbildung 3: Anordnung der Bohrpfähle

Die Großbohrpfähle werden unverroht mit Stützflüssigkeit hergestellt. Nur im Bereich des Flußquerschnitts und der Flußablagerungen ist auf den oberen etwa 20m Pfahllänge ein permanentes Stahlmantelrohr zur Stützung des Pfahls und des Pfahlbetons beim Betonieren notwendig. Die Betongüte der Großbohrpfähle beträgt B35. Für die Herstellung der Pfahlkopfplatte mußten die Besonderheiten einer Flußbaustelle beachtet werden, d.h. die Arbeiten erfolgten von einer Arbeitsplattform auf den Großbohrpfählen. Da diese aus wirtschaftlichen Gründen nicht für die Aufnahme der vollen Betonierlast der Pfahlkopfplatte ausgelegt werden konnte, wurde die Pfahlkopfplatte in horizontalen und vertikalen Betonierabschnitten erstellt. Der Hohlkastenträger wurde nach Beginn des Kletterprozesses zwischen die beiden Pylonstiele betoniert.

3 BAUGRUNDVERHÄLTNISSE

Die Untersgrundsituation im Bereich der Hauptbrücke besteht, vereinfachend gesagt, aus oberflächennahen Ablagerungen, mitteldicht bis sehr dicht gelagerten Sand-schichten und festen bis sehr festen Tonschichten. In Abbildung 4 sind die geologi-schen Profilschnitte in den Achsen 42 und 43 dargestellt.

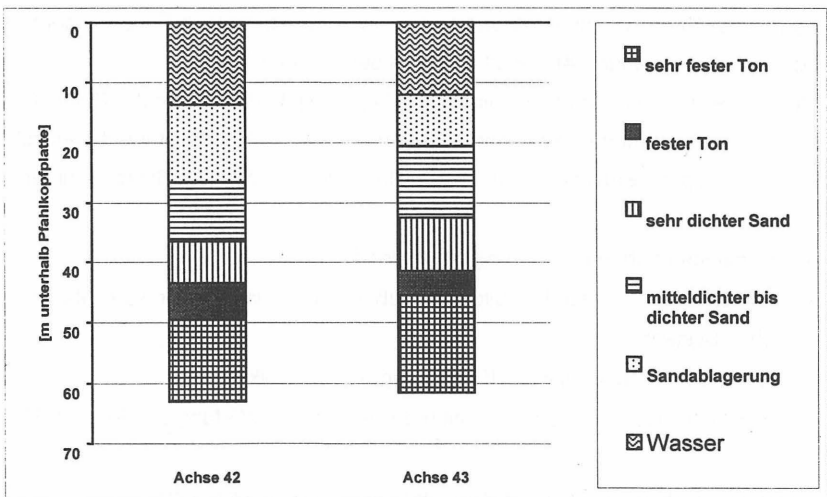


Abbildung 4: Geologische Profilschnitte

4 MODELLBILDUNG UND BERECHNUNG

4.1 Statisches Modell

Die Berechnung einer solchen Pylongründung stellt eine sehr komplexe Ingenieur-aufgabe dar. Es wurde ein aufwendiges Finite-Element-Modell gewählt, um zum einen das Tragverhalten der Gründung wirklichkeitsnah abzubilden, und zum anderen eine wirtschaftliche Bemessung und Konstruktion zu erzielen.

Die Pfahlkopfplatte wurde mit einem 3-dimensionalen Faltwerkmodell mit 4-knotigen Schalenelementen abgebildet. Hieran wurden die Pfähle und die Pylonbeine mit entsprechenden Koppelbedingungen angeschlossen. Dadurch wurden die Geometrie und das komplexe Zusammenwirken der verschiedenen Elemente der Pfahlkopfplatte und der anschließenden Stabelemente mit ihren tatsächlichen Steifigkeiten bestmöglich abgebildet. Weiterhin konnte die Vorspannung in der oberen Platte des Hohlkastenträgers realitätsnah berücksichtigt werden, und die jeweiligen Beton-nachweise im Gebrauchs- und Bruchzustand computerunterstützt als Nachläufer zur Strukturberechnung geführt werden.

Die Pfähle wurden mit biegesteifen Stabelementen modelliert, die über spezielle Federelemente gelagert sind. Damit wird die Mantelreibung, der Spitzendruck sowie die horizontale Bettung der Pfähle abgebildet, und eine realitätsnahe „schwimmende“ Lagerung der Pfahlgründung im Baugrund simuliert. Die einzelnen Federelemente werden im nachfolgenden Abschnitt im Detail beschrieben.

Außerdem lassen sich die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen der Pfähle für die einzelnen, extremen Kolkzustände durch das Ein- und Ausschaltung der einzelnen Federgruppen berücksichtigen. Im einzelnen wurden folgende Systeme untersucht:

- Endzustand ohne Kolkbildung als steifes System
- Endzustand mit voller Kolkbildung (Flußvertiefung und lokaler Kolk) als weiches System
- Bauzustand mit reduzierter Kolkbildung (lokaler Kolk)
- Nachweis des Schiffsanpralls mit reduzierter Flußvertiefung und lokalem Kolk

In Abbildung 5 ist das statische Modell der Pfahlgründung als Computerplot exemplarisch dargestellt.

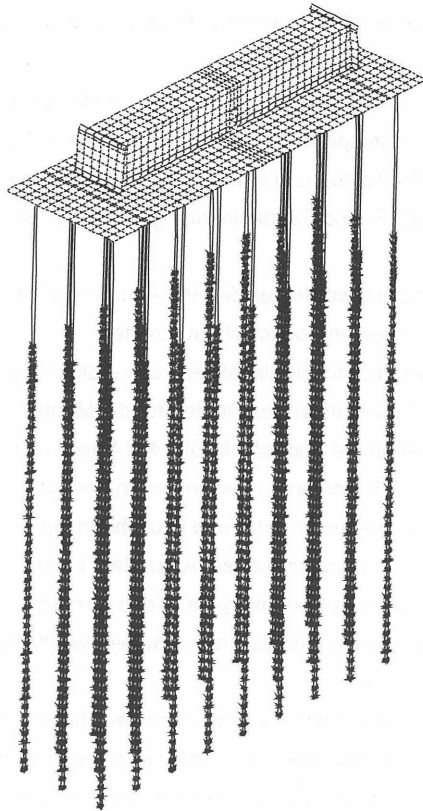


Abbildung 5: Statisches Modell der Pfahlgründung

4.2 Mantelreibung und Spitzendruck

Zur Berücksichtigung der Mantelreibung und des Spitzendrucks wurden spezielle nichtlineare Federelemente verwendet, die ein unterschiedliches Druck- und Zugverhalten simulieren können, und nach Erreichen der Grenzmantelreibung bzw. des Grenzspitzendrucks plastifizieren. Der Pfahl gleitet dann im Boden und kann keine größeren Kräfte mehr aufnehmen bzw. übertragen. Damit werden die einwirkenden Schnittgrößen entsprechend dem jeweiligen vorhandenen Steifigkeitszustand auf die vertikalen Tragelemente verteilt und gegebenenfalls auch von hoch beanspruchten Pfählen auf weniger beanspruchte Pfähle umlagert. Dieses führt zu einer wirklich-

keitsnäheren Aufteilung der Schnittgrößen, die im allgemeinen auch eine wirtschaftlichere Bemessung der Pfähle ergibt.

Die Grenzmantelreibung wurde entsprechend dem Bodengutachten mit 80 kN/m^2 in den mitteldicht bis dicht gelagerten Sandschichten und mit 150 kN/m^2 in den sehr dicht gelagerten Sandschichten und den festen bis sehr festen Tonschichten angesetzt. Im Bereich der Fluß- und Sandablagerungen wurde keine Mantelreibung berücksichtigt.

Für den Grenzspitzendruck wurde aus den Bodenuntersuchungen ein Wert von 6000 kN/m^2 für die sehr festen Tonschichten ermittelt.

Die zur Festlegung der Federcharakteristiken notwendigen Grenzverschiebungen beim Erreichen des Gleitwiderstandes wurden für die Mantelreibung und den Spitzendruck in Anlehnung an die Angaben in DIN 4014 bestimmt.

Mit diesen speziellen Pfahlelementen lassen sich in den Kennlinien auch unterschiedliche Sicherheitsniveaus für Zug- und Druckbeanspruchung sowie für Mantelreibung und Spitzendruck berücksichtigen. Außerdem kann bei Zugpfählen der Nachweis des Ausbruchs des Bodenkörpers in den Kennlinien implementiert werden, und somit das vertikale Druck- und Zugtragverhalten der Pfähle vollständig abgebildet werden.

In Abbildung 6 ist die prinzipielle Wirkungsweise der Pfahlelemente für Mantelreibung qualitativ dargestellt. Das Verhalten der Spitzendruckfeder wird in ähnlicher Weise abgebildet, jedoch kann diese natürlich keine Zugkräfte aufnehmen, und ist von ihrer Charakteristik insgesamt weicher als die Mantelreibungsfedern.

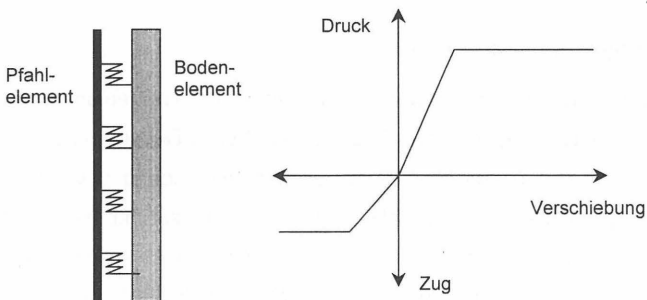


Abbildung 6: Charakteristik der Federelemente für Mantelreibung

4.3 Horizontale Bettung

Die seitliche Bettung der Pfähle im umgebenden Baugrund wurde ebenfalls mit nicht-linearen Federelementen abgebildet. Diese weisen zunächst eine lineare Anfangssteifigkeit auf, die sich aus dem in Bodenuntersuchungen ermittelten horizontalen Bettungsmodul oder über eine Umrechnung mit dem Steifemodul analog DIN 4014 ($k_s \approx E_s / D$ mit D =Pfahldurchmesser) ergibt. Die Aufnahmekapazität des Bodens und somit die Fließgrenze der Feder wird erreicht, sobald der Erdwiderstand überschritten wird. Damit wird die Veränderlichkeit des horizontalen Bettungsmoduls im oberen Bereich des Pfahls automatisch im Modell generiert, und der Einspannpunkt des Pfahls entsprechend erfaßt.

Ergänzend zu der Anfangssteifigkeit und des Fließplateaus ist zu berücksichtigen, daß die Aktivierung des Erdwiderstandes verschiebungsabhängig ist, d.h. bei kleinen Verschiebungen kann nur ein Teil des Erdwiderstandes zur Aufnahme der Horizontalkräfte mobilisiert werden. Dieser Einfluß kann z.B. über die Verschiebungsbeziehung im Anhang der DIN 4085 qualitativ erfaßt werden.

Zur Aufnahme der Horizontalkraft wurde vor dem Bohrpfahl ein Ausstrahlungsbereich vom zweifachen des Pfahldurchmessers angesetzt.

Die unterschiedliche Beteiligung der Einzelpfähle an der Horizontalkraftaufnahme wurde durch die Reduktionsfaktoren nach DIN 4014 in den jeweiligen Federelementen berücksichtigt.

In Abbildung 7 ist das prinzipielle Tragverhalten der horizontalen Bettungselemente dargestellt.

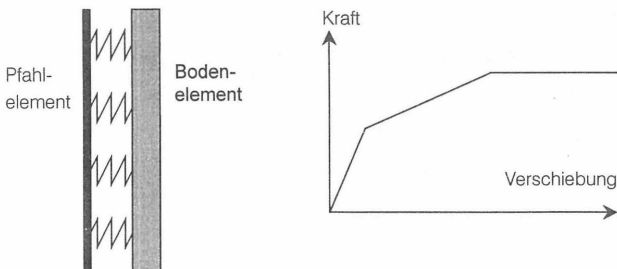


Abbildung 7: Charakteristik der horizontalen Bettungselemente

4.4 Rechenablauf

Neben der oben beschriebenen Nichtlinearität der Feder- und Bettungselemente wurden aufgrund der großen freien Pfahllänge auch die Verformung des Pfahlsystems infolge Theorie II. Ordnung und die Steifigkeitsreduktion infolge der Rißbildung des Betons in der Modellbildung berücksichtigt.

Damit ist die übliche Vorgehensweise einer linearen Berechnung mit anschließender Superposition von einzelnen Lastfällen nicht mehr möglich, und das System muß geometrisch und physikalisch nichtlinear berechnet werden.

Hierbei müssen die Einwirkungen jeweils als gesamte Lastfallgruppe auf das System angesetzt werden, wobei entsprechend den einzelnen Nachweisen die einwirkenden Beanspruchungen dann einerseits mit den jeweiligen Sicherheitsbeiwerten für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (Bemessung) und zum anderen ohne Sicherheitsbeiwert für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen etc.) aufgebracht werden.

Um den Rechenaufwand zu beschränken, wurden in Vorstudien die jeweils kritischen Lastfälle ermittelt, für die dann die vollständige nichtlineare Berechnung durchgeführt wurde.

4.5 Ergebnisse

Abschließend sollen einige Ergebnisse der statischen Untersuchungen exemplarisch zusammengestellt werden:

Pfahl:

Längsbewehrung der Pfähle (BSt 420)

am Pfahlkopf: 2 Ringe à 32 Stück mit $d_s=32\text{mm}$
($515\text{ cm}^2 = 1,64\%$)

Mittelbereich: 2 Ringe à 32 und 16 Stück mit $d_s=32\text{mm}$
($386\text{ cm}^2 = 1,23\%$)

Fußbereich: 2 Ringe à 32 und 16 Stück mit $d_s=28\text{mm}$
($296\text{ cm}^2 = 0,94\%$)

Bügelbewehrung der Pfähle (BSt 420):

am Pfahlkopf und im Mittelbereich: 37 cm²/m

Maximale Pfahlkraft:

ULS: 18664 kN

SLS: 14210 kN

Gesamtbohrlänge Achse 42+43: $L=3237\text{m}$

Betonvolumen Achse 42+43: $V=10165\text{m}^3$

Stahltonnage Achse 42+43: $G=1581\text{ ton } (=156\text{ kg/m}^3)$

Pfahlkopfplatte:

Untere Bewehrung: bis $160,8\text{ cm}^2/\text{m}$ (BSt 420)

Betonvolumen $V=1998\text{m}^3$

Stahltonnage $G=287\text{ ton } (=144\text{ kg/m}^3)$

Hohlkastenträger über Pfahlkopfplatte:

Wände in Längsrichtung: $67,0\text{ cm}^2/\text{m}$ (innen und außen) (BSt 420)

Obere Platte in Längsrichtung: $96,1\text{ cm}^2/\text{m}$ (oben und unten) (BSt 420)

27 Spannglieder à 19 Litzen $0,6''$ (St 1570/1770)

5 SCHLUSSBEMERKUNG

Derartige Pylongründungen stellen Spezialtiefgründungen dar, die besondere Rechenmodelle erfordern, um das Trag- und Verformungsverhalten wirklichkeitsnah abzubilden. Übliche lineare Methoden liefern hier aufgrund der stark vereinfachenden Annahmen meistens keine befriedigenden Ergebnisse. Der erhöhte Rechenaufwand solcher nichtlinearer Berechnungen wird durch die immer leistungsfähigeren Computer zunehmend kompensiert und verliert an Bedeutung.

Auf der Basis des vorgestellten Berechnungsmodells wurden von HOCHTIEF Consult bereits zahlreiche andere Spezialgründungen berechnet. Das hierbei gesammelte Know-How gestattet es, solche Gründungsberechnungen schnell und sicher durchzuführen. In allen Fällen hat diese Art der Gründungsmodellierung zu ausführungstechnisch sinnvollen und wirtschaftlichen Lösungen geführt.

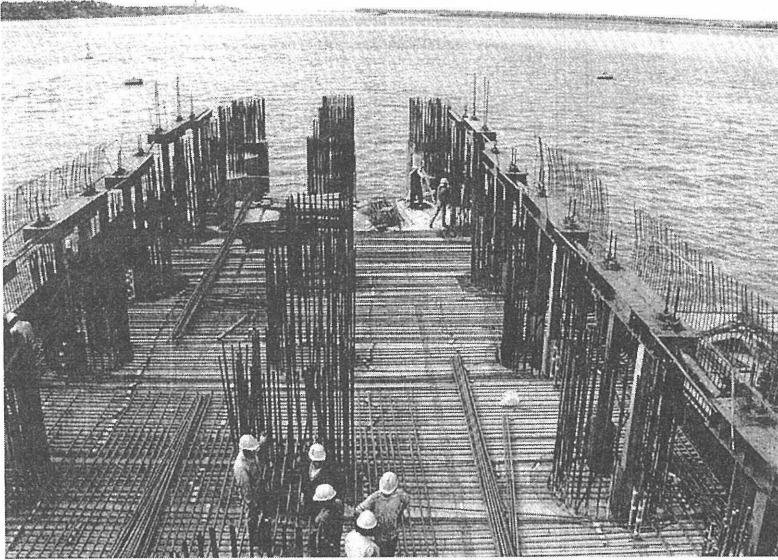


Abbildung 8: Herstellung der Pfahlkopfplatte

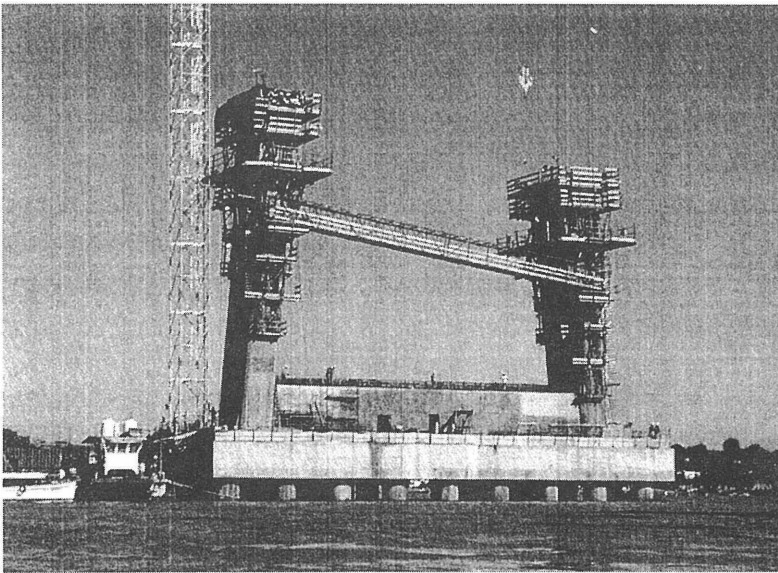
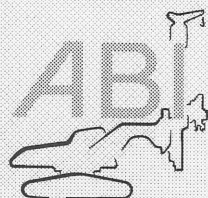


Abbildung 9: Fertigstellung der Pfahlkopfplatte und Klettern der Pylone



Ihr Partner im Tiefbau

■ Rammen

■ Ziehen

■ Pressen

■ Bohren

... mit System

Anlagentechnik • Baumaschinen • Industriebedarf
Maschinenfabrik und Vertriebsgesellschaft mbH

Boschstraße / Industriegebiet

D - 63843 Niedernberg

Tel.: +49 (0) 60 28 / 97 23 -0

Fax: +49 (0) 60 28 / 97 23 -60

www.abi-gmbh.de • e-mail: info@abi-gmbh.de

HOCHHAUSGRÜNDUNG IN BONN **DURCH EINE MODIFIZIERTE PFAHL-PLATTENGRÜNDUNG**

Dipl.-Ing. M. Löffler, Prof. Dr.-Ing H. G. Reinke, Prof. Dr.-Ing. N. Meyer

1 BAUVORHABEN

Die Deutsche Post AG erstellt derzeit in Bonn den Neubau ihrer Konzernzentrale. Das Gebäude befindet sich im ehemaligen Regierungsviertel in unmittelbarer Nähe der Neubauten der Deutschen Welle („Schürmannbau“) und des Rheines. Das Gebäude besitzt 5 Untergeschosse, einen 41-geschossigen Hochhaus-Bereich und ein 3-geschossiges Sockelgebäude. Die Gebäudehöhe des Hochhauses (Grundfläche ca. 2.950 m²) liegt planmäßig bei 162,5 m über dem Erdgeschoss, die bebaute Fläche umfasst insgesamt ca. 7.350 m². Die Gesamtlast des Hochhauses beträgt an der UK Bodenplatte bei Vollbelastung ca. 1.100 MN.

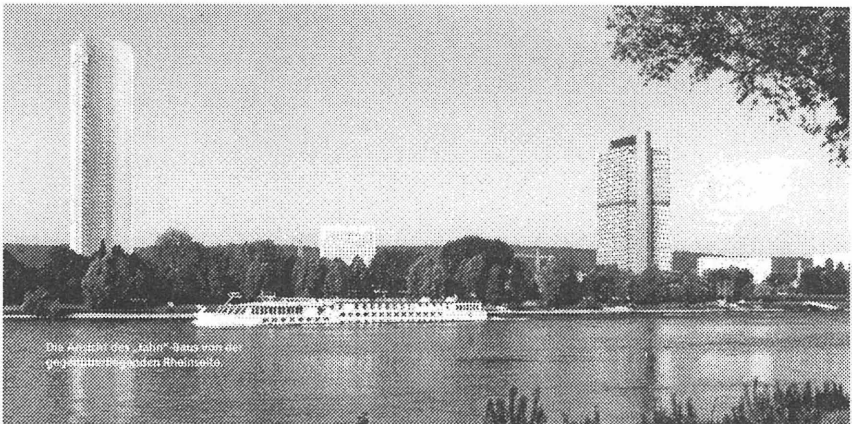


Bild 1: Ansicht des geplanten Post-Towers von der gegenüberliegenden Rheinseite

Die Tiefgaragenzufahrt (Anlieferungstunnel) zum Nachbargrundstück der „Deutschen Welle“ verläuft unmittelbar am Rand des geplanten Hochhauses unter dem Bau-

grundstück und kreuzt die Tiefgeschosse im östlichen Bereich in Höhe des 3. bis 5. Untergeschosses. Der Neubau der Deutschen Post AG überbrückt mit seiner Sokkelbebauung diese Zufahrt, der Anlieferungstunnel darf aus statischen und baurechtlichen Gründen durch die Neubaumaßnahme nicht belastet und in seiner Gebrauchstauglichkeit eingeschränkt werden.

2 BAUGRUNDVERHÄLTNISSE

Im Baubereich stehen von der Gründungsebene bei ca. 41,5 mNN bis in eine Tiefe von ca. 33,0 mNN quartäre Sande und Kiese der Niederterrasse des Rheins an. Diese sind oberhalb von ca. 40,0 mNN mindestens mitteldicht gelagert. Die Kiessande unterhalb von ca. 40,0 mNN weisen eine dichte bis sehr dichte Lagerung auf.

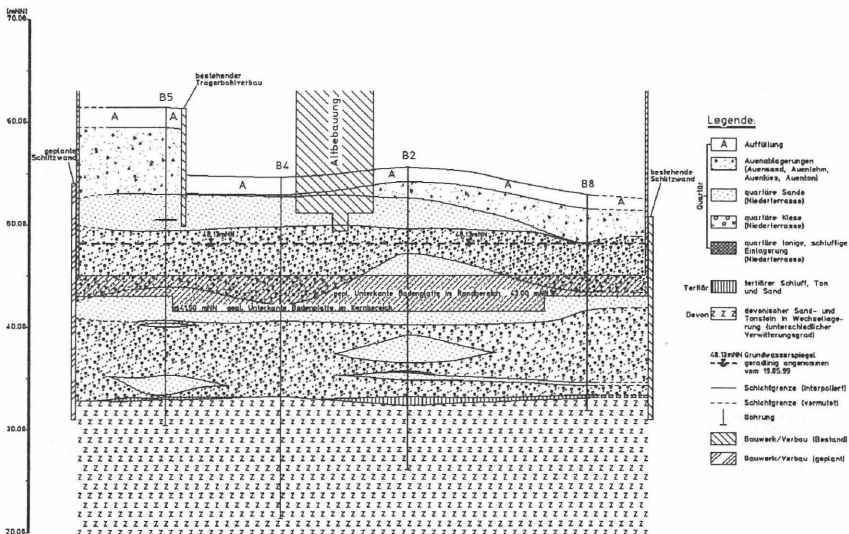


Bild 2: Schematisierter Baugrundaufbau

Unter den quartären Kiesen folgt bereichsweise eine bis zu 1 m mächtige tertiäre Schicht, die sich im wesentlichen aus sandigen, kiesigen Schluffen oder Ton zusammensetzt.

Im Liegenden der o.g. quartären und bereichsweise tertiären Schichten folgen entfestigte bis unverwitterte devonische Schichten, die sich aus einer Sandstein-Tonstein-Wechselagerung zusammensetzen. Die Oberfläche der devonischen Schichten liegt im Mittel bei 32,5 mNN und kann nach den vorliegenden Erkundungen Schwankungen von ± 1 m aufweisen. Tendenziell nimmt der Verwitterungsgrad zur Tiefe hin rasch ab, so daß der entfestigte Sand- und Tonstein zwischen ca. 32 und 31 mNN in den angewitterten Sand- und Tonstein übergeht.

Der mittlere Grundwasserstand im Bereich des Bauvorhabens liegt bei ca. 47,0 mNN und weist aufgrund der Nähe zum Rhein starke jahreszeitliche Schwankungen auf. Aufgrund seines Gehaltes an kalklösender Kohlensäure ist das Grundwasser schwach betonangreifend.

3 TRAGWERKSENTWURF

Der Tragwerksentwurf des Hochhauses der Deutschen Post AG in Bonn wird durch die gestalterische Grundkonzeption des Architekten Helmut Jahn, verschiedenste Nutzungsanforderungen des Bauherrn Deutsche Post AG und bauphysikalisch – ökologische Vorgaben ganz wesentlich bestimmt.



Bild 3: Ansicht des Hochhauses der Deutschen Post AG in Bonn

So war für die Außenfläche maximale Transparenz vorgegeben: Gewählt wurden doppelschalige Ganzglasfassaden mit minimalen Stützenabmessungen. In der Mittelzone des Bauwerks sind großzügige Skygardens über jeweils 9 Geschosse als erholungsfördernde Verweilzonen vorgesehen. Die Aufzugerschließung und die Treppenhäuser sind zu beiden Seiten der Skygardens angeordnet.

Durch den Versatz der beiden Grundrissteile in der Gebäudelängsrichtung ergibt sich eine entsprechend versetzte Anordnung der Erschließungsbereiche gegeneinander.

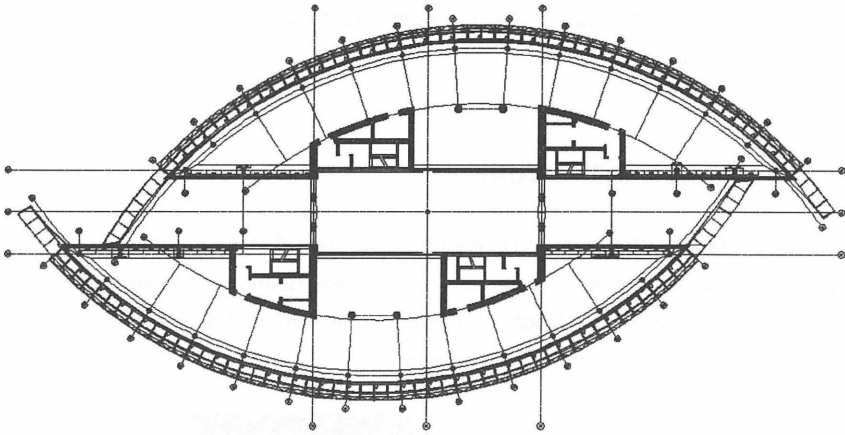


Bild 4: Grundriss Normalgeschossdecke

Im Tragwerksentwurf der Werner Sobek Ingenieure GmbH werden die 4 exzentrisch mit kräftigen Andreaskreuzen gekoppelten Erschließungskerne über die anschließenden Stahlbetondecken scheibenmäßig horizontal verbunden. Damit entsteht ein komplexes räumliches Aussteifungssystem, das die horizontalen Beanspruchungen des 162 m hohen Gebäudes aus Wind primär abträgt.

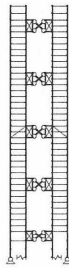


Bild 5: Aussteifungssystem des geplanten Hochhauses

Um die Standsicherheit und den Benutzerkomfort (Windbeanspruchung des filigranen Tragwerks) auch für ungünstige Einwirkungskombinationen zu gewährleisten, wird im Bereich des Technikgeschosses (19. und 20. Geschoss) ein zusätzlich stabilisierendes sog. „Outriggersystem“ eingebaut, mit dem jeweils 5 Gebäudestützen mit Fachwerkstäben zug- und druckfest mit den Kernen verbunden werden. Dieses Outriggersystem übernimmt ca. 15 % der Windlast und erhöht den Benutzerkomfort erheblich. Dies konnte mit den durchgeführten dynamischen Simulationsstudien eindeutig nachgewiesen werden.

Die die Transparenz der Außenfläche negativ beeinträchtigenden Außenstützen können relativ schlank gehalten werden, da sie im wesentlichen momentenfrei bleiben. Die sich aus der Bemessung der Stahlverbundstützen ergebenden Stützendurchmesser von bis zu 80 cm werden ein sicheres Gefühl bei den Nutzern des Gebäudes bewirken.

Der ausgedehnte Kellerbereich mit Grundrissabmessungen von 100 m x 80 m wird als aus 5 Untergeschossen bestehender Kellerkasten fugenlos konzipiert, um die Aussteifungskerne einspannen und um die notwendige Auftriebssicherheit des am Rheinufer stehenden Gebäudes auch für den maximalen Hochwasserstand garantieren zu können. Dadurch werden zusätzlich die horizontalen Verformungen des Aussteifungssystems deutlich vermindert.

Die den Kellerkasten zur Gründungssohle hin abschließende Gründungsplatte erhält aus dem Hochhaus sehr hohe Vertikallasten, die bei einer zunächst angedachten reinen Flachgründung wegen der im übrigen geringeren Lasten zu einer Setzungs-

mulde mit Setzungsdifferenzen von bis zu 8 cm und zu Verkantungen des Hochhauses von mehr als 1/1000 geführt hätte. Dies hätte die Standsicherheit und noch mehr die Gebrauchstauglichkeit des räumlichen Aussteifungssystems stark beeinträchtigt bzw. zu zusätzlichen nutzungseinschränkenden Bauelementen bzw. Neudimensionierungen im Tragwerk des Hochhauses geführt. Ein spezielles Gründungskonzept wurde erforderlich.

4 ENTWICKLUNG DES GRÜNDUNGSKONZEPTE

Zur technischen und wirtschaftlichen Bewertung möglicher Gründungsvarianten wurden nach Ausschluss offensichtlich unwirtschaftlicher Gründungsvarianten

- eine Flachgründung und
- eine kombinierte Pfahl-Plattengründung (Bohrpfähle im Hochhausbereich mit Flachgründung in den Randbereichen)

untersucht.

4.1 Flachgründung

Maßgeblich für die Eignung und Ausgestaltung einer Flachgründung sind hier die mitteldicht bzw. dicht gelagerten Niederterrassensedimente. Zur Beurteilung des Setzungsverhaltens einer Flachgründung wurden folgende Vorgaben der Entwurfsplanung berücksichtigt:

- Durchgehende Bodenplatte ohne Fuge
- Dicke der Bodenplatte: Hochhausbereich $d = 4 \text{ m}$ / Randbereiche $d = 2 \text{ m}$.

Aus den Setzungsberechnungen ergaben sich Setzungen von maximal 8 bis 9 cm im Hochhausbereich. Die errechnete Setzungsmulde war insbesondere im Bereich der hohen Lasteinleitung, d.h. im Hochhausbereich, stark ausgeprägt. In den Randbereichen wurden maximale Setzungen von 4 bis 5 cm berechnet. Daraus ergaben sich maximale Setzungsdifferenzen im Hochhausbereich von 4 bis 5 cm, die für das oben beschriebene filigrane Tragwerkskonzept des aufgehenden Hochhauses unverträglich gewesen wären.

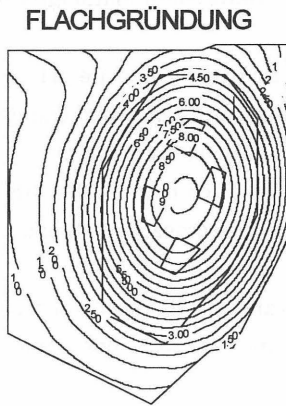


Bild 6: Ergebnisse der Setzungsberechnung für eine Flachgründung

4.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründung

Allgemein wird mit Pfahl-Plattengründungen angestrebt, die Vorteile von Pfahlgründungen - Lastabtragung durch weniger tragfähige Schichten in gut tragfähige tiefer anstehende Schichten - mit den Vorteilen der Plattengründungen - flächige Lastabtragung mit geringeren Bodenpressungen in Baugrund mittlerer Tragfähigkeit – technisch und wirtschaftlich sinnvoll zu kombinieren.

Für das Hochhaus der Deutschen Post AG in Bonn wurde zunächst die bekannte Pfahl-Plattengründung untersucht.

Erwartungsgemäß ergaben die durchgeführten Entwurfsberechnungen, dass aufgrund der hohen Tragfähigkeit des Felses die Bauwerkslasten bevorzugt über die Pfähle abgetragen worden wären, was zu einer hohen Anzahl an Pfählen geführt hätte. Diese Lösung wäre unwirtschaftlich ausgefallen, da die Pfähle in einem weiten Bereich um den Hochhausgrundriss herum platziert werden müssten. Zuletzt wäre die Biegebeanspruchung in der Gründungsplatte hoch gewesen und hätte weiter zur Unwirtschaftlichkeit beigetragen.

4.3 Ausgeführtes Gründungskonzept: Modifizierte Pfahl-Plattengründung

Aus der vom Tragwerksplaner durchgeführten Entwurfsberechnung ergab sich, daß die Pfähle einen sehr hohen Anteil an der Gesamtlast erhalten hätten und damit die bekannte Pfahl-Plattengründung nicht zielführend gewesen wäre. Die Gründungskosten wären unwirtschaftlich hoch geworden, da wesentlich mehr Pfähle erforderlich gewesen wären als zur Verformungs- und Verkantungsbegrenzung notwendig.

Zur optimierten Lastverteilung zwischen Bodenplatte und Pfählen sollte zwischen den Pfahlköpfen und der Gründungsplatte eine „quasi – weiche“ sogenannte „Pufferschicht“ angeordnet werden.

Das Tragverhalten von Gründungsplatte mit Pfählen und Pufferschicht soll mit einem einfachen Prinzipbeispiel erläutert werden. Es werden zwei mittig mit einem Pfahl (Fachwerkstab) gestützte und elastisch gebettete Plattenstreifen betrachtet. In dem verwendeten Berechnungsmodell wird die Pufferschicht statisch gleichwertig durch eine Zwangsverschiebung von 10 mm simuliert. Von einer Last von 20.000 KN werden ohne Pufferschicht 17.500 KN in den Pfahl abgetragen, mit Pufferschicht nur noch 11.000 KN.

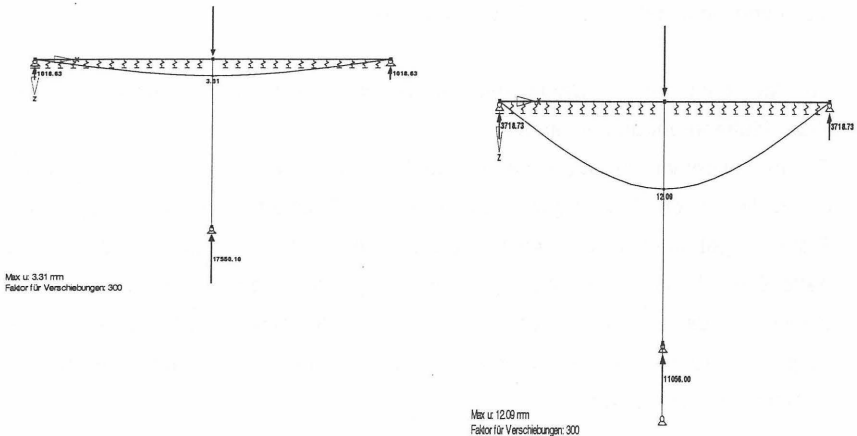


Bild 7: Statische Systeme mit und ohne Pufferschicht

Bei der Wahl der „Pufferschicht“ war von großer Bedeutung, welcher Werkstoff geeignet ist, die Frischbetonlast der 3,50 m dicken Bodenplatte ($87,5 \text{ kN/m}^2$) bei geringen Verformungen aufnehmen zu können. Erst bei Überschreiten dieser Schwelle sollte die gewünschte Zusammendrückung in der Größenordnung von 1 cm erfolgen.

Mit Beginn der Betonierarbeiten werden bis zum Erreichen der Bruchspannung der „Pufferschicht“ (ca. 200 kN/m^2) demzufolge die Lasten des aufgehenden Bauwerkes im wesentlichen über die Pfähle abgetragen. Bei weiterer Lasterhöhung kommt es zu den oben beschriebenen Verformungen der Pufferschicht und zu einer Lastumlagerung auf die Bodenplatte. Sie trägt die Bauwerkslasten über den Rheinkies, d.h. über Bodenpressungen ab. Im Zuge der weiteren (bauablaufbedingten) Laststeigerungen werden zunehmend mehr Lastanteile von den Pfählen übernommen. Der Anteil der Gesamtlast, der im Endzustand über die Pfähle abgetragen wird, beträgt ca. 40 %. Werden die Hochhauslasten betrachtet, so erhält man einen Anteil der Pfähle an der Lastabtragung von ca. 80 %.

Versuche im Werkstoffkundelabor der FH Mainz zur Wahl der „Pufferschicht“ bestätigen schließlich die Eignung des Werkstoffs „Trolit“. Hierbei handelt es sich um einen anorganischen (mineralischen) Isolierschaum.

Nach Abschluss der Vorüberlegungen wurde die beschriebene modifizierte Pfahl-Plattengründung gewählt und ausgeführt. Unter jedem der 4 Kerne befinden sich 15 Großbohrpfähle, die mindestens 6 m in die tragfähigen Felsschichten des Devons einbinden. In der statischen Berechnung und bei der Bemessung wurde zur Erfassung der vom Bodengutachter ermittelten minimalen und maximalen Setzungen der Bettungsmodul zwischen 10.000 kN/m^3 und 20.000 kN/m^3 sowie die unter Mitwirkung der Pufferschicht wirksamen Pfahlfederwirkungen zwischen 340.000 kN/m und 800.000 kN/m variiert. Mit diesen Variationen waren alle denkbaren Lastabtragungsverhältnisse ausreichend erfasst.

Zur Beurteilung des Setzungsverhaltens der gewählten neuartigen Mischgründung wurden folgende Vorgaben der Tragwerksplanung berücksichtigt:

- Durchgehende Bodenplatte ohne Fuge

- Dicke der Bodenplatte: Hochhausbereich $d = 3,5 \text{ m}$ / Randbereiche $d = 2 \text{ m}$
- Ausführung von je Kern 15 Pfählen ($\varnothing = 1,50 \text{ m}$), $L = 15 \text{ m}$ (abgesetzt im Fels).

Unter Berücksichtigung der zulässigen Pfahllasten für im Fels abgesetzte Pfähle war je nach Anordnung der Pfähle eine deutliche Reduzierung der Setzungen auf bis zu ca. 2 bis 3 cm im Hochhausbereich und damit im Vergleich zur Flachgründung eine erhebliche Vergleichmäßigung der Setzungen im Hochhausbereich möglich.

KOMBINIERTE PFAHL-PLATTENGRÜNDUNG IM HOCHHAUSBEREICH
MIT FLACHGRÜNDUNG IN DEN RANDBEREICHEN

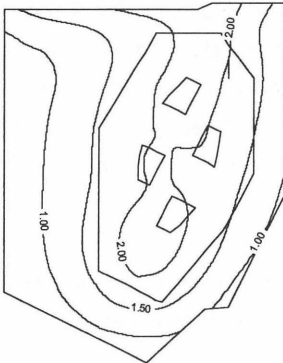


Bild 8: Ergebnisse der Setzungsberechnung für eine Pfahl-Plattengründung

5 AUSFÜHRUNG DER GRÜNDUNG

Die Herstellung der insgesamt 60 Bohrpfähle unter dem Hochhausbereich erfolgte im Mai/Juni 2000 von einer Arbeitsebene ca. 0,5 m oberhalb des Endaushubniveaus. Die Pfähle wurden im Schutz von verrohrten Bohrungen ausgeführt. Die geforderte Einbindelänge in die Felsschichten des Devon betrug 6,0 m.

Aufgrund des teilweise auf dem Grundstück vorhandenen Altbestandes ergaben sich bekannte Bohrhindernisse aus tiefreichenden Verbauteilen sowie statisch nicht mehr benötigten Verpressankern. Durch entsprechende Überwachung der Pfahlherstellung

sowie Abnahme des Felshorizontes durch den Bodengutachter konnten systematische Herstellungsfehler vermieden werden.

Zwei der insgesamt 60 Bohrpfähle unter dem Hochhausbereich wurden mit messtechnischen Einrichtungen wie Kraftmessdose und Dehnungsgeber so ausgestattet, dass das Lastabtragungsverhalten der Pfähle gemessen werden kann. Die Messelemente wurden mit dem Bewehrungskorb verschweißt und in die Verrohrung eingebracht.

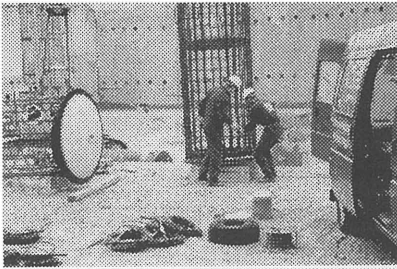


Bild 9: Einbau der messtechnischen Elemente bei der Pfahlherstellung

Nach Fertigstellung der einzelnen Bohrpfähle wurde auf den abgestemmt und aufgemörtelten Bohrpfahlköpfen die Pufferschicht aus 13 mm dicken „Trolit“-Platten eingebaut und mittels Blechplatten gegen mechanische Beschädigung aus dem Baubetrieb geschützt. Während der Herstellung der Sauberkeitsschicht erfolgte ebenfalls der Einbau der weiteren Messelemente wie Pfahlkopfdosen und Sohldruckgeber.

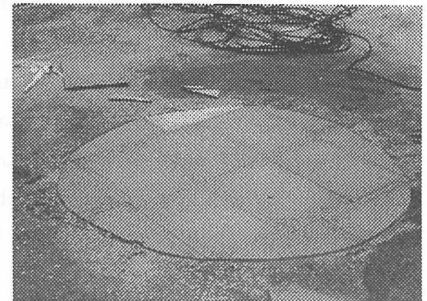


Bild 10: Einbau der Pufferschicht und der Meßelemente auf den Pfahlköpfen

6 MESSTECHNISCHE ÜBERWACHUNG DER GRÜNDUNG

Die messtechnische Begleitung komplexer geotechnischer Baumaßnahmen, wie sie Hochhausgründungen darstellen, ist fester Bestandteil des Sicherheitskonzeptes auch dieses Bauwerks und dient zudem der Qualitäts- und der Beweissicherung. Es werden seit August 2000 je nach Baufortschritt alle 2 – 6 Wochen im wesentlichen die folgenden zeitabhängigen Größen messtechnisch erfasst:

- Verformungen des Gründungskörpers
- Lastaufteilung zwischen den Pfählen und der Fundamentplatte
- Tragverhalten der Gründungspfähle.

6.1 Verformungen

Die Verformungen des Gründungskörpers werden an insgesamt 45 Messpunkten auf der Bodenplatte im 5. Untergeschoss geodätisch gemessen. Im Bauzustand Mitte November 2000 sind bei Vorhandensein von ca. 5 % der Gesamtlast der Hochhauskerne, ca. 60 % der Gesamtlast im Bereich Sockelgebäude und ca. 80 % der Gesamtlast aus den Untergeschossen (unter dem Hochhaus) Setzungen unter dem Hochhausbereich von ca. 3 mm bis 5 mm und im Bereich des Sockelgebäudes von ca. 2 mm bis 9 mm aufgetreten. Diese gemessenen Werte stimmen mit den für diesen Bauzustand rechnerisch ermittelten Prognosewerten unter Berücksichtigung der erwarteten Streuungswerte gut überein. Damit ist belegt, daß die Berechnungsannahmen sehr realistisch waren.

6.2 Lastaufteilung zwischen Bohrpfählen und Bodenplatte

Die messtechnische Ermittlung der Lastaufteilung zwischen den Bohrpfählen und der Bodenplatte erfolgt durch 8 Pfahlkopfdosen und 10 Sohldruckgeber. Fünf Sohldruckgeber befinden sich unter dem Hochhausbereich, zwei an der südlichen Seite der Sockelbebauung und drei unmittelbar neben dem Anlieferungstunnel des Nachbarn Deutsche Welle. Erste aussagekräftige Messergebnisse werden für das Frühjahr 2001 erwartet.

6.3 Tragverhalten der Gründungspfähle

Zwei Bohrpfähle werden hinsichtlich ihres Tragverhaltens vom Pfahlkopf bis zum Pfahlfuß überwacht. Die beiden Pfähle enthalten jeweils Kraftmessdosen am Pfahlfuß und am Pfahlkopf. Zusätzlich sind in zwei Ebenen, die am Baugrundaufbau orientiert wurden, jeweils 3 Dehnungsmessgeber am Bewehrungskorb installiert.

Das Last-Verformungsverhalten wird fortlaufend EDV-technisch erfasst und während der gesamten Bauzeit beobachtet. Auch hier werden erste aussagekräftige Messergebnisse mit dem Baufortschritt im Hochhaus erwartet.

7 Zusammenfassung

Aufgrund der Vorgaben des Architekten sowie der Anforderungen des Bauherrn war die Entwicklung eines filigranen Tragwerkkonzeptes für das Hochhaus der Deutschen Post AG in Bonn erforderlich. Dies machte ein spezielles Gründungskonzept notwendig. Es wurde eine modifizierte Pfahl-Plattengründung gewählt, die für die vorliegenden Entwurfsbedingungen und den kiesigen Baugrund mit Felshorizont in ca. 10 m Tiefe unter der Gründungssohle gut geeignet ist. Dabei wurde eine Pufferschicht aus dem Werkstoff „Trolit“ vorgesehen und eingebaut, um die Steifigkeiten des Rheinkieses unmittelbar unter der Bodenplatte auf die hohen Steifigkeiten der in den Fels abgesetzten Pfähle abzustimmen. Als Entwurfskriterien waren dabei die Verformungsverträglichkeit und die Wirtschaftlichkeit der Gründung maßgebend.

Die Ausführung der Gesamtmaßnahme wird umfangreich messtechnisch begleitet. Nach Stand der Bauausführung Mitte November 2000 kann festgestellt werden, dass die gemessenen Werte sich annähernd mit den für diesen Bauzustand rechnerisch ermittelten Prognosewerten decken. Von den weiteren Ergebnissen werden wesentliche Aussagen im Hinblick auf die Eignung der modifizierten Pfahl-Plattengründung für weitere Bauaufgaben erwartet.

Die bisherigen Erfahrungen mit der gewählten modifizierten Pfahl-Plattengründung sind in technischer und wirtschaftlicher Sicht positiv, so dass bei ähnlichen Gründungsbedingungen weitere Anwendungen vorstellbar sind.

Trotz der komplexen Problematik konnten zeitnah neue Lösungskonzepte erarbeitet werden, weil alle am Projekt Beteiligten Deutsche Post AG als Bauherr, Murphy / Jahn als Architekten, Werner Sobek Ingenieure als Tragwerksplaner sowie Jessberger + Partner als Bodengutachter und Prof. Schneider mit Dr. Grossert als Prüferingenieur sehr eng und konstruktiv zusammengearbeitet haben.

Die Gründung des Hochhauses Gallileo – innovative wirtschaftliche Lösung oder ingenieurwissenschaftliche Spielerei

**Dr.-Ing. Joachim Stahlmann, Dr.-Ing. Yasser El-Mossallamy,
Dipl.-Ing. Jörg Leinenbach
ARCADIS Trischler & Partner**

1 DER HOCHHAUSBAU IN FRANKFURT

Der Trend, die begrenzte Fläche der eng bebauten Frankfurter Innenstadt durch den Bau von Hochhäusern effektiv zu nutzen, ist nach wie vor ungebrochen. Zu den im Innenstadtbereich vorhandenen rd. 50 Hochhäusern mit über 50 m Höhe, weist der Hochhausrahmenplan noch 15 weitere Standorte aus. Der Bedarf an neuen attraktiven und repräsentativen Bürostandorten ist hoch, ältere Immobilien stehen teilweise leer. Unter den bis dato im Innenstadtbereich errichteten Hochhäusern wird das Galileo (Bild 1) hinsichtlich der Bauwerkshöhe mit 136 m über GOK den 13. Platz einnehmen.

Zum Namen des Hochhauses ist anzumerken, dass er mit den 3 I nicht etwa falsch geschrieben wurde. Es handelt sich vielmehr um eine Begriffszusammensetzung aus Gallusanlage, dem Standort des Hochhauses, und Galileo Galilei, dem italienischen Mathematiker, Physiker und Astronom. Während der erste Begriffsursprung eindeutig ist, stellt sich bei Galileo die Frage, ob die Weitsicht durch das von ihm weiterentwickelte Fernrohr oder die Erkenntnis, dass sich alles bewegt und verändert, den Bauherrn Dresdner Bank bei der Namengebung inspiriert hat. Die Ansicht Galileos, dass die Grundlage von Erkenntnissen durch Beobachtungen und Experimente gelegt wird, trifft zwar auf die gewählte Gründungsart zu, dürfte aber kaum der Grund für den Namen gewesen sein.



Bild 1: Das Hochhaus Gallileo (Fotomontage)

2 DAS HOCHHAUS

Wie oben bereits ausgeführt, wird das Gebäude nach Fertigstellung eine Höhe von ca. 136 m über GOK aufweisen. Das ca. 3.300 m² große Grundstück mit Kantenlängen von im Mittel etwa 52 x 63 m wird vollständig überbaut (Bild 2). Das Hochhaus selbst nimmt davon eine Teilfläche von ca. 1200 m² ein. Bei einer Höhe ab Gründungssohle von ca. 153,5 m, d.h. einer Baugrubentiefe bis zu 17,5 m u. GOK, und einer kleinsten äquivalenten Breite von ca. 30 m beträgt das Verhältnis H/B ca. 5,1. Das Hochhaus Gallileo gehört damit zu den schlanken Hochhäusern Frankfurts. Die Planungen der Architekten Novotny, Mähner und Assoziierte sehen vor, das Hochhaus unmittelbar neben der angrenzenden mehrgeschossigen Nachbarbebauung zu plazieren, die Anfang des 20. Jahrhunderts errichtet wurde. Auf die damit verbundenen speziellen Anforderungen an die geotechnischen Planungen wird im Folgenden noch eingegangen. Zur Abdichtung gegen drückendes Grundwasser wurde der Kellerkasten als weiße Wanne mit fugenloser Platte geplant.

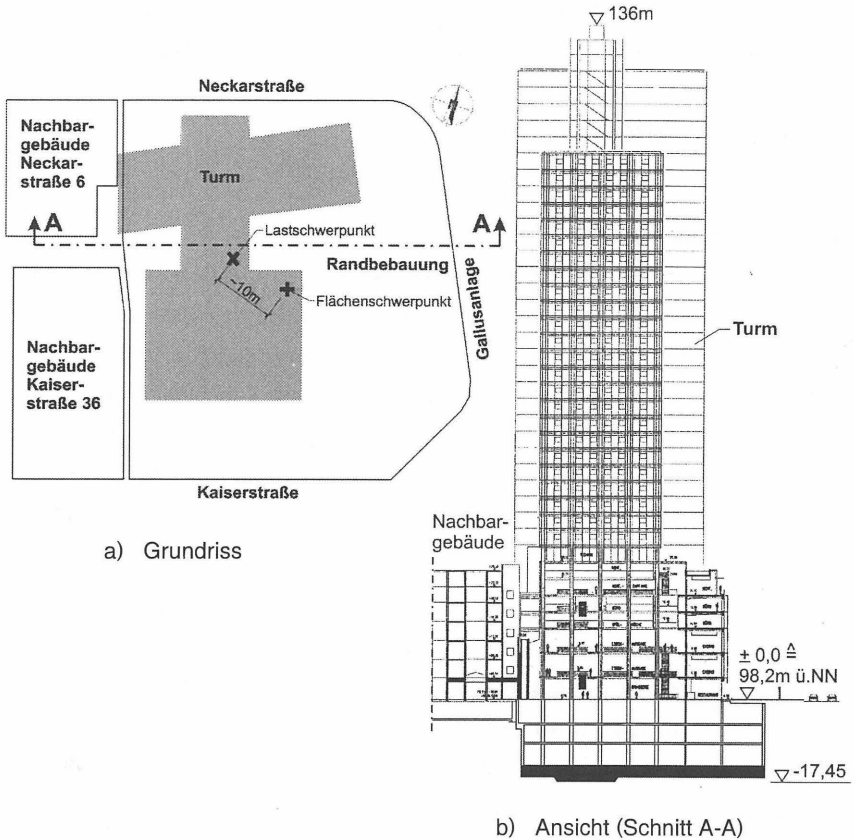


Bild 2: Grundriss und Ansicht Hochhaus Gallileo

Als setzungsrelevant wurden die für Hochhäuser üblicherweise aus dem Eigengewicht und einem Drittel der Verkehrslast ($G+P/3$) überlagerten Lasten angesetzt und der Einfluss des Auftriebs (A) untersucht. Die Lage des Hochhauses auf dem Grundstück und die durchgehende Platte bedingen eine vergleichsweise große Lastexzentrizität in Richtung der unmittelbar angrenzenden Nachbarbebauung. Der Abstand zwischen dem Flächenschwerpunkt der Platte im Grundriss und dem Lastschwerpunkt der Bauwerkslasten beträgt unter dem Lastansatz $G+P/3-A$ über 10 m. Aufgrund der Richtung und Größe der Lastexzentrizität wurde bereits in einem frühen

Stadium der Planung die Möglichkeit diskutiert, den entlang der Nachbarbebauung angeordneten Verbauwandabschnitt mit in das Gründungskonzept einzubeziehen.

3 DER UNTERGRUND

Baugrund und Grundwasser

Der Baugrund am Projektstandort besteht aus einer ca. 8 m mächtigen Deckschicht mit oberflächennahen Auffüllungen und darunter liegenden quartären Kiessanden. Unterhalb der Deckschicht folgt die unter dem Begriff Frankfurter Ton zusammengefasste tertiäre Wechsellagerung aus ausgeprägt plastischen Tonen mit eingelagerten Kalksteinbänken und Hydrobiensanden. Die Baugrunderkundungen ergaben, dass der Frankfurter Ton am Projektstandort einen im Vergleich zum übrigen Innenstadtbereich verhältnismäßig hohen Anteil an Kalksteinbänken (ca. 16 %) und Hydrobiensanden (ca. 12 %) aufweist.

Unterhalb des zwischen 39 m und 45 m mächtigen Frankfurter Tons folgen die Inflatschichten, die im wesentlichen aus Kalkstein mit unterschiedlichen Verwitterungsgraden bestehen, aber auch Kalksande aufweisen können. Die Kalksteine der Inflatschichten sind teilweise verkarstet. Als Besonderheit für Frankfurter Erfahrungen, die sich erst im Zuge der Nacherkundungen herausstellte, ist das stark wellige Oberflächenrelief der Schichtgrenze zu den Inflaten anzuführen. So ergaben z.B. 2 Erkundungsbohrungen, die im Grundriss des geplanten Hochhauses in einem Abstand von ca. 13 m abgeteuft wurden, eine um ca. 3,3 m differierende Teufe der Schichtobergrenze.

Das Grundwasser steht im Baufeld in einer Tiefe von ca. 5 m unter GOK an. Für die Baumaßnahme sind zwei relevante Aquifersysteme, die quartären Schichten sowie die tertiären Kalksteinbänke und Hydrobiensandlagen, zu unterscheiden. Sofern keine direkte Beeinflussung der Grundwasserströmung in den Aquiferen z.B. durch Grundwasserhaltungsmaßnahmen stattfindet, unterscheiden sich die Spiegelhöhe des freien Grundwasserspiegels im Quartär und die Druckhöhen des gespannten Grundwassers in den tertiären Grundwasserleitern nur um wenige Dezimeter.

Berechnungskennwerte

Die Ansätze zur Steifigkeit des Frankfurter Tons gehen bereits auf Amann (AMANN, 1975) zurück. Diese Ansätze wurden aus dem Setzungsverhalten des flachgegründeten AfE-Hochhauses zurückgerechnet und gelten streng genommen nur für diese Gründungsart und die Baugrundverhältnisse, insbesondere den Anteil an Kalksteinbänken, an dieser Lokation. Sie haben sich jedoch im Allgemeinen für den Innenstadtbereich Frankfurts bewährt. Für komplexe Bauwerke mit schwierigen Gründungen ist es darüber hinaus empfehlenswert, wenn nicht sogar unumgänglich, die Ansätze möglichst durch Nachrechnung bestehender Bauwerke zu überprüfen und zu eichen. Im vorliegenden Fall wurde hierzu

- das ca. 220 m vom Gallileo entfernte Japan-Center (LUTZ et al., 1996), für das bei ARCADIS Trischler und Partner (AT&P) die geotechnischen Planungen durchgeführt wurden, sowie
- das ca. 120 m entfernte bestehende Hochhaus der Dresdner Bank (SOMMER, 1975) herangezogen, an dem ebenfalls Mitarbeiter von AT&P maßgebend beteiligt waren.

Die Baugrundverhältnisse an beiden Hochhausstandorten entsprechen in guter Näherung denen des Baufeldes. Das Japan-Center wurde auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung gegründet, während beim bestehenden Hochhaus der Dresdner Bank eine konventionelle Flachgründung zum Einsatz kam.

Mit den für den Frankfurter Ton üblichen charakteristischen Bodenkennwerten konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den berechneten Setzungen erreicht werden. Diese Kennwerte bildeten die Grundlage für den Entwurf und die Optimierung der Gründung des Hochhauses Gallileo.

Für die Rückrechnung der Setzungen des Japan-Centers und des bestehenden Hochhauses der Dresdner Bank sowie für die numerischen Untersuchungen zum Entwurf der Gründung wurde das für 3-dimensionale Aufgabenstellungen entwickelte Programmsystem GAPR (EL-MOSSALLAMY, 1996) verwendet, mit dem insbesondere die Baugrund-Bauwerk Interaktion in hoher Genauigkeit berücksichtigt werden kann.

4 DIE MÖGLICHEN GRÜNDUNGSARTEN

Bis etwa Anfang der 80er Jahre war es üblich, Hochhausgründungen in Frankfurt als Flachgründung auszuführen. Die steigenden Anforderungen, die sich aus den zunehmenden Gebäudehöhen und den damit verbundenen größeren Lasten sowie aus den durchgehenden Platten und den Lastexzentrizitäten ergeben, machten in zahlreichen jüngeren Hochhäusern eine Tiefgründung bzw. Kombinierte Pfahl-Plattengründung erforderlich.

Da die Flachgründung auf einer Bodenplatte jedoch nach wie vor die wirtschaftlichste Lösung darstellt, wurde diese in die Untersuchungen zum Entwurf der Gründung mit einbezogen. Die Berechnungsergebnisse zeigten, dass bei dieser Gründungsart im Bereich des Hochhauses Setzungen bis maximal 18 cm und Setzungsunterschiede bis maximal 10 cm zu erwarten gewesen wären. Dies wurde von den Projektbeteiligten als nicht akzeptabel eingestuft.

Um die Setzungen und Setzungsunterschiede zu reduzieren, wurde als weitere Gründungsart eine konventionelle Tiefgründung untersucht. Die erforderliche Pfahlanzahl wurde unter Berücksichtigung der Messergebnisse der Tiefgründung des nahegelegenen Commerzbank-Hochhauses (HOLZHÄUSER, 1998) auf 113 abgeschätzt. Bei der Festlegung der Pfahllängen wurde zur Gewährleistung einer ausreichenden äußeren Tragfähigkeit der Pfähle eine Einbindung von i.M. ca. 3 m in die Inflatenschichten vorausgesetzt. Die zu dieser Gründungsart durchgeführten Berechnungen ergaben, dass im Bereich des Hochhauses Setzungen von ca. 2,6 cm und vernachlässigbar geringe Setzungsunterschiede zu erwarten gewesen wären.

Als dritte Gründungsart wurde die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) untersucht. Dabei wurden im Rahmen von Vergleichsberechnungen die Pfahlanzahl, die Pfahllängen und die Pfahldurchmesser variiert. Auf Grundlage der Berechnungsergebnisse wurde nach Anpassungen an die Erkenntnisse der Nacherkundung des Baugrundes sowie an die konkretisierte Planung des Tragwerksplaners die im nachfolgenden Abschnitt beschriebene Variante der KPP als technisch und wirtschaftlich optimierte Lösung entwickelt. Für die KPP wurden maximale Setzungen bzw. Setzungsunterschiede des Hochhauses von ca. 5 cm bzw. ca. 2 cm berechnet. Auf Bild

3 sind die berechneten Setzungsmulden für die untersuchten Gründungsarten in einem Schnitt in Ost-West Richtung, d.h. senkrecht zur Grenze der Nachbarbebauung dargestellt.

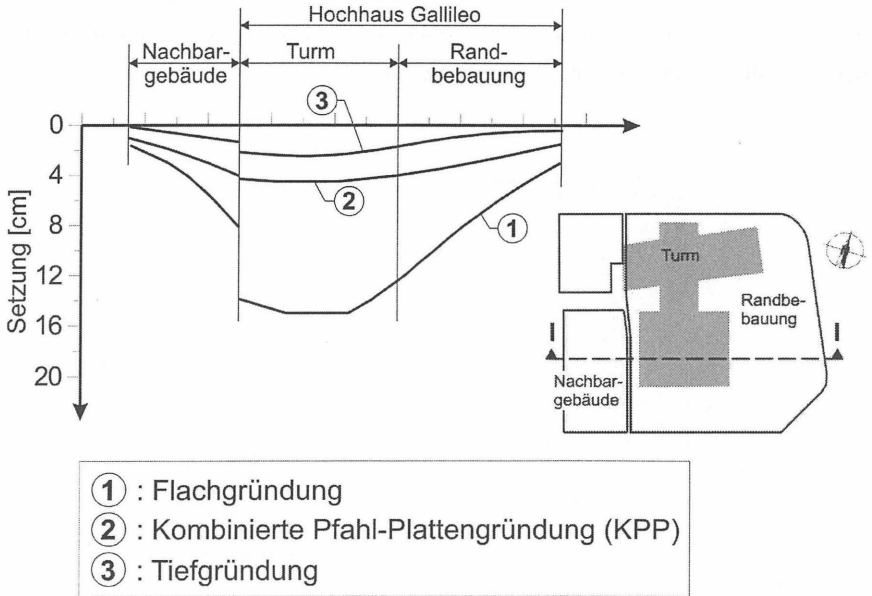


Bild 3: Setzungsmulden in Abhängigkeit von der Gründungsart im Schnitt

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung

Die mittlerweile im Bau befindliche Kombinierte Pfahl-Plattengründung wird die Bauwerkslasten des Neubaus über eine im Hochhauskernbereich 3,5 m und im umliegenden Bereich 2,5 m dicke Bodenplatte sowie über 47 Gründungspfähle im Baufeld und 42 Pfähle der Verbauwand zur Nachbarbebauung in den Baugrund abtragen. Für die Pfähle im Baufeld wurde ein Durchmesser von 150 cm, für die der Verbauwand ein Durchmesser von 90 cm festgelegt. Aufgrund des unruhigen Oberflächenreliefs der Inflatenschichten mussten die Pfähle so gestaffelt werden, dass sie einen ausreichenden Abstand zur Schichtgrenze einhalten. Dies war erforderlich, um dem spezielle Tragmechanismus der KPP Rechnung zu tragen. Hierauf wird in den folgenden Ausführungen noch näher eingegangen.

Die Längen der 24 Gründungspfähle unter dem Hochhauskern betragen zwischen 27,5 m und 30 m. Die 23 Gründungspfähle im übrigen Hochhausgrundriss wurden mit einer Länge von 26 m ausgeführt. Die in die Gründung integrierten Verbaupfähle binden unterhalb der Gründungssohle 11 m in den Baugrund ein. Die Anordnung der Pfähle ist auf Bild 4 zu erkennen. Der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} , der den Lastanteil der Pfähle an der Gesamtlast angibt, beträgt 0,77.

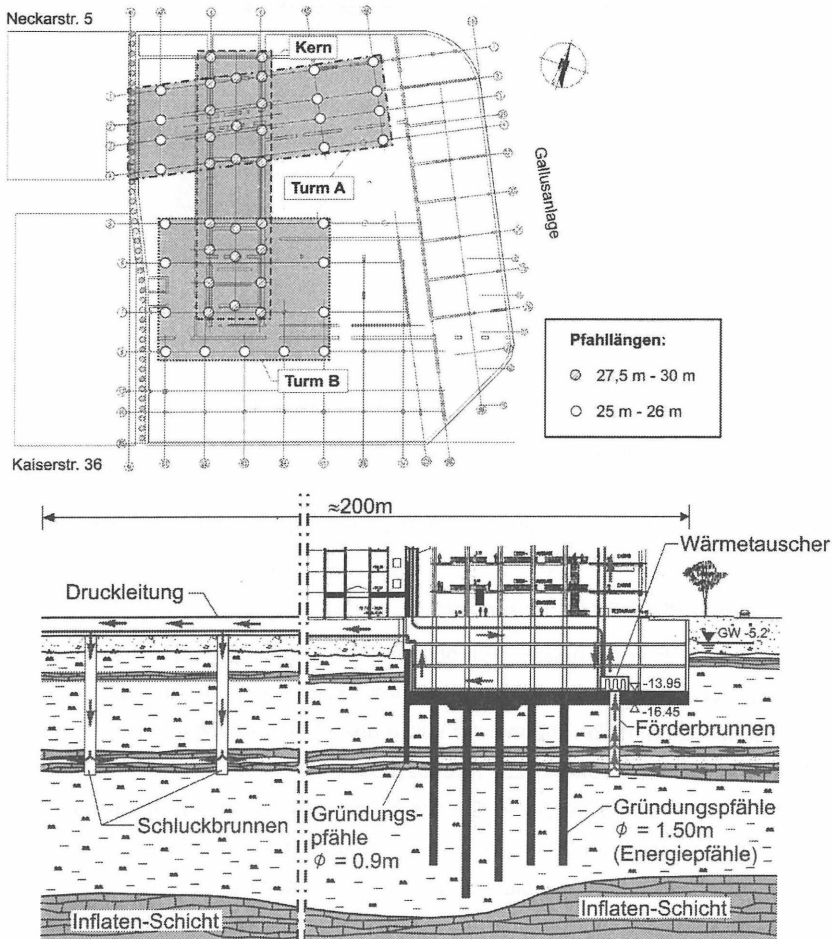


Bild 4: Die KPP im Grundriss (a) und im Schnitt (b)

Zum Zeitpunkt der Untersuchungen lag die jetzt im Entwurf fertiggestellte Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (DIBT,2000) noch nicht vor. Auch wenn das verwendete Nachweisverfahren nicht wesentlich von dem Richtlinienentwurf abweicht, soll an dieser Stelle auf die wesentlichen Schritte hingewiesen werden.

Bei der Bemessung einer konventionellen Tiefgründung wird davon ausgegangen, dass die gesamte Bauwerkslast ausschließlich über die Pfähle in den Baugrund abgetragen wird. Die Pfähle der konventionellen Tiefgründung stellen somit das alleinige Tragelement dar und sind hinsichtlich ihrer äußeren Tragfähigkeit mit einer Sicherheit von $\eta=2$ nachzuweisen.

Im Fall der KPP sind gegenüber der konventionellen Tiefgründung jedoch generell zwei Gründungselemente, die Platte und die Pfähle, vorhanden. Beide sollen einen Beitrag zur Ableitung der Lasten in den Untergrund leisten. Dabei wird die äußere Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle sowohl von den Bodenkennwerten als auch von den Bauwerk-Baugrund Interaktionen beeinflusst. Der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit ist dementsprechend bei der KPP für das Gesamtsystem Platte + Pfähle zu führen. Die Einführung eines gesonderten Sicherheitsbeiwertes für die äußere Tragfähigkeit der Pfähle entfällt somit, d.h. die Pfähle gehen hinsichtlich ihrer äußeren Tragfähigkeit mit einer Sicherheit von $\eta \approx 1$ in den Nachweis ein.

Der Tragmechanismus der KPP wird im wesentlichen durch 3-dimensionalen Zustände im Untergrund geprägt. Die rechnerische Modellierung des Tragverhaltens der KPP kann daher nur in den seltensten Fällen auf Grundlage von 2-dimensionalen Berechnungen erfolgen. Für die Untersuchungen der Gründung des Hochhauses Gallileo wurde das bereits erwähnte Programmsystem GAPR verwendet.

GAPR arbeitet auf der Grundlage einer Kombination der Finite-Element-Methode (FEM) und der Randelementmethode (BEM). Die Berechnung erfolgt für zwei Teilsysteme, deren Verschiebungsverträglichkeit durch einen inkrementellen, iterativen Rechenalgorithmus erreicht wird. Die mit Hilfe der FEM modellierte Gründungsplatte wird durch das aufgehende Tragwerk belastet und durch nichtlineare Federn gestützt. Die Kontaktfläche zwischen Gründungsplatte und Boden (begrenzter Halbraum) und zwischen Pfählen und Boden wird mit Hilfe der BEM simuliert.

Aus den Ergebnissen der GAPR-Untersuchungen wurden durch entsprechende Laststeigerungen über die Gebrauchslasten hinaus Last-Setzungskurven (Bild 5) für die Pfähle und die Platte sowie für das Gesamtsystem abgeleitet.

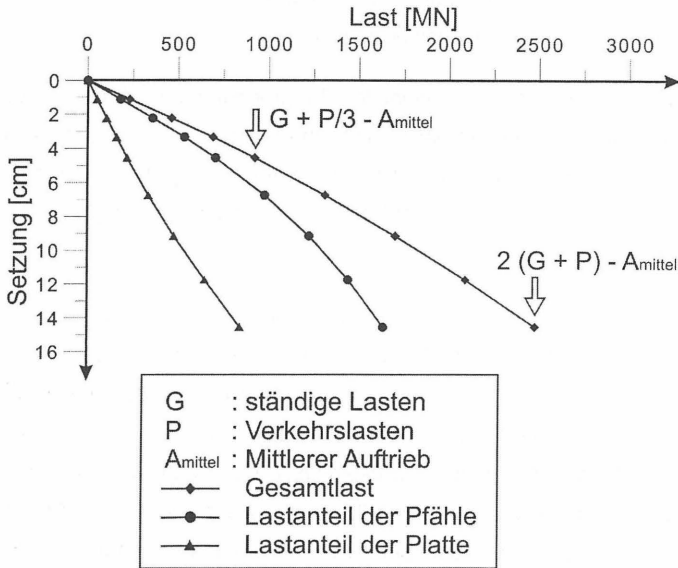
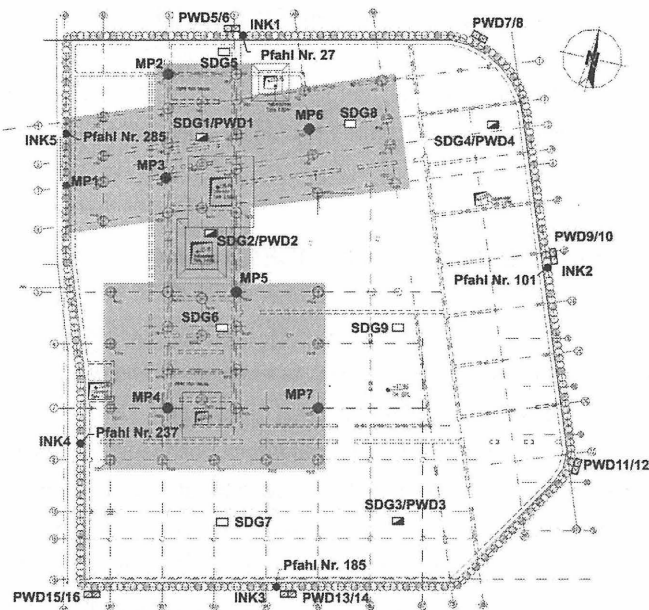


Bild 5: Last-Setzungslinien bei Laststeigerung über die Gebrauchslasten

Generell tritt durch diese Laststeigerung eine Änderung in der Aufteilung der Lasten und damit auch des Tragsystems auf, so dass sich der Pfahlplatten-Koeffizient ändert. Man spricht hierbei von der Nichtlinearität des Systems. Es ist üblich geworden, die Untersuchungen mit der zweifachen Bemessungslast durchzuführen und eine Bewertung der Nichtlinearität vorzunehmen. Ist, wie sich im Fall des Hochhauses Gallileo rechnerisch nachweisen ließ, nur eine geringe Nichtlinearität vorhanden, kann die Dimensionierung der Gründungselemente mit den für die Gebrauchslasten ermittelten Bettungsmodulverteilungen und Pfahlfedersteifigkeiten durchgeführt werden. Außerdem kann von einer globalen Standsicherheit des Gesamtsystems Gründung ausgegangen werden, da die Krümmung der Last-Setzungslinie nur gering und ein Versagen damit unwahrscheinlich ist. Im Fall einer starken Nichtlinearität muss die Dimensionierung der Gründungselemente auch für Bettungsmodulverteilungen und Federsteifigkeiten höherer maßgebender Lasten erfolgen. Insbesondere die

Auswirkungen auf die Pfahllasten und die damit verbundenen Nachweise zur inneren Tragfähigkeit und zur Biege- und Durchstanzbemessung sind zu berücksichtigen.

Da für die KPP bis dato noch kein allgemein gültiges Nachweiskonzept existiert, wurde sie bisher und, nach entsprechenden Formulierungen im Entwurf der oben genannten Richtlinie, wohl auch in Zukunft der Geotechnischen Kategorie 3 zugeordnet. Der Entwurf, die Bemessung und der Bau der KPP erfordert damit eine Kombination komplexer Berechnungen unter Berücksichtigung der 3-dimensionalen Interaktionen zwischen Platte, Pfählen und Untergrund und einer messtechnischen Begleitung im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN V 1054-100.



Legende:

- | | |
|-----------|---|
| 6x ● 1x ● | MP (Meßpfähle) |
| □ | 5x SDG (Sohldruckgeber) |
| ▣ | 3x SDG+PWD (Sohldruckgeber + Porenwasserdruckgeber) |
| ▤ | 12x PWD (Porenwasserdruckgeber) |
| ● | 6x 2 Tiefenlagen im Verbau |
| ● | 5x INK (Inklinometer) |

Bild 6: Messprogramm Baugrube und Gründung im Grundriss

Das Messprogramm für die Gründung des Gallileo (s. Bild 6) umfasst in Abstimmung mit dem geotechnischen Prüfer u.a. 3 Messpfähle (2 Gründungspfähle im Baufeld und 1 Gründungspfahl im Verbau) mit Integral Messelementen (IME) zur Erfassung der Lastabtragung über die Tiefe. Im vorliegenden Fall wurde diese Messeinrichtung durch die relativ mächtigen Kalksteinbänke, die eine kontinuierliche Lastübertragung vom Pfahl in den Untergrund stören, erforderlich. Weiterhin wurden 4 Messpfähle mit Pfahlkopfmessdosen ausgerüstet. Darüber hinaus wurden Sohldruckgeber und Porenwasserdruckgeber unterhalb der Platte angeordnet. Die Messeinrichtungen im Bereich der Verbauwand bestehen aus Inklinometerrohren und Porenwasserdruckgebern. Zusätzlich ist ein umfangreiches geodätisches Messnetz im Bereich des Baufeldes und in der Umgebung eingerichtet worden. Ergänzt wird das Messprogramm durch eine Vielzahl von Grundwasserpegelmessungen. Die Darstellung der Messergebnisse zur KPP bleibt einer späteren Veröffentlichung vorbehalten, da die Bodenplatte erst im Dezember 2000 betoniert wurde und daher noch keine aussagekräftigen Messdaten zur Gründung vorliegen.

5 DIE BEEINFLUSSUNG DER NACHBARBEBAUUNG

Wie oben bereits erläutert, liegt der Lastschwerpunkt in Bezug zum Flächenschwerpunkt deutlich zur Nachbarbebauung hin verschoben. Aus diesem Grund wurde der Baugrubenverbau in die Lastabtragung der Gründung mit einbezogen. Die Nachbarbebauung wird damit durch die Mitnahmesetzungen aus dem Hochhaus, insbesondere durch die Lasteinleitung über die Verbaupfähle, beeinflusst. Hinzu kommen noch die Setzungen aus der Grundwasserabsenkung und die Setzungen infolge der Verformungen der Verbauwand. Um die Auswirkungen dieser Faktoren auf die Nachbargebäude einzuschätzen, wurden umfangreiche numerische Untersuchungen durchgeführt. Aus den Berechnungen mit dem Programmsystem GAPR konnten die Mitnahmesetzungen aus den Lasten des Neubaus abgeleitet werden. Aus diesen Einflüssen sind maximale Setzungen der Nachbarbebauung von 4 cm und eine maximale Verkantung von 1 : 450 zu erwarten. Es sei an dieser Stelle jedoch darauf hingewiesen, dass sich baubetriebliche, d.h. herstellungstechnische Einwirkungen nicht durch Berechnungen erfassen lassen und somit immer eine unbekannte Größe erhalten bleibt.

Die Untersuchungen zur Verbauwand waren nicht nur aufgrund der angrenzenden Nachbarbebauung von besonderer Bedeutung. In Anbetracht einer Baugrubentiefe von ca. 16,5 m im Bereich der 3-fach bzw. 4-fach verankerten Verbauwand aus überschrittenen Bohrspählen, der Auflage keine großflächige Grundwasserabsenkung, sondern lediglich eine gezielte Grundwasserentspannung vorzunehmen, und dem hierzu erforderlichen wasserdichten Verbau, war eine komplexe geotechnische Aufgabe zu lösen. Dies führte nicht zuletzt auch dazu, dass durch den geotechnischen Prüflingenieur für die Baugrubensicherung die Beobachtungsmethode in Verbindung mit einer Verformungsprognose und einem Messprogramm gefordert wurde. Bereits bei den von der ARGE Tragwerksplanung, einem Zusammenschluss der Büros Krebs und Kiefer und Prof. Dr. Thiele + Dr. Mühlshwein, ausgeführten statischen Berechnungen waren Schwierigkeiten bei der Dimensionierung der Verbauwand, insbesondere hinsichtlich der Ankerkräfte, aufgetreten, die aus dem hohen Wasserdruck resultierten. Durch numerische Sickerströmungsberechnungen unter Berücksichtigung einer eingeschätzten anisotropen Durchlässigkeit und der unterschiedlichen Durchlässigkeiten der einzelnen Schichten der Wechsellagerung des Frankfurter Tons konnte von unserer Seite ein Lösungsvorschlag vorgelegt werden. Dieser sah die Installation von Entspannungslanzen durch die Verbauwand vor, mit denen tertiäre Bodenschichten hinter der Verbauwand gemäß den statischen Erfordernissen gezielt entspannt wurde. Auf Bild 7 ist ein Schnitt der Verbauwand im Bereich der Nachbarbebauung dargestellt, in dem der rechnerisch ermittelte Wasserdruck dem in zwei Tiefen gemessenen Wasserdruck gegenübergestellt wird. Auch im Nachhinein kann aufgrund der gemessenen Wasserdrücke der Erfolg der Entspannungsmaßnahme bestätigt werden.

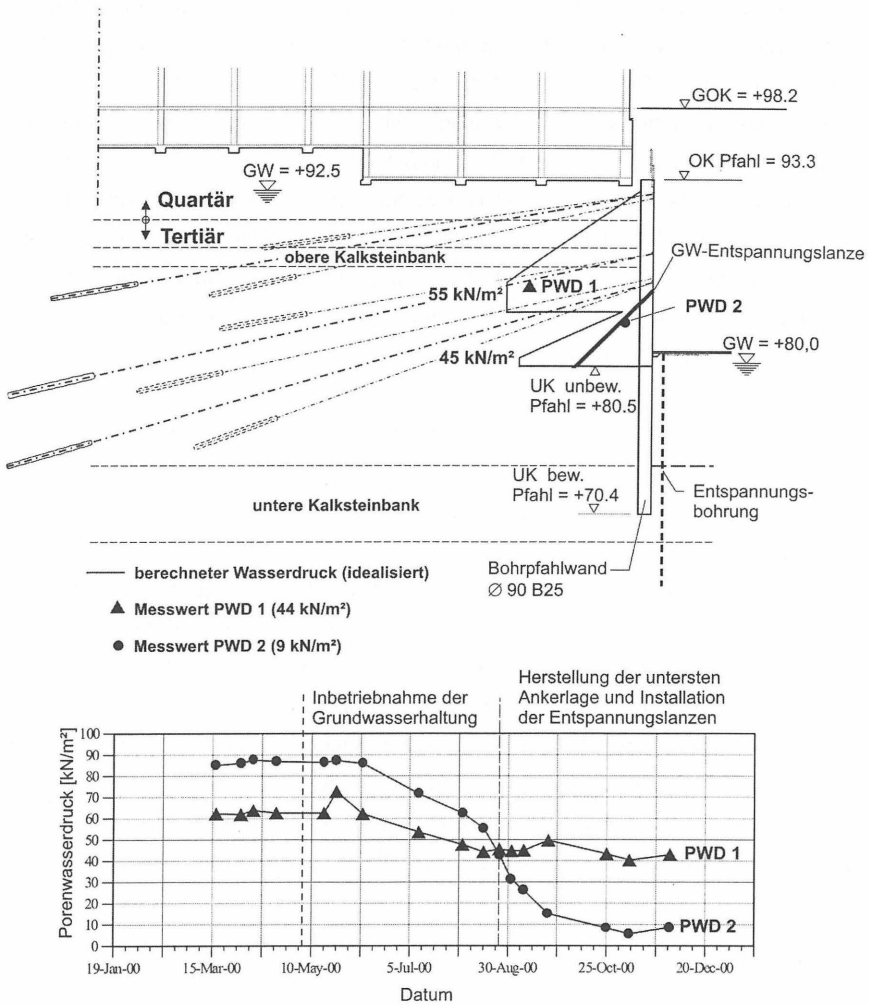


Bild 7: Berechnete und gemessene Wasserdrücke, Verbauwand im Bereich der Nachbarbebauung

Zur Beurteilung der Setzungsanteile für die Nachbarbebauung aus der Verformung der Verbauwand wurden in Verbindung mit den Sickerströmungsberechnungen zusätzlich Verformungsberechnungen mit dem Programmsystem PLAXIS durchgeführt.

Danach sind durch diesen Einfluss maximale Setzungen der Nachbarbebauung von ca. 2,4 cm und eine Verkantung von ca. 1:900 zu erwarten.

6 ENERGIEKONZEPT

Zur Reduzierung des Bedarfs an konventioneller Energie soll die Gebäudeklimatisierung des Hochhauses Gallileo durch eine geothermische Energiegewinnung unterstützt werden (s. Bild 4b). Für den Wärme- bzw. Kälteaustausch mit dem Untergrund werden, wie beim 1999 fertiggestellten Main-Tower (KATZENBACH, et al., 1998 und HUDE et al., 1998), die Gründungspfähle mit Wärmetauscherrohren ausgestattet. Die innerhalb dieser geschlossenen Leitungssysteme zirkulierende Wärmeträgerflüssigkeit nimmt die thermische Energie des Untergrundes im Einbindebereich der Pfähle auf und leitet sie zur Energiegewinnung an eine Wärmepumpe weiter.

Um die Effizienz der geothermischen Energiegewinnung weiter zu steigern, sollte zusätzlich zu den Energiepfählen eine Grundwassernutzung realisiert werden. Das Konzept hierzu sieht vor, das Grundwasser aus den tertiären Kalksteinbänken als Wärmeträgerflüssigkeit zu fördern und einer Wärmepumpe zuzuführen. Nach Passage der Wärmepumpe soll aus dem Förderstrom eine Teilmenge ausgeschleust und nach entsprechender Aufbereitung als Brauchwasser im Hochhaus Verwendung finden. Der verbleibende Anteil soll über Schluckbrunnen in die tertiären Kalksteinbänke wiederversickert werden.

Entsprechend der Anforderungen der Grundwassernutzung wurden die drei für die Baugrubenwasserhaltung im Bauzustand erforderlichen Brunnen so ausgestattet, dass eine dauerhafte Funktion gewährleistet ist. Aufgrund von Schwierigkeiten bei der Standortfindung für die Schluckbrunnen und des noch nicht geklärten Anschlusses eines weiteren Hochhauses an die Brauchwassernutzung, der aus wirtschaftlichen Gründen erforderlich ist, wurde die Anlage bis dato noch nicht betriebsfertig umgesetzt.

7 INNOVATIVE WIRTSCHAFTLICHE LÖSUNG ODER INGENIEURWISSENSCHAFTLICHE SPIELEREI

Die Frage nach der Wirtschaftlichkeit taucht im Zusammenhang mit der KPP immer wieder auf. Meist geschieht dies, wenn auf die speziellen Erfordernisse der KPP im Nachweisverfahren, d.h. im Rahmen der honorarträchtigen komplexen numerischen Untersuchungen und der kostspieligen Messtechnik, hingewiesen wird. Mit der Reduzierung der Pfahlmeter, die im Vergleich zur konventionellen Tiefgründung in der Regel mehr als 50 % ausmacht, wird jedoch eine erhebliche Minderung der Herstellungskosten erreicht. Eine Gegenüberstellung der Mehrkosten, die beim Bau einer konventionellen Tiefgründung gegenüber der KPP zu tragen wären, wird dadurch erschwert, dass nicht nur die Pfahlherstellungskosten eingehen, sondern evtl. auch Veränderungen der Plattendicke und -bewehrung sowie allgemeine Kosten durch die längere Bauzeit und durch baubetriebliche Auswirkungen zu berücksichtigen sind.

Für das Hochhaus Gallileo wurden im Zuge der Ausarbeitungen zu diesem Beitrag die Pfahlherstellungskosten der im Gründungsentwurf untersuchten konventionellen Tiefgründung mit 113 Pfählen (s. Kap. 4) ermittelt, um einen überschlägigen Kostenvergleich mit der KPP vornehmen zu können.

Auf eine Gegenüberstellung der Kosten einer Flachgründung wurde bewusst verzichtet, da diese Gründungsvariante aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit des Neubaus und der Nachbarbebauung von vorn herein verworfen wurde.

Der nachfolgenden Kostengegenüberstellung konnten allein die Kosten der Pfahlherstellung im Baufeld und der Messtechnik für die Gründung zugrundegelegt werden. Dies war möglich, da die für die gewählte Pfahlanordnung der Tiefgründung berechneten Schnittgrößen der Bodenplatte in einer ähnlichen Größenordnung wie die der KPP liegen. Es konnte daher vereinfachend und vorbehaltlich genauerer Untersuchungen davon ausgegangen werden, dass hinsichtlich der erforderlichen Plattendicke und -bewehrung keine Unterschiede zwischen KPP und konventioneller Tiefgründung bestehen. Für einen Pfahlmeter einschl. Leerbohrung wurde ein mittlerer Preis von ca. 1240 DM bei der KPP und ca. 1320 DM bei der Tiefgründung zugrun-

degelegt. Der höhere Preis je Pfahlmeter bei der Tiefgründung resultiert im Wesentlichen aus dem höheren Anteil der mit den Pfahlbohrungen zu durchdringenden Kalksteinbänken.

	KPP	Tiefgründung
Pfahlanzahl (-durchmesser)	47 (1,5 m)	113 (1,5 m)
Gesamtlänge der Pfähle (Bohrlänge im Kalkstein)	1305 m (306 m)	4128 m* (936 m)
Gesamtlänge der Leerbohrungen**	555 m	1307 m
Gesamtkosten für die Pfahlherstellung einschl. Bohrung, Betonieren, Bewehrung und Leerbohrung	<u>2,3 Mio. DM</u>	<u>7,2 Mio. DM</u>

* Annahmen
erforderliche Einbindelänge der Pfähle in die Inflatenschichten: 3 m
mittlerer Abstand Inflaten – Gründungssohle: 32,8 m (Hochhauskern)
33,8 m (restl. Grundriss)

** Leerbohrung zwischen Arbeitsplanum der Pfahlherstellung (oberhalb GW) und planmäßigem Pfahlkopf

Tabelle 1: Pfahlanzahl und Pfahllänge der KPP und der konventionellen Tiefgründung

Aus den in der obigen Tabelle aufgeführten Kosten ergibt sich, dass mit der KPP allein für die Pfahlherstellung ca. 4,9 Mio. DM eingespart werden konnten. Nach Abzug der Kosten für die aufwendigen Nachweisverfahren und für die geotechnischen Spezialmessungen der KPP (einschl. Planung des Messprogramms, Durchführung der Messungen und Auswertung der Messdaten) von ca. 0,6 Mio. DM ergibt sich immer noch eine Kostenersparnis von ca. 4,3 Mio. DM. Dabei ist anzumerken, dass auch bei der konventionellen Tiefgründung nicht vollständig auf Messungen hätte verzichtet werden können, so dass prinzipiell auch hier mit Kosten zu rechnen gewesen wäre.

Zusätzlich sind in die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung folgende Faktoren mit einzubeziehen:

Mehraufwand bei der konventionellen Tiefgründung

- längere Bauzeit durch die höhere Pfahlanzahl und damit u.a. längere Vorhaltung der Baustelleneinrichtung sowie längerer Betrieb der Grundwasserhaltung
- eingeschränkte Stellfläche für die Baustelleneinrichtung, z.B. Aufbereitungsanlage des Wassers für die Pfahlbohrung, durch Pfahlherstellung in der gesamten Baugrubenfläche
- evtl. erforderliche Pfahlfußverpressung durch Einbindung in verkarstete Kalksteinbänke in den Inflatenschichten
- Maßnahmen gegen Erschütterungen beim Meißeln der Inflatenschichten
- höhere Anforderungen an die Pfahlbohrgeräte, da im Pfahlfußbereich harte bis sehr harte Kalksteinbänke der Inflatenschichten zu durchörtern sind

8 ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Für das zur Zeit im Bau befindliche Hochhaus Galileo der Dresdner Bank wurden durch AT&P im Rahmen des Gründungsentwurfs verschiedene Gründungsarten untersucht. Dabei stellte sich die Kombinierte Pfahl-Plattengründung, die sich in zahlreichen neueren Hochhausprojekten in Frankfurt bereits bewährt hat, hinsichtlich der technischen und wirtschaftlichen Kriterien als optimale Lösung heraus. Anhand von Vergleichsberechnungen, in denen die Entwurfsparameter Pfahlanzahl, -länge und Pfahlanordnung variiert wurden, wurde die in Kap. 4 beschriebene Variante der KPP entwickelt.

Durch den vergleichsweise hohen Ingenieuraufwand, der im Gründungsentwurf und im Nachweisverfahren der KPP zur rechnerischen Modellierung des komplexen räumlichen Tragverhaltens erforderlich ist, sowie durch die aufwendige messtechni-

sche Überwachung wird oftmals die Wirtschaftlichkeit der KPP hinterfragt. Dabei entsteht mitunter der Eindruck, dass die KPP eher eine „wissenschaftliche Spielerei“ als eine wirtschaftlich praktikable Lösung darstellt. Um dies durch Zahlen zu relativieren, wurde in Kap. 7 die Kostenersparnis ermittelt, die sich im konkreten Fall des Hochhauses Gallileo allein aus der Reduzierung der Pfahlanzahl und Pfahllängen gegenüber einer Tiefgründung ergibt. Wie das Ergebnis dieses Kostenvergleichs zeigt, wäre eine konventionelle Tiefgründung in der Herstellung ca. 4,9 Mio. DM teurer gewesen als die zur Ausführung gekommene KPP. Angesichts dieser Summe sind die Kosten für die Nachweisführung wie auch für die messtechnische Überwachung, die insgesamt weniger als 13 % dieser Ersparnis ausmachen, zweifelsfrei gerechtfertigt. Im Fall, dass die Inflatenschichten, wie in weiten Teilen der Frankfurter Innenstadt, deutlich tiefer liegen als im Bereich des Hochhauses Gallileo, ist von einer weiteren Kostenerhöhung der konventionellen Tiefgründung im Vergleich zur KPP auszugehen.

9 LITERATUR

Amann, P. (1975)

Über den Einfluß des Verformungsverhaltens des Frankfurter Tons auf die Tiefenwirkung eines Hochhauses und die Form der Setzungsmulde, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 15, Darmstadt 1975

Deutsches Institut für Bautechnik (2000)

Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP), u.a. erschienen in Bautechnik Heft 9, Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau, 77. Jahrgang, September 2000

El-Mossallamy, Y. (1997)

Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der kombinierten Pfahl-Plattengründung, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 36, Darmstadt 1997

Holzhäuser, J. (1998)

Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 42, Darmstadt 1998

- Katzenbach, R., Arslan, U., Rückert, A. (1998)
Das Prinzip des saisonalen Thermospeichers, Vorträge zum 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19. März 1998, 3-14
- Lutz, B.; Wittmann, P.; El-Mossallamy, Y., Katzenbach, R. (1996)
Die Anwendung von Pfahl-Plattengründungen - Entwurfspraxis, Dimensionierung und Erfahrungen mit Gründungen in überkonsolidierten Tonen auf der Grundlage von Messungen, Baugrundtagung 1996 in Berlin
- Sommer, H. (1975)
Konstruktive Möglichkeiten zur Vermeidung von Verkantungen bei Hochhausgründungen, Europäische Baugrundtagung Wien 1975, 237-239
- von der Hude, N., Kapp, C. (1998)
Einsatz von Energiepfählen am Beispiel des Main-Tower in Frankfurt am Main, Vorträge zum 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19. März 1998, 15-28

SCHADENSURSACHEN BEI DER HERSTELLUNG VON BOHRPFÄHLEN IM GRUNDWASSER

U. Ernst

1 EINLEITUNG

Pfahlgründungen gehören wegen ihrer Flexibilität und den vielfältigen Erscheinungsformen zu den wichtigsten Elementen für Tiefgründungen. Die Bedeutung dieser Gründungsart für den Hoch- und Tiefbau sowie für Verkehrs- und Wasserbauten ist in den vergangenen Jahren unverändert geblieben. Mit Hilfe moderner Pfahlgründungen können große Bauwerkslasten konzentriert in den Baugrund eingeleitet werden, ohne schädliche Setzungen zu erzeugen. Oftmals können auf diese Weise große Fundamentabmessungen sowie Baugrubenverbaue und aufwendige Wasserhaltungen vermieden werden.

Der Großbohrpfahl hat sich für das Abtragen großer Bauwerkslasten als besonders geeignet erwiesen. Dieser Pfahltyp wurde in den 50er Jahren erstmals in Deutschland eingesetzt und erfuhr seither eine rasante verfahrens- und gerätetechnische Entwicklung.

Es ist bekannt, daß es bei der Bohrpfahlherstellung zu Auflockerungen im Erdreich kommen kann, die das Tragverhalten des fertigen Pfahls beeinträchtigen und Setzungen verursachen können. Dieses Wissen spiegelt sich auch in der Normung wider. Wie herstellungsbedingte Bodenauflockerungen vermieden werden können, wird jedoch nur in allgemeinen Bemerkungen beschrieben.

Für das Entstehen von Bodenauflockerungen sind eine Vielzahl von Faktoren verantwortlich. Wesentlich ist die Bewegung der Bohrwerkzeuge im Bohrloch. In der

Fachliteratur wird dieser Aspekt bisher nicht ausreichend beachtet. Insbesondere bei der Herstellung von verrohrten Bohrpfählen, die mit einem Bohreimer hergestellt werden, sind Setzungen infolge von Bodenauflockerungen zu beobachten, die zu Schäden an der Nachbarbebauung führen können. Die Probleme werden meist durch hydraulische Vorgänge in dem mit Wasser gefüllten Bohrrrohr hervorgerufen. Durch das Abheben der Bohrwerkzeuge von der Bohrlochsohle wird ein Unterdruck unterhalb des Bohrwerkzeugs erzeugt, der zu einem hydraulischen Grundbruch an der Bohrlochsohle führen kann. Infolgedessen wird Boden in das Bohrrrohr eingespült. Es kommt zu einer Entspannung des umgebenden Erdreiches. Herstellungsqualität und Pfahltragfähigkeiten werden negativ beeinflusst.

Sowohl in der Forschung als auch in der Praxis setzt sich immer mehr die Erkenntnis durch, daß den Einflüssen der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit im Zuge des Wettbewerbs und der Qualitätssicherung mehr Bedeutung beigemessen werden muß, als dies derzeit in der Literatur und den technischen Vorschriften der Fall ist. Um diesen Ansatz weiterzuführen, sollen mit diesem Beitrag neue Ansatzpunkte für die Qualitätssicherung bei der Bohrpfahlherstellung aufgezeigt werden.

2 Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit von Bohrpfählen

"Die Tragfähigkeit eines Ortbetonpfahles hängt nicht allein vom Boden, vom Pfahldurchmesser und von der Pfahllänge ab, sondern ganz entscheidend von der Herstellungsart" [STOCKER, 1980]. Diese Aussage ist das Ergebnis aus dem Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Ortbetonpfähle und verdeutlicht, wie komplex die Interaktion zwischen Pfahl und Boden ist.

Die Tragfähigkeit von Bohrpfählen ist stark von der Größe der Radialspannung im Boden abhängig. Gleichzeitig kann jedoch durch die Herstellung des Bohrlochs der Primärspannungszustand des Bodens teilweise erheblich gestört werden. Das vorrangige Ziel bei der Bohrpfahlherstellung ist demnach das Vermeiden von unnötigen Störungen des im anstehenden Boden vorhandenen

Spannungszustandes. Daß dennoch Auflockerungen bei der Bohrpfahlherstellung entstehen, ist hinlänglich bekannt und wurde u.a. von WEINHOLD [1977] und FRANKE [1977] beschrieben. Für Franke liegt es "in der Natur der Sache, daß sie am wenigsten beherrschbar sind und alle theoretischen Bemühungen zur Verbesserung der Tragfähigkeitsberechnungen in Frage stellen". Der Nachweis für die Entstehung von Auflockerungen um den Pfahlschaft und Pfahlfuß konnte u.a. von QUAST [1993] erbracht werden.

Quast berichtet auch von einem Einbruchkrater mit einem Volumen von über 20 m³, der nach der Herstellung eines Bohrpfahls ($\varnothing$ 2,0 m) infolge von Bodenentzug während der Bohrarbeiten entstand. Für die Ursache gab er Unzulänglichkeiten während der Pfahlherstellung sowie Mißachtung der Vorgaben der DIN 4014 an.

Wird, wie in diesem Fall beobachtet, zusätzlich zum Pfahlvolumen ein derart großes Bodenvolumen entnommen, so kann neben der Verringerung der Pfahltragfähigkeit auch eine Schädigung der Nachbarbebauung nicht ausgeschlossen werden. Weitere Probleme können dann ein erhöhter Betonverbrauch bei der Pfahlherstellung sowie eine Gefährdung noch nicht vollständig erhärteter Nachbarpfähle sein. Die hier beschriebenen Probleme treten in der Regel verfahrenstechnisch bedingt bei der Ausführung von verrohrten und unverrohrten Bohrpfählen, die unter dem Einsatz von Bohrwerkzeugen innerhalb der Verrohrung hergestellt werden, auf

Wesentliche Parameter, die bei der Herstellung von Pfählen die Tragfähigkeit beeinflussen können, lassen sich in allgemeine und speziell dem Bohrpfahl zugeordnete Parameter unterteilen.

Tabelle 1: Herstellungsbedingte Einflüsse auf die Bohrpfahlherstellung

Allgemeine Parameter	Parameter bei der Bohrpfahlherstellung
Qualifikation des Personals	Durchflußfläche
Arbeitsgeschwindigkeit	Ziehgeschwindigkeit

Allgemeine Parameter	Parameter bei der Bohrpfahlherstellung
Betondruck	Voreilung der Verrohrung
Betonkonsistenz	Wasserüberdruck
Temperatur von Beton u. Umgebung	Materialdicke der Verrohrung

In der Praxis besteht eine sehr starke Abhängigkeit von der Qualifikation des Fachpersonals und einer gezielten Überwachung der durchzuführenden Arbeiten. Die Einhaltung von Vorgaben aus den entsprechenden Regelwerken ist Grundvoraussetzung für eine einwandfreie Bauausführung. Dennoch zeigen Untersuchungen von Bauschäden, daß die Ursachen von Baumängeln in der Regel nicht Vorsatz, sondern Unwissenheit und Gedankenlosigkeit sind. Eine ständige Fortbildung des Personals auf den aktuellen Wissensstand und eine Sensibilisierung für Herstellungsprobleme im Rahmen einer Qualitätssicherung scheint daher angebracht.

Gerade die Arbeitsgeschwindigkeit ist ein prinzipielles Problem. Sie wird so hoch wie möglich angesetzt, um Termine einzuhalten und Kosten zu minimieren. Der zeitliche Druck wirkt sich nicht selten auf die Qualität der ausgeführten Arbeiten aus. Bei der Bohrpfahlherstellung kann hier beispielhaft das Ziehen der Verrohrung angeführt werden. Die Ziehgeschwindigkeit, mit der die Verrohrung aus dem Boden entfernt wird, sollte möglichst gering gehalten werden, um unnötige Auflockerungen im Boden zu vermeiden. Steht zum Beispiel ein Lieferfahrzeug mit dem Pfahlbeton schon länger auf der Baustelle, so wird die Ziehgeschwindigkeit eher an das Abbindeverhalten des Betons als an die bodenmechanischen Belange angepaßt. So entstehen Bodenauflockerungen, die zu Tragfähigkeitsverlusten führen können.

Speziell bei der Bohrpfahlherstellung im Grundwasser ist die Ziehgeschwindigkeit des Bohrwerkzeuges ein zentraler Parameter im Zusammenhang mit Bodenauflockerungen. In Bild 1 sind Ergebnisse aus Modellversuchen in nicht bindigen Böden bezüglich der Ziehgeschwindigkeit dargestellt. Sie zeigen den Einfluß der Ziehgeschwindigkeit eines Bohreimers auf die relative Änderung der Lagerungsdichte.

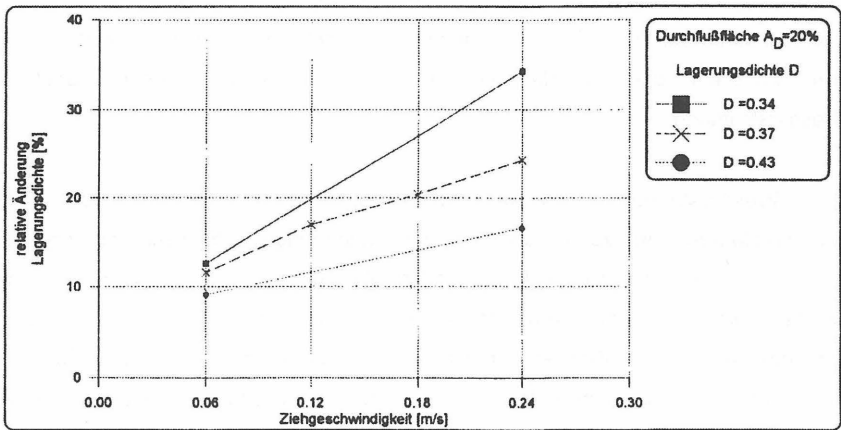


Bild 1: Einfluß der Ziehgeschwindigkeit des Bohreimers auf die relative Änderung der Lagerungsdichte, [HARTUNG, 1994]

In der Praxis bedeutet dies, daß der Geräteführer das Ausmaß der Auflockerungen im Boden "in der Hand hält". Je höher die Ziehgeschwindigkeiten, desto größer ist der Einfluß auf die Änderung der Lagerungsdichte in nichtbindigen Böden. Aus diesem Grund sollte die Erfahrung der Geräteführer möglichst groß sein und die Arbeiten nicht unter Zeitdruck ausgeführt werden. Diese Anforderungen können jedoch nicht immer erfüllt werden.

2.1 Bodenauflockerungen beim Bohren unter dem Grundwasser

Die oben aufgeführten Punkte haben alle einen direkten oder indirekten Einfluß auf die Primärspannungen im anstehenden Baugrund und damit auf die Tragfähigkeit und die Qualität von Bohrpfählen.

Sicherlich ist sich die Fachwelt darüber einig, daß Bodenauflockerungen beim Bohren, insbesondere unter dem Grundwasserspiegel, selbst bei sorgfältigster Herstellung kaum zu vermeiden sind. Die Gründe hierfür sind zum einen die

Änderung des Primärspannungszustandes entlang des Pfahlschafts und der Bohrlochsohle durch das Entfernen des in der Verrohrung befindlichen Bodens und zum anderem die Auflockerung durch eine in das Bohrloch gerichtete Wasserströmung.

Die Wasserströmung bewirkt ein Ausspülen von Sandpartikeln und Bodenumlagerungen. Verantwortlich für die Entstehung der Wasserströmungen ist ein relativer Wasserunterdruck in der Verrohrung. Liegt der Wasserspiegel im Bohrrrohr nicht über dem Grundwasserspiegel, entsteht ein Druckgefälle, das zum Druckausgleich eine Wasserströmung in die Verrohrung verursacht. Je nach erzeugter Fließgeschwindigkeit können hierbei unterschiedliche Erscheinungsformen von hydraulisch bedingten Bodenumlagerungen entstehen (Kolmation, Suffusion, Erosion, hydraulischer Grundbruch).

In der Praxis der Bohrpfahlherstellung sind sicherlich die Erosion, Suffosion und Kolmation vorhanden, sie haben aber im Bauablauf nur eine untergeordnete Bedeutung, da die Vorgänge erst über einen längeren Zeitraum wirksam werden. Weitaus bedeutender und in seinen Folgen gravierender ist der hydraulische Grundbruch. Die Ursachen für den hydraulischen Grundbruch bei der konventionellen Bohrpfahlherstellung sind bekannt, aber dennoch können immer wieder Schäden infolge des hydraulischen Grundbruchs beobachtet werden.

2.2 Hydraulischer Grundbruch bei der Bohrpfahlherstellung

Die Voraussetzung für einen hydraulischen Grundbruch ist eine in das Bohrrrohr gerichtete Grundwasserströmung, die dem Eigengewicht des Bodens im Bohrrrohr entgegenwirkt. Den größten Einfluß auf das Entstehen von hydraulischen Grundbrüchen haben somit die Parameter, die direkt auf die Druckverhältnisse an der Bohrlochsohle im Bohrrrohr wirken und damit die Strömungsrichtung des Grundwassers beeinflussen. Hierbei kann eine Unterteilung in geologische und verfahrenstechnische Parameter vorgenommen werden. Stellen sich die

geologischen Parameter als gegeben und nur im geringen Maße beeinflussbar dar, werden die verfahrenstechnischen Parameter als veränderlich angesehen.

Die verfahrenstechnischen Parameter, die einen direkten Einfluß auf die Druckverhältnisse an der Bohrlochsohle haben, sind neben dem relativen Wasserdruck in der Verrohrung und der Voreilung der Verrohrung im wesentlichen die Ziehgeschwindigkeit des Bohrwerkzeugs und die Durchflußfläche zwischen Bohrwerkzeug und Verrohrung. Obwohl mit der Voreilung der Verrohrung und dem Wasserüberdruck im Bohrrohr Maßnahmen gegen den hydraulischen Grundbruch getroffen werden, zeigt die Praxis, daß diese Maßnahmen nicht immer ausreichend sind. Der Grund hierfür ist die durch die Bohrwerkzeuge erzeugte Sogwirkung auf die Bohrlochsohle. Sie tritt oft auf Grund von wirtschaftlichen Betrachtungen bei der Herstellung von Bohrpfählen in den Hintergrund. Dies liegt nicht daran, daß der Effekt nicht bekannt ist, sondern eher daran, daß die Größenordnung der Sogwirkung und die Folgen für den Baugrund wenig untersucht wurden und daher kaum qualitativ bestimmbar sind.

Lediglich bei offensichtlichen Schadensfällen wurden die Folgen des hydraulischen Grundbruchs infolge der Sogwirkung dokumentiert, was aber keinen Rückschluß auf die tatsächliche Größe der Sogwirkung bei der Pfahlherstellung zuläßt.

3 Messungen bei der Bohrpfahlherstellung

Das Aufrechterhalten eines Flüssigkeitsüberdrucks auf die Bohrlochsohle ist eine wesentliche Forderung für die sichere Herstellung von Bohrpfählen unterhalb des Grundwasserspiegels. In der Literatur sind nur wenige Anhaltspunkte darüber zu finden, wie sich die Bewegung des Bohrwerkzeugs auf die Druckverhältnisse an der Bohrlochsohle auswirkt.

Aufgrund der geringen Anzahl vorliegender Meßdaten, sowie der fehlenden Aussagekraft in bezug auf die zeitliche Entwicklung der Wasserdruckänderungen, wurden eigene in situ Versuche durchgeführt.

Hierbei standen folgende Ziele und Fragen im Vordergrund:

- Erarbeiten von differenzierten Aussagen über den zeitlichen Verlauf der Wasserdruckänderungen im Bohrröhr
- Wie groß sind eventuell auftretende Wasserdruckdifferenzen?
- In welchem Zeitraum treten die Wasserdruckdifferenzen auf?
- Kann eine schädliche Sogwirkung auf die Bohrröhrsohle festgestellt werden?
- Kann ein Einfluß auf den umgebenden Boden festgestellt werden?

Die Messungen wurden während des Einsatzes von Bohreimern sowie Sand- und Kiespumpen durchgeführt. Die verwendeten Bohrwerkzeuge entsprechen dem Stand der Technik und beinhalten keine technischen Änderungen zur Reduktion der Sogwirkung, die beim Ziehen der Bohrwerkzeuge aus dem Bohrröhr auftritt.

Prinzipiell treten beim Einsatz von Bohrwerkzeugen in einer mit Wasser gefüllten Verrohrung Wasserdruckdifferenzen auf. Anhand der durchgeführten in situ Wasserdruckmessungen ist es möglich, den zeitlichen Verlauf der Wasserdruckänderungen genauer zu beschreiben. Bei dem Einsatz von Bohreimern ist der Verlauf im wesentlichen durch zwei Ereignisse geprägt. Zum einen ist es das Lösen des Bohreimers von der Bohrröhrsohle und zum anderen das Herausfördern aus dem Bohrröhr. Die Maximalwerte wurden beim Lösen der Bohreimer von der Bohrröhrsohle ermittelt. Nach dem Auftreten der Maximalwerte entsteht ein Druckausgleich bis auf eine annähernd konstante Druckdifferenz, die durch das gleichmäßige Fördern des Bohreimers erzeugt wird. Den Ereignissen können somit zeitliche Bereiche in den Meßkurven zugeordnet werden. In Bild 2 sind die Bereiche in einer Meßkurve eingetragen.

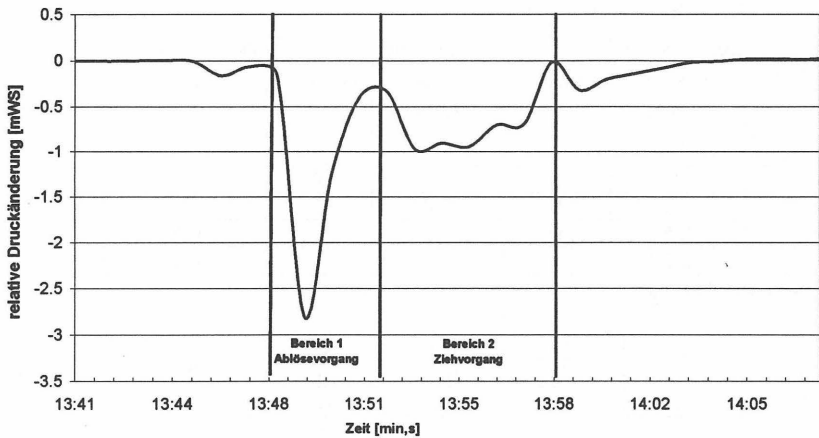


Bild 2: Bereichseinteilung des Wasserdruckverlaufs

Aus Bild 2 wird ersichtlich, daß die Bohrlochsohle während des Ablösevorganges (Bereich 1) einem großen Unterdruck ausgesetzt ist. Der Bereich 2, das Herausziehen des Bohreimers, ist in seiner zeitlichen Ausdehnung länger und abhängig von der Geschwindigkeit und dem zurückzulegenden Weg. Die in den Versuchen ermittelten Wasserdruckdifferenzen lagen in der Regel unterhalb der Werte des Bereiches 1. In Tabelle 2 sind für die an Bohreimern durchgeführten Wasserdruckmessungen die Bereiche mit ihrer zeitlichen Ausdehnung zusammengefaßt.

Tabelle 2: Zeitlicher Verlauf, Bohreimer

Messung	Wasserdruck- differenz [mWS]	Bereich 1 [s]	Wasserdruck- differenz [mWS]	Bereich 2 [s]	Ziehgeschwindig- keit [m/s]
Bohreimer Ø 650 mm					
1	1,8	3	1,2	4	0,4
2	0,6	5	0,3	5	0,2
3	0,8	9	0,3	6	0,5
4	0,9	4	0,5	7	0,2
Bohreimer Ø 780 mm					
5	-	-	-	-	-
6	3,7	5	0,4	6	0,3
7	5,2	3	0,8	6	0,5
8	1,2	10	0,3	6	0,5
9	2,5	4	1,0	5	0,3
10	2,5	3	0,6	6	0,5
11	2,1	4	0,5	8	0,4
12	3,0	4	0,9	7	0,4
13	1,0	13	0,1	7	0,4
14	1,0	5	0,5	7	0,4
Bohreimer Ø 500 mm					
2	Keine Wasserdruckdifferenzen ermittelt				0,3
3					0,3
Bohreimer Ø 754 mm					
1	-	-	1,6	6	0,3
4	1,5	4	-	-	0,3

Insgesamt wurden auf drei Baustellen 24 Wasserdruckmessungen bei der Herstellung von verrohrten Bohrpfählen durchgeführt. Davon fallen 18 Messungen auf den Einsatz von Bohreimern und 6 auf den Einsatz von Sand- und Kiespumpen. Die Messungen wurden in unterschiedlichen Tiefen und mit variierenden Ziehgeschwindigkeiten zwischen 0,2 bis 0,5 m/s ausgeführt. Die angegebenen Ziehgeschwindigkeiten liegen im unteren Leistungsbereich heutiger Seilbagger. Die Durchmesser der Bohrwerkzeuge lagen zwischen 500 mm bis 970 mm. Die anstehenden Böden bestanden überwiegend aus Sanden in lockerer bis dichter Lagerung. In Tabelle 3 sind die Durchmesser, Flächenverhältnisse sowie die Maximalwerte der gemessenen Wasserdruckdifferenzen an der Bohrlochsohle zusammengefaßt.

Tabelle 3: Zusammenfassung der Flächenverhältnisse und Maximalwerte der Druckdifferenz

Bohrwerkzeug	Bohrrohr	Flächenverhältnis	Max. Δ mWS
Bohreimer			
Ø 500 mm	800 mm	62,5 %	-
Ø 650 mm	800 mm	41,3 %	1,8
Ø 754 mm	800 mm	14,2 %	1,6
Ø 780 mm	800 mm	17,5 %	5,2
Sand- und Kiespumpen			
Ø 780 mm	1100 mm	49,7 %	14,2
Ø 970 mm	1100 mm	22,2 %	23,7

Anhand der gewonnenen Daten kann eine differenzierte Aussage über den Verlauf der Wasserdruckänderungen im Bohrrohr gemacht werden. Somit können für die entscheidenden Arbeitsabläufe, das Lösen und Fördern des Bohrwerkzeuges, quantitative Aussagen über die Größe und zeitliche Ausdehnung des Wasserdrucks getroffen werden.

Weiterhin konnte gezeigt werden, daß es schon bei geringen Wasserunterdrücken zu hydraulischen Grundbrüchen und damit zu erheblichen Einspülungen von Boden in das Bohrrohr kommen kann.

4 Modellversuche

Die in situ Versuche zeigten auch, daß der meßtechnische Aufwand zur Ermittlung der hydraulischen Vorgänge in einem Bohrrohr mit einem hohen technischen und finanziellen Aufwand verbunden ist, so daß eine Ausdehnung der Messung unter Zuhilfenahme von Erddruckkissen und Porenwasserdruckgebern in den Baugrund nicht durchgeführt werden konnte. Um dennoch qualitative Aussagen über die Zusammenhänge zwischen hydraulischen Vorgängen in der Verrohrung und den Auswirkungen auf den umgebenden Baugrund treffen zu können, wurden daher Versuchstände eingerichtet und folgende Meßgrößen ermittelt.

- Wasserdrücke im Bohrrohr
- Porenwasserdrücke im Boden
- Totalspannungen im Boden
- Kräfte am Zugseil
- Lagerungsdichte des Bodens

Anhand der durchgeführten Modellversuche konnten 3 Ansätze zu Erkennung und Vermeidung von hydraulischen Grundbrüchen aufgezeigt werden. Wesentliche Ansatzpunkte sind hierbei:

- die Erfassung der Kraft am Zugseil,
- die Beobachtung des Wasserspiegels im Bohrrohr,
- eine aktive Steuerung des Unterdrucks unterhalb des Bohreimers.

Über den **Verlauf der Zugkraft** konnte in den Modellversuchen eine Sohlverschiebung erkannt werden. Während sich bei einem "normalen" Abheben des Bohrwerkzeuges die Zugkraft schnell von dem Maximalwert (lösen des Bohreimer aus dem Boden) auf den Wert des freien Ziehens (der Bohreimer bewegt sich innerhalb der Wassersäule) abfällt, zeigt sich bei einer Sohlverschiebung ein Bereich eines mittleren Kraftniveaus. D.h. es besteht ein längerer Übergang zwischen dem Lösen des Bohrwerkzeuges aus dem Boden und dem freien Ziehen des Bohreimers durch die Wassersäule. Der Übergang beruht auf dem mitreißen der Bohrlochsohle durch den Bohreimer. Unter Berücksichtigung einer Weg-Zeit Bedingung (spätestens nach einer Bohreimerlänge muß die Maximale Zugkraft auf das Niveau des freien Ziehens abfallen) kann eine Sohlverschiebung erkannt werden. In den Bildern 3 und 4 sind die Kraftverläufe sowie die Wasserdrücke unterhalb des Bohreimers bei zwei Zugversuchen dargestellt.

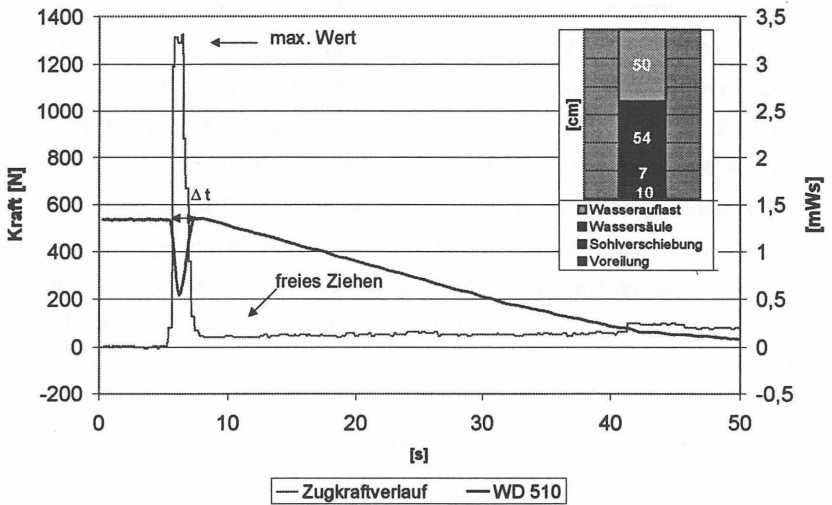


Bild 3: Zugkraft- und Wasserdruckverlauf bei geringer Sohlverschiebung (7 cm)

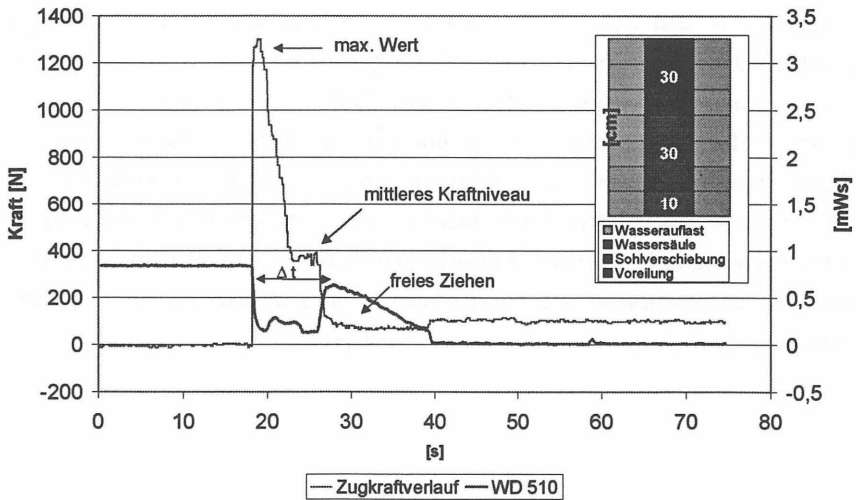


Bild 4: Kraft- und Wasserdruckverlauf bei großer Sohlverschiebung (30 cm)

Durch eine permanente **Beobachtung des Wasserspiegels** können neben der üblichen Kontrolle des Wasserspiegels auch plötzliche Wasserstandsänderungen erkannt, protokolliert und für das zielgerichtete Auslösen von Steuerfunktionen ausgenutzt werden. Plötzliches Anheben des Wasserspiegels beruht auf der Zunahme des Volumens im Bohrrrohr durch das Einströmen von Wasser und Boden in die Verrohrung. Steigt der Wasserspiegel während des Ziehvorganges über einen Grenzwert an, so kann durch eine Steuerfunktion der Ziehvorgang unterbrochen und einen hydraulischen Grundbruch entgegengewirkt werden. Die Überwachungs- und Steuerfunktion konnte in den Modellversuchen durch handelsübliche Meßtechnik realisiert werden.

Der dritte Ansatz, der bei den Modellversuchen verfolgt wurde, ist die **aktive Steuerung des Unterdrucks**. Das Grundprinzip der aktiven Steuerung ist eine Beschleunigung des Druckausgleichs unterhalb des Bohreimers. Dieses wird im Modell über das Umpumpen von Wasser oberhalb des Bohreimers an seine Unterseite realisiert. Somit erfolgt der Druckausgleich nicht nur durch den Ringspalt zwischen Bohrrrohr und Bohreimer, sondern es wird ein zusätzliches Wasservolumen für den Druckausgleich zur Verfügung gestellt. In den Modellversuchen konnte besonders für den Zeitpunkt des Abhebens ein positiver Effekt bezüglich der Druckverhältnisse auf der Bohrlochsohle festgestellt werden. Im weiteren Verlauf des Ziehvorganges ist eine unterstützende Wirkung des Pumpeneinsatzes zu erkennen. Der Wasserdruck an der Bohrlochsohle liegt im Vergleich mit den Versuchen ohne Pumpeneinsatz höher und wirkt sich damit stabilisierend auf die Bohrlochsohle aus. Aufgrund der Modellversuche erscheint eine Umsetzung der aktiven Steuerung in die heutige Maschinentchnik als eine sinnvolle, aber auch technisch anspruchsvolle und damit kostenintensive Möglichkeit, den erzeugten Unterdruck beim Ziehen von Bohreimern zu verringern.

5 Zusammenfassende Empfehlungen und weiterer Untersuchungsbedarf

Im folgenden werden abschließende Empfehlungen in Hinblick auf eine verbesserte Qualitätskontrolle ausgesprochen und weiterer Untersuchungsbedarf aufgezeigt:

- Der allgemeine Trend der Erfassung und Visualisierung von Maschinendaten sollte mehr in den Bereich geotechnischer Fragestellungen ausgeweitet werden. Hierzu gehört die kontinuierliche Erfassung wesentlicher Herstellungsparameter wie die Ziehgeschwindigkeit, der Wasserstand im Bohrrohr, die aufgebrachte Zugkraft beim Ziehen des Bohrwerkzeuges sowie die Lage der Bohrlochsohle bei der Herstellung von Bohrpfählen. Es wird empfohlen, das allgemeine Bohrprotokoll mit den ermittelten Parametern zu ergänzen. Hierdurch kann eine nachträgliche Beurteilung des Herstellprozesses umfassender durchgeführt werden.
- Die durchgeführten Modellversuche haben gezeigt, daß bei einer Erfassung und zeitgleichen Auswertung der oben aufgeführten Herstellungsparameter ein sinnvolles Regel- und Steuerungssystem zur Vermeidung von hydraulischen Grundbrüchen eingesetzt werden kann. Inwieweit sich ein solches System in der Praxis bewährt, kann nur durch weitere 1:1 Versuche bestimmt werden. Hier ist weitere Forschungsarbeit in enger Zusammenarbeit mit Geräteherstellern und Fachunternehmen erforderlich. Im Sinne einer sichreren Bohrpfählherstellung wird empfohlen, die erforderlichen Forschungsarbeiten kurzfristig zu beginnen und sowohl von der Forschung als auch von der Wirtschaft zu unterstützen.
- Die durchgeführten in situ Versuche bestätigen die reale Gefahr von hydraulischen Grundbrüchen. Diese können schon bei kleinen relativen Druckdifferenzen auftreten. Da derzeit keine technischen Lösungen für die Erkennung und Vermeidung von hydraulischen Grundbrüchen zur Verfügung steht, erscheint eine Neubelebung der Diskussion bezüglich der Begrenzung der Durchmesserhältnisse und/ oder der Ziehgeschwindigkeit von Bohrwerkzeugen als empfehlenswert. Gleichzeitig sollte an der Entwicklung von technischen Lösungen gearbeitet werden.

Literatur

- Ernst, U.,
Stahlhut, O.
1997 Wasserdruckmessungen bei der Bohrpfahlherstellung. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 53
- Ernst, U.,
Stahlhut, O.,
Seeburger, H.
1997 a Measurement of water pressure decreases during the construction of drilled piles in Berlin. Proceedings of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Hamburg
- Frank, E.
1977 Normung von Großbohrpfählen (DIN 4014, Teil 2 Entwurf August 1975) Bericht über die Erarbeitung unter Berücksichtigung neuer Erkenntnisse über das Tragverhalten. Bautechnik 54, Heft 8, S 253 - 262
- Hartung, M.
1993 Qualitätssicherung bei der Pfahlherstellung. Pfahlsymposium 1993, Braunschweig. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 41
- Hartung, M.
1994 Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 45
- Quast, P.
Planers. 1993 Probleme bei der Pfahlherstellung aus der Sicht des Pfahl-Symposium. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 41, S. 91 - 102
- Stocker, M.
1980 Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Pfähle. Baugrundtagung, Mainz, S. 565 - 590S
- Weinhold, H.
1977 Maschinentechnische und sonstige ausführungsbedingte Einflüsse auf die Funktionsfähigkeit von Bohrpfählen und auf deren Herstellbarkeit in Grenzfällen. Symposium: Stand der Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden, München, S. 163 - 183

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

VERGLEICH DIN 4014 MIT DIN EN 1536 – VERGLEICHENDE UNTERSUCHUNGEN ZUR KOMPATIBILITÄT ZWISCHEN DEN NATIONALEN UND EUROPÄISCHEN GRUNDBAUNORMEN UND SONSTIGEN REGELWERKEN

Dipl.-Ing. T. Lauber
Prof. Dr.-Ing. R.A. Herrmann

VORWORT

Die Vereinheitlichung des europäischen Binnenmarktes erfordert auch die Harmonisierung der Normung im Bereich Geotechnik. Bereits Anfang der 60er Jahre entstand das europäische Komitee für Normung (CEN), in dem die nationalen Normungsinstitute aller EG-Länder und EFTA-Länder sowie der Tschechischen Republik als Mitglieder vertreten sind. Die Übernahme von europäischen Normen in die nationalen Normenwerke wird mit einem Mehrheitsbeschluss aller CEN-Mitglieder vorgeschrieben. Gleichzeitig müssen alle entsprechenden bisherigen nationalen Bestimmungen zurückgezogen werden. Daneben gibt es die Möglichkeit einer Publikationsform (Europäische Vornorm [ENV]), deren Annahme das Zurückziehen entsprechender nationaler Regelungen nicht erforderlich macht und das Nebeneinander von europäischen und nationalen Vorschriften für einen gewissen Zeitraum ermöglicht. Dieses ist besonders dann sinnvoll, wenn Erfahrungen mit der praktischen Anwendung einer Norm gesammelt werden sollen oder wenn für ein Fachgebiet eine Reihe von Ausführungs-, Stoff- und Prüfnormen für die praktische Anwendung erforderlich ist, diese jedoch zum bestimmten Zeitpunkt noch nicht zur Verfügung stehen. 1991 wurde das Technische Komitee (TC 288) „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ vom CEN eingerichtet, das sich seitdem mit der Erarbeitung von geotechnischen Ausführungsnormen befasst. Die verschiedenen Arbeitsgruppen des TC 288 haben bisher sieben Normentwürfe zur Herstellung von Bohrpfählen, Verpressankern, Schlitzwänden, Spundwandkonstruktionen, Verdrängungspfählen und

für Injektionen und das Düsenstrahlverfahren veröffentlicht. Weitere Normen für Mikropfähle, Bodenvernagelung und Bewehrte Schüttkörper sind gegenwärtig in Bearbeitung und für „Deep Soil mixing“, Vertikaldräns und Tiefenverdichtung geplant.

Im Rahmen einer losen Schriftenreihe sollen für die Europäischen Normen des Spezialtiefbaus vergleichende Untersuchungen zur Kompatibilität mit den entsprechenden nationalen Normen oder Regelwerken durchgeführt werden, um Unterschiede im Bereich der Anwendung der Norm und der Herstellung gegenüberzustellen. Am Vergleich zwischen nationalen und europäischen Festlegungen wird auf Unterschiede, Definitionslücken, Inkompatibilität u.a. in der einen oder anderen Norm bzw. Regelwerk hingewiesen. Die Ergebnisse werden in einer tabellarischen Zusammenstellung aufgeführt. Ein Vergleich zwischen den Bemessungsnormen im Grundbau wird in dieser Schriftenreihe nicht behandelt, siehe auch nachfolgende Ausführungen.

Der Normenvergleich für die sieben Europäischen Normen wurde mit dem vorliegenden Band „Bohrpfähle – Vergleich DIN 4014 mit EN 1536“ begonnen. Das Ziel dieser losen Schriftenreihe ist, dem Anwender der Normen einen schnellen Überblick insbesondere zu den abweichenden Regelungen und zu der erforderlichen Anpassung infolge der Auftrennung von Normen in a) Ausführungs- und b) Bemessungsnormen zu ermöglichen.

Die Norm DIN 4014 wird zukünftig wie folgt aufgetrennt:

- a) in eine Ausführungsnorm hier der DIN EN 1536 - Ausgabe 06.1999**
- b) in einem nicht mehr eigenständigen Bemessungsteil**

Der Teil a) „Bohrpfähle“ DIN EN 1536 liegt mit der Ausgabe 06.1999 als eigenständige Norm zur „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ vor.

Der Teil b), das so genannte „Rechenmodell der DIN 4014“ –bisher Kapitel 7 „Ermittlung des äußeren Tragverhaltens in nichtbindigen und bindigen Böden“ und Kapitel 8 „Ermittlung des Bruchwiderstandes im Fels“- wurde als nicht mehr eigenständiger Teil in der DIN 1054-100 unter Kapitel 10.4.3 /10.4.4/ 10.5.2/ 10.6 sowie den „Charakteristischen axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für Bohrpfähle“ im Anhang D (normativ) und der „Verteilung von Einwirkungen und Widerständen für quer zur Pfahlachse belastete Pfahlgruppen“ Anhang G (normativ) aufgenommen. Eine normative Übernahme des „Rechenmodelles der DIN 4014“ erfolgte auch in die mit Ausgabe Dezember 2000 erschienene DIN 1054:2000-12.

Die Überführung des Rechenmodelles der DIN 4014, dass nach FRANKE (1992) für die Tabelle 1 auf 300 Pfahlprobelastungen aufgebaut ist, in die neue DIN 1054 ist allenfalls als eine Notlösung bzw. das „Hinüberretten“ der deutschen Norminhalte in den Bereich der europäischen Normung zu bezeichnen. Mit der Auftrennung der Norm in die Anteile Herstellung und Bemessung hätte die Möglichkeit bestanden das Rechenmodell der DIN 4014 in eine „eigenständige Berechnungsnorm“, wie die DIN 4017, DIN 4084 u.a., zu überführen. Mit der Überführung in eine Berechnungsnorm wäre auch eine Überarbeitung der bisherigen Inhalte zur Berechnung und die Einführung bisher nicht normativ abgedeckter Inhalte, wie die Mantelverpressung u.a. möglich gewesen. Die vorgemachten Ausführungen gelten in gleicher Weise auch für die Norm DIN 4128.

Im nachfolgenden Beitrag werden deshalb nur die Normvergleiche zur Herstellung von Pfählen zwischen der DIN 4014 und der DIN EN 1536 und deren Auswirkungen auf die Sicherheit von Pfählen behandelt.

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014	DIN EN 1536
1. Anwendungsbereich	
4014-1.1: Diese Norm gilt für Bohrpfähle mit folgenden Maßen: – Durchmesser 0,3 bis 3,0 m; – Mindestnennndicke eines Schlitzwandelementes = 0,4 m – Neigung nicht flacher als 4 : 1; – Mindestpfahllänge im Baugrund 5,0 m oder fünffacher Pfahldurchmesser, wobei der größere Wert maßgebend ist. Wird diese Länge unterschritten, gelten nur die Anforderungen der Abschnitte 4, 5 und 6.	1536-1.5: Die Bestimmungen dieser Europäischen Norm beziehen sich auf Pfähle folgender Abmessungen: – Schaftdurchmesser $0,3 \leq D \leq 3,0$ m (siehe Bild 1 und 2); – Kleinste Seite eines örtlich betonierten Schlitzwandelementes: $W_i \geq 0,4$ m (siehe Bild 3); – Verhältnis zwischen den Abmessungen: $L_i/W_i \leq 6$ mit: L_i als größter Abmessung des örtlich betonierten Schlitzwandelementes und W_i als kleinster Abmessung des örtlich betonierten Schlitzwandelementes (siehe Bild 2); – Kleinste Abmessung für Stahlbetonfertigteile, die in Schlitzwandelemente oder Pfähle eingebaut werden: $D_p \geq 0,3$ m bzw. $W_p \geq 0,3$ m mit: D_p als Durchmesser eines runden Fertigteiltes; W_p als Dicke eines rechteckigen Fertigteiltes; – Neigung allgemein: $n \geq 4$ ($\Theta \geq 76^\circ$); (siehe Bild 4) – Neigung bei Pfählen mit bleibender Verrohrung: $n \geq 3$ ($\Theta \geq 72^\circ$); – Querschnittsfläche einer Fußaufweitung oder eines Schlitzwandelementes: $A \leq 10 \text{ m}^2$. - keine Festlegung über Mindestpfahllänge.
4014-1.5: Mächtigkeit der tragfähigen Schicht unterhalb der Pfahlsohle ≥ 3-facher Pfahlfußdurchmesser, mindestens aber 1,5 m; sonst Durchstanznachweis führen und nachweisen, dass der darunter liegende Boden das Setzungsverhalten nicht beeinträchtigt.	1536-8.1.1.3 (RQ): Die Pfähle sind so tief abzuteufen, bis sie – Die als tragend eingestufte Schicht oder – Die vorgesehene Gründungstiefe erreichen, und sie sind so einzubinden wie es in der Bemessung gefordert ist. 1536-5.2.2 (RQ): Wenn Pfähle ihre Lasten hauptsächlich über Spitzenwider-

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536	
DIN 4014	DIN EN 1536
	stand übertragen, ist durch die Bau- grunduntersuchung nachzuweisen, dass keine weiche Schicht unmittelbar unter einer als tragfähig eingestuften Schicht liegt, falls die Möglichkeit des Durchstan- zens besteht.
4014-1.6: Bohrpfähle müssen minde- stens 2,5 m in eine tragfähige Schicht einbinden.	1536-7.4.1 (RQ): Wenn Pfähle in eine tragende Schicht oder in Fels einzubin- den sind, sind in der Bemessung die Mindesteinbindetiefe, die Form und die geforderten Baugrundeigenschaften im Einbindebereich anzugeben.
4014-1.7: Bohrpfähle müssen im Fels - bei $q_u \geq 5 \text{ MN/m}^2$ mindestens 0,5 m einbinden; - bei $q_u < 0,5 \text{ MN/m}^2$ mindestens 2,5 m; Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.	1536-8.1.1.5 (RC): Im Falle einer geneig- ten Felsoberfläche sollte die Pfahlsohle soweit waagrecht ausgeglichen wer- den, dass der Pfahlfuß ausreichend ge- halten ist und nicht abrutschen kann. ANMERKUNG 1: Bei steiler Felsoberflä- che oder ungünstiger Schichtung kann es nötig sein, tiefer auszuheben oder den Pfahlfuß mit Dübeln anzuschließen. ANMERKUNG 2: Es kann erforderlich sein, eine Verrohrung bis zu vollem Kon- takt und dichtem Anschluss an den Fels niederzubringen.
4014-1.8: Verhältnis Fußhöhe zum Fuß- überstand: – nichtbindiger Boden $\geq 3 : 1$ – bindiger Boden $\geq 2 : 1$ Schaftaufweitungen sind nicht zulässig.	1536-1.6: Schaft- oder Fußaufweitungen nach dieser Europäischen Norm sind: – Neigung der Aufweitung in nichtbindi- gen Böden: $m \geq 3$ und – in bindigen Böden: $m \geq 1,5$ (siehe Bild 3).
4014-1.10: Die Grenzen des Verhältnis- ses von Pfahlfuß- zu Pfahlschaftdurch- messer sind nach Bild 1 einzuhalten. Ab- weichungen sind zulässig, wenn die Her- stellbarkeit größerer Pfahlfußverbreite- rungen nachgewiesen wird. Schaftaufweitungen sind nicht zulässig.	1536-1.6: Schaft- und Fußaufweitungen nach dieser Europäischen Norm sind: – Fußaufweitungen in nichtbindigen Bö- den: $D_B / D \leq 2$ und in bindigen Bö- den: $D_B / D \leq 3$ – Schaftaufweitungen in allen Böden: $D_E / D \leq 2$.

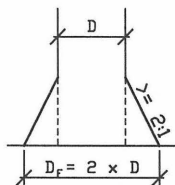
Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014

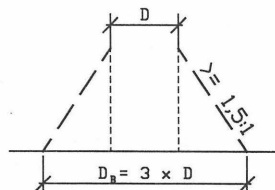
DIN EN 1536

Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536
maximale Neigung der Fußaufweitung

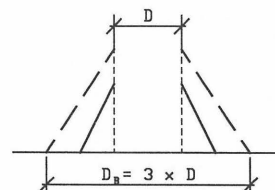
DIN 4014 γ^1
bindiger Boden:



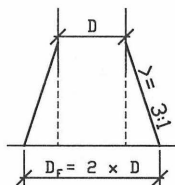
DIN EN 1536 γ^2
bindiger Boden:



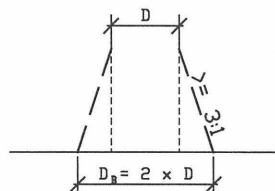
Direkte Gegenüberstellung
mit zul. Fuß- $\emptyset$



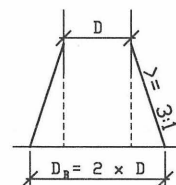
DIN 4014 γ^3
nichtbindiger Boden:



DIN EN 1536 γ^4
nichtbindiger Boden:



Direkte Gegenüberstellung
==> für beide Normen gleich



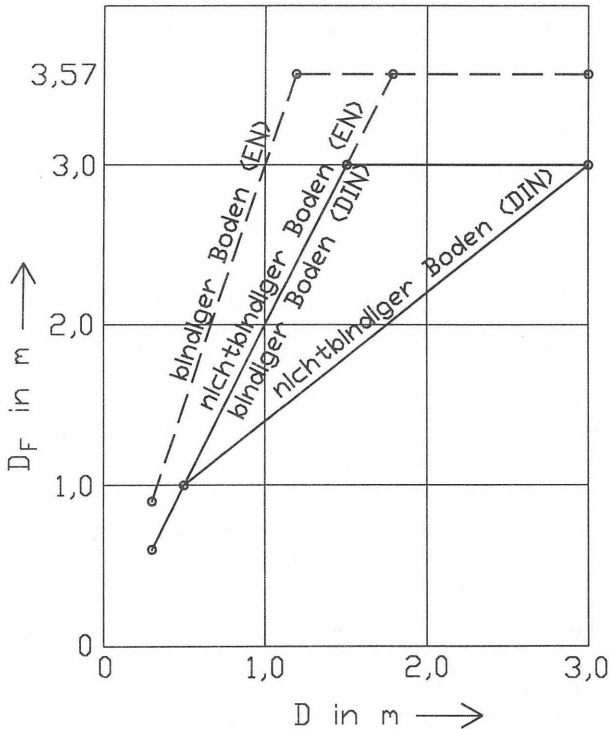
Anmerkung: γ^1 Für $D > 1,5$ m siehe Bild 2
 γ^2 Für $D > 1,19$ m siehe Bild 2
 γ^3 Für $D > 0,5$ m siehe Bild 2
 γ^4 Für $D > 1,785$ m siehe Bild 2

Bild 1: Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536 zur maximalen Neigung der Fußaufweitung

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014	DIN EN 1536
----------	-------------

Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536
Beschränkung der Pfahlfußverbreiterung in bindigen und nichtbindigen Böden



	DIN 4014	DIN EN 1536
Schaftdurchmesser D	$\leq 3,0 \text{ m}$	$\leq 3,0 \text{ m}$
Fußdurchmesser D_F	$\leq 3,0 \text{ m}$	$\leq 3,568 \text{ m } (A \leq 10 \text{ m}^2)$
D_F / D im bindigen Boden	$\leq 2 : 1$	$\leq 3 : 1$
D_F / D im nichtbindigen Boden	$\leq 2 : 1$	$\leq 2 : 1$

Bild 2: Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536 zur Beschränkung der Pfahlfußverbreiterung in bindigen und nichtbindigen Böden

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014	DIN EN 1536
----------	-------------

In der Zusammenfassung lassen sich für den Anwendungsbereich folgende wesentliche Punkte hinsichtlich der abweichenden Regelungen benennen:

- Eine Mindestpfahllänge ist in der DIN EN 1536 nicht definiert.
- Die Mächtigkeiten der tragfähigen Schicht unterhalb der Pfahlsole werden in der DIN EN 1536 nicht explizit festgelegt.)*
- Die Einbindung in die tragfähige Schicht ist in Böden in der DIN EN 1536 nicht detailliert festgelegt.)*
- Eine Mindesteinbindung der Pfähle ist für Fels in der DIN EN 1536 nicht vorgesehen; eine Unterscheidung der Mindesteinbindung im Bezug auf die einaxiale Festigkeit q_u ist somit nicht gegeben.)*

)* Anmerkung:

Diese Kriterien der DIN 4014 werden in Verbindung mit der Bemessung nach DIN 1054-2000:12 bei der Verwendung der Tafelwerte wieder gültig. Sie entfallen aber bei anderen Bemessungsansätzen und fehlen zukünftig als Kriterien der Qualitätssicherung bei der Bauausführung

- Die Regelung der DIN EN 1536 zur Pfahlfußaufweitung weicht erheblich von der DIN 4014 ab, siehe Bild 1 und Bild 2. Die Folgerungen zu dieser Regelung sind in der Bemessung zu beachten, siehe hierzu Kapitel 2 Tragverhalten.
- In der DIN EN 1536 werden jetzt auch Schaftaufweitungen zugelassen. Bemessungsansätze auf der Basis von Erfahrungswerten liegen dazu nicht vor.

2. Tragverhalten

4014-2.1: äußeres Tragverhalten: Gesamtpfahlwiderstand = Spitzendruck + Mantelreibung (in Abhängigkeit von der Pfahlkopfverschiebung)	äußeres Tragverhalten: Spitzendruck + Mantelreibung = Pfahlwiderstand
⇒ wird in Zukunft nicht mehr in DIN 4014, sondern in DIN 1054 –100 bzw. in der E DIN 1054-2000:12 geregelt; DIN 4014 wird dann eine reine Herstellungsnorm ohne Bemessungsregeln	⇒ wird in ENV 1997-1 (EC 7 Teil 1) geregelt
4014-2.2: inneres Tragverhalten: – wird durch das Tragverhalten des Pfahlbaustoffs bestimmt.	inneres Tragverhalten: – wird durch das Tragverhalten des Pfahlbaustoffs bestimmt.
4014-2.3: Nenndurchmesser des Pfahlschafes: a) verrohrt hergestellte Bohrpfähle: äußerer Durchmesser der Verrohrung; b) unverrohrt hergestellte Bohrpfähle: größter Durchmesser des Bohrwerkzeugs.	Nenndurchmesser des Pfahlschafes: a) verrohrt hergestellte Bohrpfähle: äußerer Durchmesser der Verrohrung; b) unverrohrt hergestellte Bohrpfähle: größter Durchmesser des Bohrwerkzeugs.

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536	
DIN 4014	DIN EN 1536

Zur Bemessung von Pfählen ist auf die in Ziffer 1.6 der DIN EN 1536 gestatteten – gegenüber der DIN 4014 deutlich vergrößerten- Fußaufweitung hinzuweisen. Die DIN 4014 beschränkt die σ_s -Werte für „Bohrpfähle mit Fußaufweitungen“ auf 75% der Werte nach Tabelle 1 und Tabelle 2. Im Grenzzustand fließt bzw. kriecht das Bodenmaterial um den erweiterten Fuß in den Raum (Volumen V = Volumen einer möglichen Bodenumlagerung), der durch das Herausrutschen des konischen Schaftüberganges entsteht. Es bildet sich eine aufgelockerte Zone sowie ein Spalt, die/der die Mantelreibung im darüberliegenden Pfahlschaftabschnitt reduziert, siehe Bild 3.

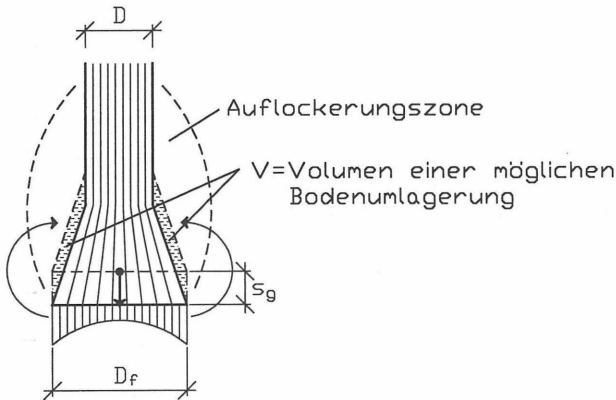


Bild 3: Umlagerung des Bodens bei grösseren Setzungen und im Grenzzustand für Pfähle mit Pfahlfußverbreiterungen

Nach den Ergebnissen von SEITZ/SCHMIDT (2000) wurde an einem umfangreich untersuchten Probestpfahl eine deutliche Reduktion der Mantelreibung im Übergang zur Pfahlfußverbreiterung und eine Verspannung sowie erhöhte Mantelreibungswerte in darüber liegenden Pfahlschaftbereichen festgestellt, siehe Bild 4. Im Gesamtergebnis ergaben sich für den Sicherheitsansatz nach DIN V ENV 1997-1 zu große Abminderungen. Die Abminderung des Versuchswertes um den Faktor 1,5 wird mit diesem Normentwurf zu gross ermittelt. Die bekannte Abminderung der Tafelwerte (auf 75%) nach DIN 4014 bzw. DIN V 1054-100 zur Berücksichtigung der Beeinflussung durch die Fußverbreiterung erbrachte für die Berechnung einen zu grossen und damit einen auf der unsicheren Seite liegenden Wert für die rechnerische Bruchlast im Bezug zur Grenzlaster im Versuch! ($R_{ck} = 8,15 \text{ MN} > R_{cm} = 7,1 \text{ MN}$).

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014	DIN EN 1536
----------	-------------

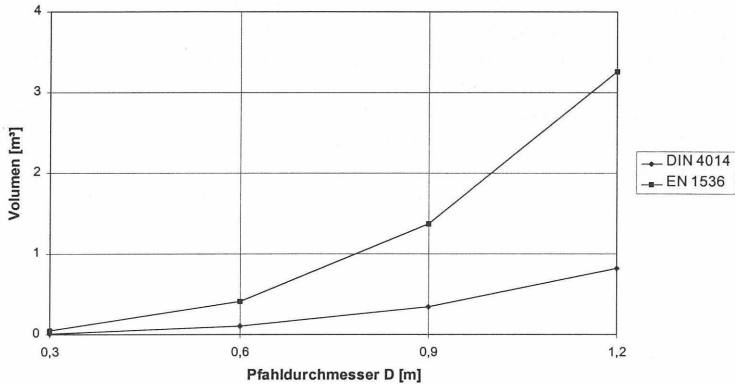


Bild 4: Abhängigkeit zwischen dem Volumen V und dem Pfahldurchmesser D bei s_g und einer Ausnutzung der maximalen Pfahlfußverbreitung **für bindige Böden** nach DIN 4014 und DIN EN 1536

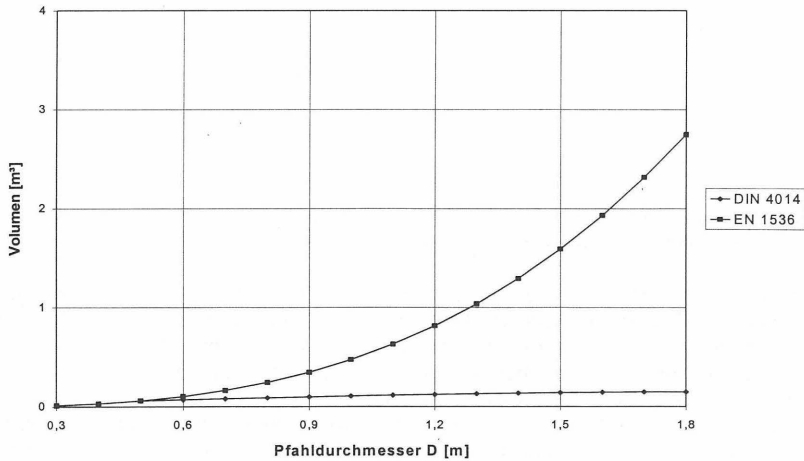


Bild 5: Abhängigkeit zwischen dem Volumen V und dem Pfahldurchmesser D bei s_g und einer Ausnutzung der maximalen Pfahlfußverbreitung **für nichtbindige Böden** nach DIN 4014 und DIN EN 1536

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014

DIN EN 1536

Eine Ausnutzung der nach DIN EN 1536 zugelassen Fußverbreiterungen lässt – bei Anwendung der bekannten Rechenmodelle – Sicherheitsdefizite erwarten und sollte deshalb bis zur Ermittlung von bestätigten Reduktionsfaktoren aus Pfahlprobabelastungen nicht zur Anwendung kommen.

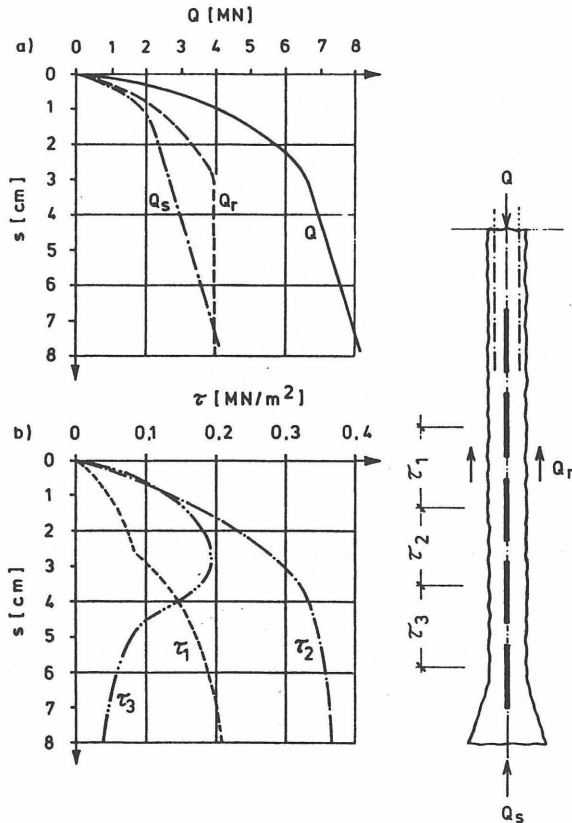


Bild 6: Verteilung der Mantelreibung am Probepfahl nach SEITZ/SCHMIDT (2000)
a) Gesamtwiderstand des Probepfahles Q , mit den Anteilen Q_r und Q_s
b) Verteilung der Mantelreibung über verschiedene Tiefen des Pfahlschafte

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536	
DIN 4014	DIN EN 1536

3. Voraussetzungen für die Herstellung von Bohrpfählen	
Norm nennt keine Festlegungen wie DIN EN 1536. DIN 4014 setzt für die Herstellung von Bohrpfählen gründliche Kenntnisse der Bauart und große Erfahrung voraus.	

4. Erkundung des Baugrunds	
4014-4.1: Der Baugrund ist nach DIN 4020 zu erkunden.	1536-5.1(Anm.): Für die allgemeinen Anforderungen an die Baugrunduntersuchung gelten ENV 1997-1, 3 und 7 sowie die Anforderungen der nationalen Regelwerke (solange keine entsprechenden Europäischen Normen vorliegen). Dieser Abschnitt enthält ergänzende Anforderungen und Empfehlungen.
⇒ DIN 4014 geht mehr auf die Untersuchungsverfahren, wie z.B. Sondierungen, Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit, etc. ein.	⇒ DIN EN 1536 formuliert die Einzelheiten für das Baugrundgutachten genauer als DIN 4014.

Die Anforderungen der DIN EN 1536 entsprechen in den Grundzügen im wesentlichen der DIN 4014 bzw. der DIN 4020. Es werden jedoch keine Mindestaufschlusstiefen, wie in der DIN 4020 für den Einzelpfahl bzw. der Pfahlgruppe angegeben.

Anmerkung:

In Verbindung mit einer Überarbeitung der DIN 4020 sollte, auf der Grundlage von ausgewerteten Schadensfällen, die Mindestaufschlusstiefe unter Pfahlsole eines Einzelpfahles von derzeit 3D bzw. 3D_F erhöht werden.

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536	
DIN 4014	DIN EN 1536
5. Baustoffe, Bemessung, innere Tragfähigkeit	
5.1 Allgemeines	
4014-5.1.1: Für Bemessung gelten DIN 1045 und DIN 1054. 4014-5.1.2: Bohrpfähle sind zur Aufnahme der nach DIN 1054 zu ermittelnden Bemessungswerte der einwirkenden Schnittgrößen nach DIN 1045 zu bemessen, soweit im folgenden nichts anderes bestimmt wird.	1536-7.1.1 (RQ): Als grundlegende Europäische Normen für die Bemessung von Bohrpfählen gelten: – ENV 1991-1 Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung; – ENV 1992-1-1 Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln, Regeln für den Hochbau; – ENV 1994-1-1 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Regeln für den Hochbau; – ENV 1997-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. 1536-7.1.2 (PO): Die Bemessung kann beeinflusst werden durch – die besonderen Voraussetzungen des Projektes nach Abschnitt 4, – die Baugrunduntersuchungen nach Abschnitt 5 und/oder – die Anforderungen an die Baustoffe nach Abschnitt 6. 1536-7.1.3 (RQ): Die Bemessung hat – die geometrischen Herstellungstoleranzen und – die Herstellungsbedingungen nach 7.2 und Abschnitt 8 zu berücksichtigen.
4014-5.1.4: Bei Bohrpfählen, die in einen Boden einbinden, bei dem $c_u \leq 15 \text{ kN/m}^2$ ist, ist abweichend von DIN 1054 der Knicksicherheitsnachweis zu führen; statt des Nachweises $c_u > 15 \text{ kN/m}^2$ ge-	-keine Festlegung über Knicksicherheitsnachweis in EN 1536; Auf Biegung beanspruchte Pfähle sind zu bewehren (siehe 1536-7.1.7 (RQ)).

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014	DIN EN 1536
nügt auch der Nachweis, dass die Konsistenzzahl $I_c > 0,25$ ist.	
5.2 Festigkeitsklassen und Betonzusammensetzung	
5.2.3 Zement	
4014-5.2.3.2: Zementgehalt bei – Zuschlaggemisch 0/16: mindestens 400 kg/m³ Beton – Zuschlaggemisch 0/32: mindestens 350 kg/m³ Beton	1536-6.3.1.2 (RQ) [Tabelle 1]: Zementgehalt Einbringen im Trockenem: $\geq 325 \text{ kg/m}^3$ Einbringen unter Wasser: $\geq 375 \text{ kg/m}^3$.
5.2.4 Zuschlag	
4014-5.2.4.3: Das Größtkorn des Zuschlags darf für bewehrte Bohrpfähle unter 0,4 m Durchmesser 16 mm nicht überschreiten.	1536-6.2.2.4 (RQ): Das Größtkorn der Zuschläge darf 32 mm oder 1/4 des lichten Abstandes der Längsbewehrungsstäbe in Umfangsrichtung nicht überschreiten. Der kleinere Wert ist maßgebend.
5.2.7 Verpressmörtel	
In DIN 4014 ist keine Mantel- und/oder Fußverpressung vorgesehen, da sie zur Zeit der Neufassung [03.90] von DIN 4014 nicht berücksichtigt worden ist.	DIN EN 1536 nennt die Anforderungen hinsichtlich Herstellung, Vorhaltung und Kontrolle von Zement-Bentonit-Mörtel oder anderen Verpressmörtel.
5.2.10 Betondeckung	
4014-5.2.10.1: Mindestbetondeckung $\geq 50 \text{ mm}$	1536-7.7.4.1 (RQ): Die Betondeckung bewehrter Ortbetonpfähle muss ENV 1992-1-1 entsprechen und darf, wenn nicht anders vereinbart, nicht kleiner sein als: – 60 mm bei Pfählen mit $D > 0,6 \text{ m}$ oder – 50 mm bei Pfählen mit $D \leq 0,6 \text{ m}$.
4014-5.2.10.2: Wird unter Verwendung einer Tonsuspension als stützende Flüssigkeit gebohrt, so ist zur Sicherung der Betondeckung zwischen Bewehrung und Bohrungswand eine lichte Durchflussweite von 70 mm vorzusehen, damit es nicht	1536-7.7.4.2 (RC): Die Mindestdeckung sollte auf 75 mm vergrößert werden: – bei unverrohrten Pfählen in weichem Baugrund; – bei Umweltverhältnissen der Klasse 5 nach ENV 206;

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536									
DIN 4014	DIN EN 1536								
zu Einschlüssen von Tonsuspension kommt.	– bei Unterwasserbeton mit 32 mm Größtkorn; – wenn die Bewehrung nachträglich in den frischen Beton eingebracht wird; oder – bei unebener Oberfläche der Bohrlochwände.								
5.3 Bewehrung									
5.3.2 Längsbewehrung									
4014-5.3.2.1: Längsbewehrung aus Betonstahl: – Betonrippenstahl mit einem Mindestdurchmesser von 16 mm	1536-7.6.2.1 (RQ): Wenn eine Bentonit-, Ton- oder Polymersuspension als Stützflüssigkeit verwendet wird, darf als Längsbewehrung nur Rippenstahl eingesetzt werden. 1536-7.6.2.3 (RQ): Als Längsbewehrung sind mindestens vier Stäbe mit 12 mm Durchmesser auszuführen.								
keine genaue Festlegung, nur Festlegung über Mindestdurchmesser (siehe oben)	1536-7.6.2.2 (RQ): Bei bewehrten Pfählen hat die Längsbewehrung den Mindestwerten der Tabelle 4 zu entsprechen, sofern durch die Bemessung nichts anderes festgelegt ist. Tabelle 4: Mindestlängsbewehrung <table> <tr> <th>Nennquerschnitt des Pfahles: A_c</th><th>Querschnittsfläche der Längsbewehrung: A_s</th></tr> <tr> <td>$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2 (\cong \varnothing 80 \text{ cm})^*$</td><td>$A_s \geq 0,5 \% A_c$</td></tr> <tr> <td>$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$</td><td>$A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$</td></tr> <tr> <td>$A_c > 1,0 \text{ m}^2 (\cong \varnothing 112 \text{ cm})^*$</td><td>$A_s \geq 0,25 \% A_c$</td></tr> </table>	Nennquerschnitt des Pfahles: A_c	Querschnittsfläche der Längsbewehrung: A_s	$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2 (\cong \varnothing 80 \text{ cm})^*$	$A_s \geq 0,5 \% A_c$	$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$	$A_c > 1,0 \text{ m}^2 (\cong \varnothing 112 \text{ cm})^*$	$A_s \geq 0,25 \% A_c$
Nennquerschnitt des Pfahles: A_c	Querschnittsfläche der Längsbewehrung: A_s								
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2 (\cong \varnothing 80 \text{ cm})^*$	$A_s \geq 0,5 \% A_c$								
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$								
$A_c > 1,0 \text{ m}^2 (\cong \varnothing 112 \text{ cm})^*$	$A_s \geq 0,25 \% A_c$								
	)* Anmerkung des Verfassers								
4014-5.3.2.2: Einbringen von Beton mit Größtkorn 32 mm in eine mit Tonsuspension gestützte Bohrung $\Rightarrow$ lichter Mindestabstand der Längsbewehrungsstäbe: – 70 mm bei dynamischer Fließgrenze von 10 N/m ² – 90 mm bei dynamischer Fließgrenze von 30 N/m ²	1536-7.6.2.4 (RC): Der Abstand zwischen den Längsstäben sollte stets möglichst groß gewählt werden, um ein einwandfreies Fließen des Betons zu ermöglichen, sollte aber 400 mm nicht überschreiten. 1536-7.6.2.5 (RQ): Der lichte Abstand zwischen Längsstäben oder Bündeln einer Lage darf 100 mm nicht unterschreiten.								

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536						
DIN 4014		DIN EN 1536				
4014-5.3.2.3: Bei Beton mit Größtkorn der Zuschlagstoffe von 16 mm darf der lichte Abstand auf 50 mm verringert werden. 4014-5.3.2.4: Ein lichter Mindestabstand der Bewehrungsstäbe vom 2-fachen Größtkorndurchmesser der Zuschlagstoffe ist einzuhalten.		1536-7.6.2.6 (PE): Der kleinste lichte Abstand zwischen Längsstäben oder Bündeln einer Lage darf bei einer Korngröße des Betons $d \leq 20$ mm bis auf 80 mm verringert werden.				
5.3.3 Querbewehrung						
4014-5.3.3.1: Die Querbewehrung ist in Form von Bügeln oder Wendeln anzuordnen, deren Stabdurchmesser und Abstände bzw. Ganghöhen nach DIN 1045 zu wählen sind. – Mindeststabdurchmesser = 6 mm – Abstand bzw. Ganghöhe $\leq 0,25$ m		1536-7.6.3.1 (RQ): Querbewehrung ist nach ENV 1992-1-1 zu bemessen. 1536-7.6.3.2 (RC): Die Durchmesser der Querbewehrung sollten mit Tabelle 5 übereinstimmen. 1536-7.6.3.3 (RQ): Der lichte Abstand der Querbewehrung darf nicht kleiner sein, als in 7.6.2 für die Längsbewehrung gefordert ist.				
		Tabelle 5: Empfohlene Durchmesser der Querbewehrung				
		<table><tr><td>Rechteckige und runde Bügel oder Wendelbewehrung</td><td>≥ 6 mm und $\geq$ ein Viertel des Größtdurchmessers der Längsbewehrung</td></tr><tr><td>Stäbe von Bau-stahlmatten als Querbewehrung</td><td>≥ 5 mm</td></tr></table>	Rechteckige und runde Bügel oder Wendelbewehrung	≥ 6 mm und $\geq$ ein Viertel des Größtdurchmessers der Längsbewehrung	Stäbe von Bau-stahlmatten als Querbewehrung	≥ 5 mm
Rechteckige und runde Bügel oder Wendelbewehrung	≥ 6 mm und $\geq$ ein Viertel des Größtdurchmessers der Längsbewehrung					
Stäbe von Bau-stahlmatten als Querbewehrung	≥ 5 mm					
5.3.4 Unbewehrt						
4014-5.3.4.1: keine Bewehrung bei: – $D \geq 0,5$ m, wenn Bewehrung statisch nicht erforderlich ist; – $D < 0,5$ m, wenn lastverteilende Wirkung besteht und Bewehrung statisch nicht erforderlich ist.		1536-7.1.4 (PE): Ein Bohrpfehl darf als unbewehrtes Betonelement entworfen werden, wenn – die Bemessungswerte der Einwirkungen und/oder – die Einwirkungen aus Baubetrieb und/oder – die Einwirkungen aus dem Untergrund nur Druckspannungen erzeugen und – die Pfahlgründung sich nicht in einem Erdbebengebiet befindet.				

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536	
DIN 4014	DIN EN 1536

6. Berücksichtigung von geometrischen Imperfektionen	
4014-6.1: herstellungstechnisch bedingte Imperfektionen: – Exzentrizität $e = 0,05 \times D$, mindestens aber 5 cm – Pfahlneigung $n = 0,015$ gegenüber Sollwert keine Festlegungen über geometrische Imperfektionen bei Fußaufweitungen	1536-7.2.1 (RQ): Pfähle sind innerhalb folgender geometrischer Herstellungstoleranzen herzustellen: a) Lageabweichungen des Ansatzpunktes von vertikalen und geneigten Pfählen in Höhe der Arbeitsebene: $e \leq e_{\max} = 0,10$ m für Pfähle mit $D \leq 1,0$ m; $e \leq e_{\max} = 0,1 \times D$ für Pfähle mit $1,0$ m $< D \leq 1,5$ m $e \leq e_{\max} = 0,15$ m für Pfähle mit $D > 1,5$ m b) Neigungsabweichung vertikaler Pfähle oder Pfähle mit einer Neigung $n \geq 15$ ($\Theta \geq 86^\circ$): $i \leq i_{\max} = 0,02$ (0,02 m/m); c) Neigungsabweichung schräger Pfähle mit einer Neigung $4 \leq n < 15$ ($76^\circ \leq \Theta < 86^\circ$): $i \leq i_{\max} = 0,04$ (0,04 m/m); d) Abweichung der Mitte von Aufweitungen zur Pfahlachse: $e \leq e_{\max} = 0,1 \times D$ (siehe Bild 8). ANMERKUNG: Zur Bestimmung der Ausführungsabweichungen wird als Pfahlmitte der Schwerpunkt der Längsbewehrung betrachtet oder, bei unbewehrten Pfählen, der Mittelpunkt des größten Kreises, der in den Querschnitt am Pfahlkopf eingeschrieben werden kann.

Der Vergleich der normativen Festlegungen zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536 hinsichtlich der geometrischen Imperfektionen (Herstellungstoleranzen) zeigt, dass

- in DIN EN 1536 für einen Pfahldurchmesser von 0,3 bis 1,5 m eine 2-fache Exzentrizität des Ansatzpunktes gegenüber DIN 4014 zugelassen wird (siehe Bild 7)
- die zulässige Neigungsabweichung von vertikalen Pfählen oder Pfählen mit einer Neigung $n \geq 15$ in DIN EN 1536 um 0,5 cm/m Pfahllänge größer ist (siehe Bild 8) und

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536	
DIN 4014	DIN EN 1536

- in DIN EN 1536 bei schrägen Pfählen mit einer Neigung von $4 \leq n < 15$ eine um 2,5 cm pro m Pfahllänge größere zulässige Neigungsabweichung erlaubt wird (siehe Bild 9).

Bei der Pfahlherstellung nach DIN EN 1536 werden gegenüber den Festlegungen der DIN 4014 deutlich größere Herstellungstoleranzen zugelassen.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich durch diese abweichenden Regelungen das System der Lasteinleitung (Exzentrizität, Knickstabilität, Biegebeanspruchung u.a.) verändert wird.

Bei der Beratung der sicherheitsrelevanten Normen zur äußeren Tragfähigkeit von Bohrpfählen, hier die DIN 1054-2000:12 und DIN V ENV 1997-1 (EC 7) sind deshalb die veränderten Regelungen durch geänderte Sicherheitsansätze zu beachten.

Die vorgestellten Abweichungen zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536 haben auch erhebliche Auswirkungen auf die Bemessung (innere Tragfähigkeit) von Pfählen, die bei den Bemessungen nach DIN 1045 und EC 2 einzuführen sind.

Zusammenfassend kann hier festgestellt werden, dass die Pfähle insgesamt stärker auf Biegung als bisher beansprucht werden. Die zugelassenen herstellungsbedingten Aussermittigkeiten sind auch bei den Tragfähigkeitsnachweisen der aufgehenden Konstruktion (Pfahlkopfbalken, Wandscheiben u.a.) von Bedeutung und lassen einen höheren Bewehrungsanteil erwarten.

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536	
DIN 4014	DIN EN 1536

Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536
Gegenüberstellung der geometrischen Herstellungsabweichungen

- Exzentrizität e

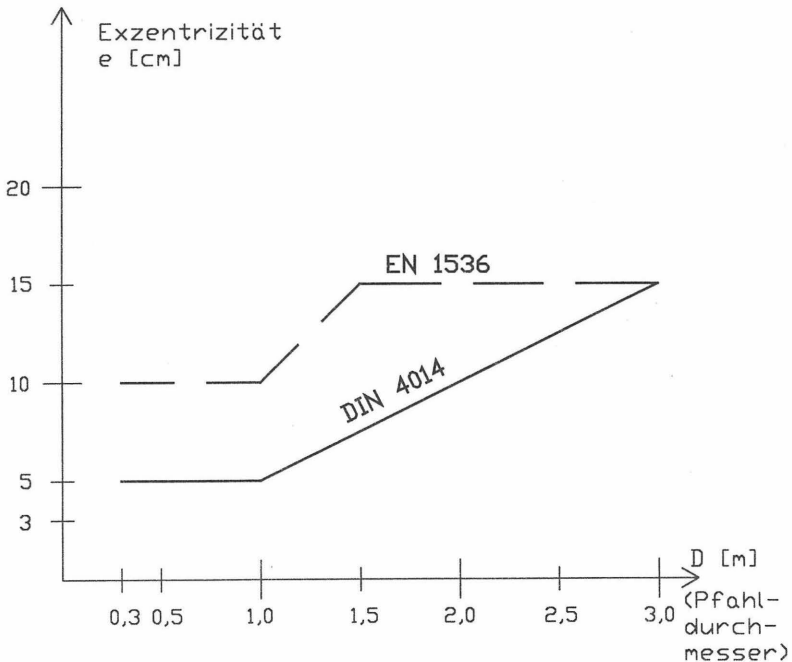


Bild 7: Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536 –Gegenüberstellung der geometrischen Herstellungsabweichungen [Exzentrizität]

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014

DIN EN 1536

Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536

Gegenüberstellung der geometrischen Herstellungsabweichungen

- Neigungsabweichung für vertikale Pfähle und Pfähle mit einer Neigung $n \geq 15$

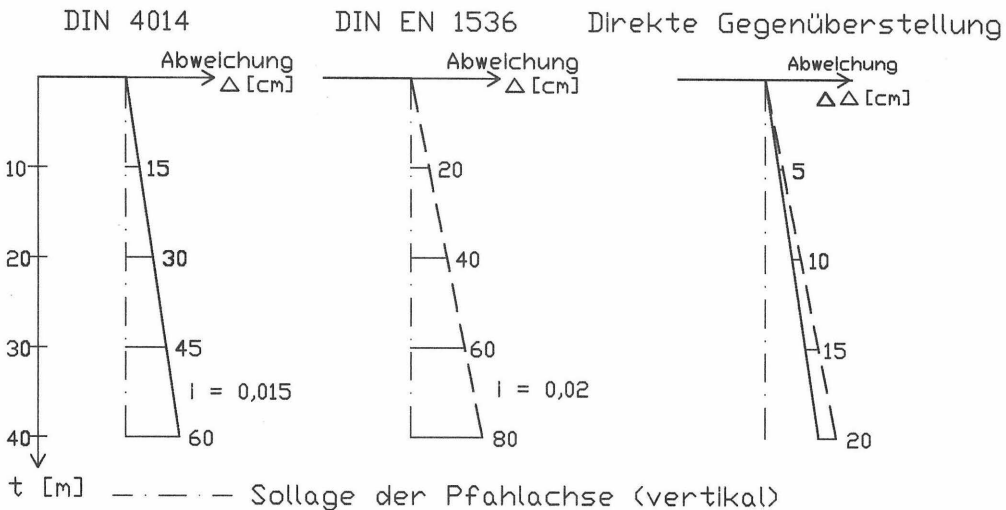


Bild 8: Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536 -Gegenüberstellung der geometrischen Herstellungsabweichungen- Neigungsabweichungen für vertikale Pfähle mit einer Neigung $n \geq 15$

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014

DIN EN 1536

Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536

Gegenüberstellung der geometrischen Herstellungsabweichungen

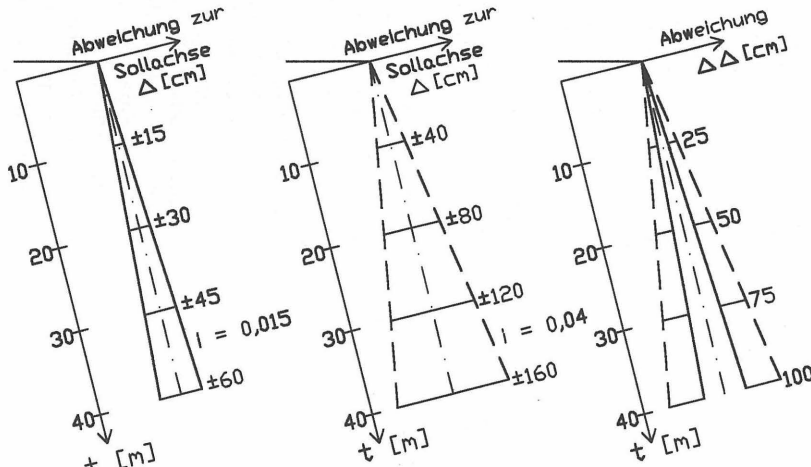
- Neigungsabweichung für schräge Pfähle mit $4 \leq n < 15$

(Der Maßstab zur Darstellung der Abweichung ist vergrößert)

DIN 4014

DIN EN 1536

Direkte Gegenüberstellung



- - - Sollage der Pfahlachse ($n = 4$)

Bild 9: Vergleich zwischen DIN 4014 und DIN EN 1536 -Gegenüberstellung der geometrischen Herstellungsabweichungen- Neigungsabweichungen für schräge Pfähle mit $4 \leq n < 15$

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536

DIN 4014

DIN EN 1536

11. Herstellung

11.6 Unverrohrtes Bohren mit durchgehender Bohrschnecke

4014-11.6.1: Beim unverrohrten Bohren mit durchgehender Bohrschnecke sind Vorschub und Drehzahl so auf die Baugrundverhältnisse abzustimmen, dass die Bodenförderung auf ein Maß begrenzt wird, welches die seitliche Stützung der unverrohrten Bohrungswand sicherstellt.

1536-8.1.5.1 (PE): Pfähle dürfen ohne andere Stützung der Bohrlochwände hergestellt werden, wenn eine durchgehende Bohrschnecke so verwendet wird, dass die Standfestigkeit des Bohrloches durch das Material auf den Schneckenmägen erhalten bleibt.

1536-8.1.5.6 (RQ): Während des Bohrens sind Vorschub und Drehgeschwindigkeit der Bohrschnecke den Bodenverhältnissen anzupassen und die Bodenförderung ist so einzuschränken, dass:

- die seitliche Standfestigkeit der Bohrlochwand erhalten und;
- ein Mehraushub begrenzt bleibt.

4014-11.6.6: In gleichförmigen kohäsionslosen Böden mit einer Ungleichförmigkeitszahl $U \leq 3$ unter dem Grundwasserspiegel und in bindigen Böden mit einer Kohäsion im undränierten Zustand $c_u \leq 15 \text{ kN/m}^2$ darf das Verfahren nicht angewendet werden.

1536-8.1.5.4 (RQ): Wenn instabile Bodenschichten mit einer Mächtigkeit von mehr als dem Pfahldurchmesser angetroffen werden, ist die Machbarkeit des Herstellungsverfahrens vor Beginn der Bauausführung durch Probepfähle oder örtliche Erfahrung nachzuweisen.

1536-8.1.5.5 (RQ): Als instabil sind anzusehen:

- gleichförmige, nichtbindige Böden ($d_{60}/d_{10} < 1,5$) unter dem Grundwasserspiegel [entspricht $U < 1,5$];
- lockere nichtbindige Böden mit einer Lagerungsdichte $D < 0,3$ (bezogen auf den Porenanteil n) oder entsprechenden Ergebnissen aus Pressiometersondierungen;
- Tone hoher Empfindlichkeit;
- weiche bindige Böden mit einer undränierten Scherfestigkeit $c_u < 15 \text{ kPa}$.

Die Anforderungen der DIN EN 1536 beschreiben hier –gegenüber DIN 4014–weitergehende Einschränkungen des Einsatzes des unverrohrten Bohrens mit durchgehender Bohrschnecke. Hier erweitert die europäische Norm die nationale Norm erheblich.

Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536	
DIN 4014	DIN EN 1536
11.12 Herrichten der Pfahlköpfe	
4014-11.12.1: In oberer Zone bis etwa 0,5 m unter der Betonoberfläche kann der Beton von unzureichender Festigkeit sein. Diese Zone ist zu entfernen, so dass nach dem Kappen einwandfreier Beton über die gesamte Solllänge vorhanden ist, evtl. Pfahl nach oben verlängern.	1536-8.3.1.24 (RQ): Das Abspitzen der Pfähle – darf erst vorgenommen werden, wenn der Beton ausreichend erhärtet ist; – muss den verunreinigten oder mangelhaften Beton vollständig vom Pfahlkopf entfernen und – ist so lange fortzusetzen, bis über den ganzen Querschnitt gesunder Beton freigelegt ist.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Normenvergleich wurde mit den „Bohrpfählen“ im Vergleich zwischen der DIN 4014 und der DIN EN 1536“ begonnen. Im vorgestellten Beitrag können nur die wesentlichen Punkte vorgestellt werden, so dass auf die Langfassung des Normenvergleiches HERRMANN/LAUBER (2000) verwiesen wird.

Das Ergebniss des Normenvergleiches zeigte, dass die Norm in einer Vielzahl von Punkten mit der bisherigen nationalen Regelung übereinstimmt. In Teilbereichen liegen Differenzen vor, die für die Sicherheit der zu gründenden Bauwerke von erheblicher Bedeutung sind und beachtet werden sollten. In einer Reihe von Punkten ist die DIN EN 1536 an die fortschreitende technische Entwicklung –bedingt durch den Bearbeitungszeitraum und Bearbeitungsstand- stärker angepasst und fortgeschrieben worden. Die Gestaltung der Norm ist insbesondere dem starken Engagement der deutschen Spezialtiefbauunternehmen, hier besonders Herrn Dr. Stocker von der Firma Bauer Spezialtiefbau GmbH zu verdanken, so dass ein hoher technischer Standard zukünftig auf europäischer Ebene normativ gesichert werden konnte. Die Regelungen zur Herstellung von Pfählen, die sicherheitsrelevant sind, sollten bei der Überarbeitung und Fortschreibung der dafür gültigen Normen und bei der Anwendung der DIN EN 1536 Beachtung finden.

SCHRIFTTUM

- DIN 4014 [03.90] Bohrspfähle, Herstellung, Bemessung und Tragverhalten;
Beuth Verlag GmbH
- DIN EN 1536 [06.99] Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten
(Spezialtiefbau) – Bohrspfähle; Beuth Verlag GmbH
- DIN V 1054-100 [04.96] Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau;
Beuth Verlag GmbH
- DIN 1054-2000:12 Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau;
Beuth Verlag GmbH
- DIN V ENV 1997-1 [04.96] Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
Teil 1: Allgemeine Regeln
- DIN 4128 [04.83] Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem
Durchmesser – Herstellung, Bemessung und zulässige
Belastung; Beuth Verlag GmbH
- FRANKE E. (1992) Pfähle, Grundbautaschenbuch Teil 3
Verlag Ernst & Sohn
- HERRMANN R.A.; LAUBER T. (2000)
Vergleichende Untersuchungen zur Kompatibilität zwi-
schen den nationalen und europäischen Grundbaunormen
und Regelwerken Band 1 – Bohrspfähle – Vergleich DIN
4014 mit DIN EN 1536, 1. Auflage 2000; Beuth Verlag
GmbH
- SEITZ, J.M.; SCHMIDT H.-G. (2000)
Bohrspfähle, Verlag Ernst & Sohn

SPEZIALTIEFBAU

- Ort betonrammpfähle
System VIBREX
34 bis 61 cm Durchmesser und System
SUPER VIBREX mit
ausgerammtem Fuß
- Ort betonbohrpfähle
als Vollverdrän-
gungspfähle
System FUNDEX
38 und 44 cm
Durchmesser
- Bohrpfähle nach
DIN 4014
bis 60 cm
Durchmesser
- Beton-Fertigpfähle
- Holzpfähle
- Stahlrohrpfähle
- Baugrubenverbau als
„Berliner Verbau“ oder mit
Spundwänden
- statische und dynamische
Probebelastungen
- Zugversuche



Hinrich König KG GmbH & Co.
Stader Elbstr. 4
21683 Stade
Tel.: 0 41 41/49 19 - 0
Fax: 0 41 41/49 19 - 44
www.pfahlkoenig.de
info@pfahlkoenig.de



König GmbH
Adolf-Damaschke-Str. 69-70
14542 Werder / Havel
Tel.: 0 33 27 / 66 33 - 3
Fax: 0 33 27 / 66 33 - 44
www.pfahlkoenig.de
werder@pfahlkoenig.de

Weiches Abbremsen von Kriechsetzungen durch Teilentlastung der viskosen Schicht mit Düsenstrahl-Säulen

Stefan Krieg Michael Goldscheider

1 Einführung

In der Baupraxis wird die Viskosität des Baugrundes mit ihren Auswirkungen - Kriechen, Geschwindigkeitsabhängigkeit und Relaxation - neben den elastischen und plastischen Bodeneigenschaften nur selten berücksichtigt. Die Viskosität äußert sich durch lang anhaltende Kriechsetzungen von Bauwerken, die auf viskosen Bodenschichten wie Ton, Klei, Mudde und Torf, stehen. Hierbei nehmen die Setzungen s linear mit dem Logarithmus der Zeit zu, bzw. die Kriechgeschwindigkeit $\dot{s}$ mit $1/t$ ab [1].

In früherer Zeit waren die Möglichkeiten der Bautechnik oftmals nicht ausreichend, um die Auswirkungen einer kompressiblen Schicht planmäßig auszuschließen. So konnten die meist mit Pfählen ausgeführten Tiefgründungen, trotz Kenntnis der kompressiblen Schicht, nicht immer den tragfähigen Baugrund erreichen (Bild 1), der beispielsweise von Sand, Kies oder Gesteinen gebildet wird. Aber ebenso infolge einer unzureichenden Baugrunderkundung oder weil man einfach sparen wollte, wurden auch in neuerer Zeit Bauwerke über kriechfähigem Grund erstellt.

Folge einer Gründung über einer kriechfähigen Schicht sind lastabhängige Primärsetzungen, denen sich dann über lange Zeit andauernde Kriechsetzungen anschließen, welche heute gerade bei den alten Bauwerken zu Schäden führen. Dabei ist zu bemerken, dass ein Boden, der zu hohen Primärsetzungen neigt, auch hohe Kriechsetzungen aufweist [9][14][15]. Z.B. erfahren noch 150 Jahre nach Erbauung Teile des Schweriner Schlosses, die auf 4 m bis 8 m mächtigen Muddeschichten stehen, Setzungsraten von $\dot{s} = 1 \text{ mm/a}$ bis 2 mm/a [4]. BJERRUM[2] berichtet eindrucksvoll über ein 1941 über 20 m Klei pfahlgegründetes Brückenwiderlager, das sich mit dem anschließenden Damm von 1943 bis 1966 durch Kriechen um über 40 cm gesetzt hat. Dabei bestand 25 Jahre nach der Herstellung noch eine Kriechrate von $5,5 \text{ mm/a}$.

Da die Konstruktionen durch die großen Primärsetzungen meist schon stark geschwächt sind, führen die kontinuierlich fortlaufenden Kriechsetzungen dann zu ständig fortschreitenden Schäden. Um dies zu vermeiden, müssen die Gründungen instand gesetzt werden. Bei Gebäuden erfolgt die Sanierung meist durch eine Unterfangung

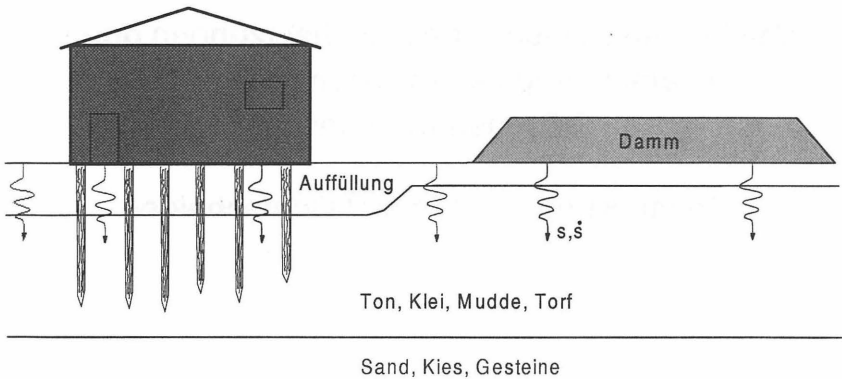


Bild 1: Konstruktionen auf kriechfähigem Baugrund

mit Pfählen oder Düsenstrahl-Säulen, welche die gesamten Gebäudelasten in den tragfähigen Baugrund ableiten.

Unter bestimmten Randbedingungen ist die Anwendung der gängigen Methoden aber nicht möglich oder zweckmäßig, da z.B.

- der Anschluss von Pfählen an das Fundament aus Platzgründen wegen der Zugänglichkeit oder wegen der schlechten Fundamentqualität nicht möglich ist,
- beim Anschluss von Düsenstrahl-Säulen an die Gründungssohle lockere Fundamenteile, wie z.B. Findlinge, in die Zementsuspension fallen, was aus Sicht des Denkmalschutzes nicht immer toleriert wird, und loses Findlingsmauerwerk durch die eindringende Zementsuspension die kapillarbrechende Wirkung verliert,
- das Bauwerk leicht im Vergleich zum treibenden Eigengewicht der Auffüllung über der kriechfähigen Schicht ist.

Bei Dämmen werden zur Verminderung von Setzungen oft Rüttelstopfsäulen oder neuerdings auch mit Geokunststoff ummantelte Sandsäulen verwendet [17]. Diese können z.B. dann nicht eingesetzt werden, wenn die Nutzung, z.B. Schienenverkehr, nicht eingeschränkt werden darf und daher größere Eingriffe und Erschütterungen im Dammbereich zu vermeiden sind.

Für diese Fälle bietet sich die hier vorgestellte Methode an, bei der mittels starrer Säulen die kriechende Schicht überbrückt und nur teilweise entlastet wird, ohne dass das Gebäude starr nachgegründet wird, wodurch die Setzungsraten mit der Zeit auf ein berechenbares und hinnehmbares Maß abnehmen.

In den folgenden Abschnitten werden die Funktionsweise dieses Verfahrens erläutert und die Vorteile und die Voraussetzungen für seinen Einsatz genannt. Weiterhin wird

gezeigt, wie der Zeit-Setzungsverlauf geschlossen berechnet werden kann und es wird der Nachweis der Kraftübertragung Boden-Säule geführt.

Die Gesetze zur Bodenviskosität wurden vom Erstautor beigebracht [9], der schon im Rahmen seiner Diplomarbeit die Idee zu diesem Verfahren hatte. Die in den Abschnitten 3 und 4 vorgestellten Berechnungen wurden einem Gutachten des Zweitautors entnommen [3].

2 Verfahren und Wirkungsweise

Notwendige Voraussetzung ist, dass unter dem Gebäude, sofern es nicht auf einer Bodenplatte gegründet ist, eine mindestens 3 m dicke Schicht aus reibungsbegabtem Material vorhanden ist (Bild 1). Bei Dämmen ist hierzu auch der Dammkörper zu rechnen. Die zu stabilisierende Konstruktion muss noch eine gewisse Verformungsreserve besitzen, da die Setzungen nicht schlagartig, sondern weich abgebremst werden.

Mit dem Verfahren soll ohne Anschlusskonstruktion das Gewicht des Bodens und des Bauwerks über der kriechenden Schicht teilweise aufgenommen und in die darunterliegende, tragfähige Schicht abgeleitet werden. Dabei wird der bekannte Umstand genutzt, dass Kriechsetzungen durch eine Entlastung stark überproportional zurückgehen. Hierfür sind Säulen aus Zement bzw. zementverfestigtem Boden geeignet, die mit dem Düsenstrahlverfahren (Jet-Grouting-Verfahren) hergestellt werden [12]. Die Säulen stecken mit einem kürzeren Kopfstück in der Unterseite der Auffüllung (Bilder 2 und 3), reichen durch die viskose Schicht hindurch und binden mit dem Fuß in die tragfähige Schicht ein. Die Säulen erhalten an den Enden Verdickungen, die vorteilhaft auf das Tragverhalten wirken. Diese entstehen bereits, wenn mit über die Säulenhöhe konstanten Herstellungsparametern gearbeitet wird, da der kriechfähige bindige Boden die am schwierigsten zu schneidende Schicht ist.

Für die Herstellung der Düsenstrahl-Säulen wird nur ein kleiner Bohrdurchmesser benötigt. Es ist eine vergleichsweise erschütterungsarme Herstellung direkt neben Fundamenten, in Kellerräumen und im Bereich von Gleisen oder anderen beengten Verhältnissen ohne größere Eingriffe möglich. In planmäßiger Tiefe kann dann mit einem Schneidstrahl ein Säulen-Tragglied mit im Vergleich zur Bohrung großem Durchmesser D aufdüst werden (Sand $D \approx 2$ m, Ton $D \approx 1$ m, Mudde, Torf $D \approx 0,8$ m).

Die Wirkungsweise der vorgeschlagenen Methode erklärt sich folgendermaßen. Die viskose Schicht setzt sich infolge Kriechens in einem Zeitintervall um den Betrag s . Um den gleichen Betrag s senkt sich auch die darüberliegende Bodenschicht ab, die sich daher relativ zum Säulenkopf um den Betrag s_0 nach unten verschiebt (s.a. Bild 6). Dadurch wird die Säulenkraft Q mobilisiert. Gleichzeitig wird die Säule infolge der Kraft Q am Fuß um den Betrag s_u in den Sand gedrückt, bis auch dort die Reaktionskraft Q mobilisiert ist. Die Kriechsetzung der viskosen Schicht s teilt sich also auf in $s =$

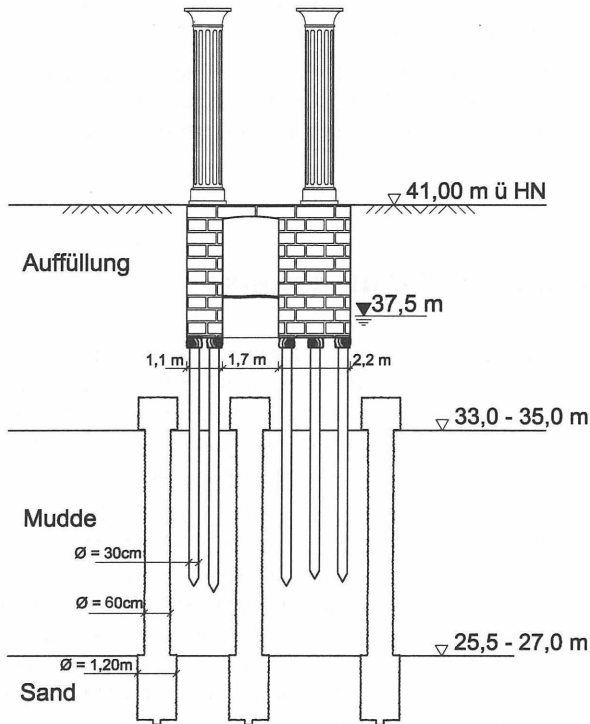


Bild 2: Beispiel für die Anordnung von Düsenstrahl-Säulen zur Verminderung der Kriechsetzungen eines historischen Gebäudes

$s_o + s_u$. Durch die am Säulenkopf mobilisierte Kraft Q wird ein Teil des Gewichtes aus Auffüllung und Bauwerk über die Säulen in den tragfähigen Baugrund abgetragen und dadurch die mittlere Spannung σ' in der viskosen Schicht verringert. Aufgrund der Spannungsverringern nimmt die Kriechgeschwindigkeit $\dot{s}$, mit der sich die Auffüllung noch weiter auf die Säule absenkt, überproportional ab.

Das hier beschriebene Verfahren ließe sich in seiner Wirksamkeit noch verbessern, wenn es ähnlich wie bei Kleinverpresspfählen eine Methode gäbe, die Säulen gegen den Boden vorzudrücken und damit eine sofortige Entlastung der kriechenden Schicht zu bewirken.

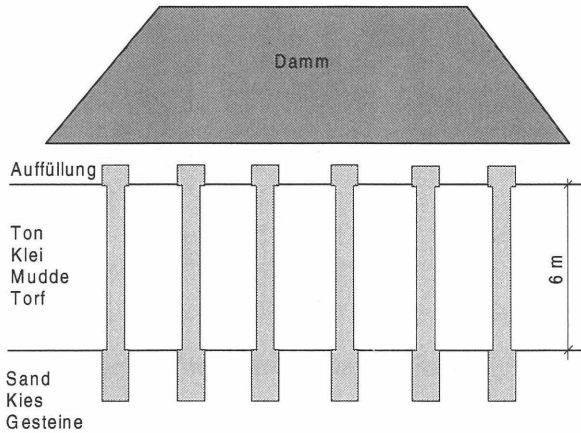


Bild 3: Beispiel für die Anordnung von Düsenstrahl-Säulen zur Verminderung der Kriechsetzungen eines Dammes

3 Berechnung des zeitlichen Verlaufs der Setzungen und Kräfte

3.1 Materialgesetze

Elementare Grundlage des Verfahrens ist der Umstand, dass die Kriechgeschwindigkeit $\dot{s}$ eines Bodens sehr stark auf eine Änderung der Spannung σ' reagiert. Wie groß dieser Effekt ist, wurde bislang nur empirisch abgeschätzt. Aufgrund neuerer Untersuchungen [9] kann für den Fall monotoner ödometrischer Kompression, der auch auf das betrachtete Problem übertragen werden kann, der Zusammenhang zwischen Kriechgeschwindigkeit und Spannung für Spannungsänderungen von bis zu etwa 15 % recht genau nach dem folgenden Potenzansatz berechnet werden:

$$\frac{\dot{s}}{\dot{s}_0} = \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right)^{1/I_v} \quad (1)$$

Darin ist $\dot{s}_0$ die bisherige Kriechrate unter der Spannung σ'_0 und $\dot{s}$ die neue Kriechrate unter der Spannung σ' .

Bei Entlastungen über etwa 15% ist die Verringerung der Kriechgeschwindigkeit wegen der merklichen Überlagerung einsetzender elastischer Hebungen größer als mit

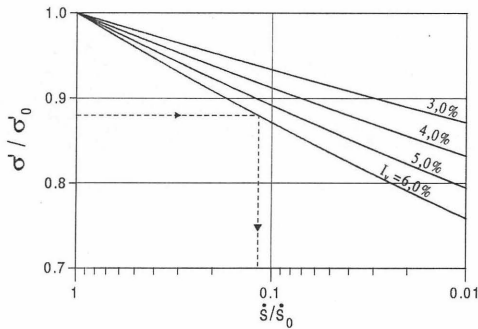


Bild 5: Abhängigkeit der Kriechgeschwindigkeit $\dot{s}$ von der Spannung σ' nach Gl. (1)

3.2 Herleitung des Berechnungsverfahrens

Für die Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Setzungen und der Kräfte als Reaktion auf die Düsenstrahlsäulen nach Bild 6 wird die in Bild 7 dargestellte Anordnung betrachtet. Die Säulen seien im Grundriss im Rastermaß $a \times b$ angeordnet. Die Grundfläche wird vollständig auf die Säulen umgelegt; die damit auf eine Säule entfallende Einflussfläche ist $A = a \cdot b$. Die Größe der zu wählenden Einflussfläche wird nach oben zum einen durch die aufnehmbare Kraft bzw. den Durchstanzwiderstand am Säulenkopf (s. Abschnitt 4) beschränkt, zum anderen sollte der Raum zwischen den Säulen auch nicht zu weit sein, da sonst größere Teile im oberen Bereich der kriechfähigen Schicht nicht mehr von der Entlastung erfasst werden. Nach unten ist der Rasterabstand durch die Wirtschaftlichkeit beschränkt.

In einer horizontalen Ebene oberhalb der Säulenköpfe wirkt die gleichmäßig verteilt angenommene Auflast q infolge des Gewichts der Auffüllung und des Bauwerks. Diese Auflast q verteilt sich zu unbekannten Teilen auf die Säulen und den viskosen Boden; die Anteile ändern sich mit der Zeit t ; zu Beginn $t = 0$ (Zustand unmittelbar nach Einbau der Säulen) liegt die gesamte Last auf dem viskosen Boden.

Zu dieser Anordnung wird ein horizontaler Schnitt durch die Säulen und die viskose Schicht in beliebiger Tiefe z unter der Schichtgrenze zwischen Auffüllung und viskoser Schicht betrachtet (Bild 7). In diesem Schnitt wirken zur Zeit t die folgenden vertikalen Kräfte und Spannungen:

- die senkrechte effektive Spannung im Boden $\sigma'(t, z)$;
- die Kräfte in den Säulen $Q(t)$; zur Vereinfachung und auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass zwischen den Säulen und der kriechenden Schicht

Gl. (1) errechnet wird. Daher liegt eine Abschätzung nach Gl. (1) für diesen Bereich stets auf der sicheren Seite.

Der im Exponent als Kehrwert auftretende Parameter I_v ist der durchschnittliche Zähigkeitsindex des Bodens [11]. I_v ist unabhängig von der Wahl einer Bezugs-Geschwindigkeit und -Spannung und kann nach [6] und [9] über die Fließgrenze w_L abgeschätzt werden (Bild 4). Für Böden, die in situ zu merklichem Kriechen neigen, gilt $0,03 \leq I_v \leq 0,06$.

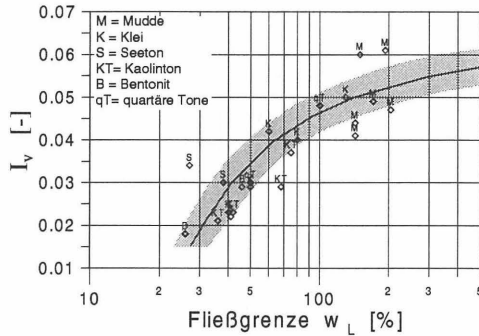


Bild 4: Abhängigkeit des Zähigkeitsindex I_v von der Fließgrenze w_L

Um eine Vorstellung über den Einfluß der Spannung auf die Kriechgeschwindigkeit in Abhängigkeit von $1/I_v$ zu erhalten, ist in Tab. 1 ihre Änderung infolge einer nur 10%-igen Spannungsverminderung nach Gl. (1) dargestellt. In Bild 5 ist ergänzend die Änderung der Kriechgeschwindigkeit $\dot{s}$ in Abhängigkeit von der Spannung σ' für einen größeren Bereich aufgetragen.

	I_v	$1/I_v$	$\dot{s}/\dot{s}_0$
Ton, mittelplastisch	0,03	33	1/24
Ton, ausgeprägt plast.	0,04	25	1/11
organ. Klei od. Ton	0,05	20	1/7
Mudde, Torf	0,06	17	1/5

Tabelle 1: Abminderungsfaktor $\dot{s}/\dot{s}_0$ der Kriechgeschwindigkeit infolge einer 10%-tigen Entlastung ($\sigma'_0/\sigma' = 1,1$) in Abhängigkeit vom Zähigkeitsindex I_v nach Gl. (1)

Bei der Betrachtung von Tabelle 1 bzw. Bild 5 wird eine scheinbar paradoxe Eigenschaft des viskosen Baugrundverhaltens offenbar: Je viskoser ein Boden ist, umso weniger lässt sich seine Kriechgeschwindigkeit durch Entlastung vermindern. Wie die weiteren Ausführungen aber zeigen werden, ist die geschwindigkeitsreduzierende Wirkung einer Entlastung auch bei hochviskosen Böden für die gedachte Anwendung noch ausreichend.

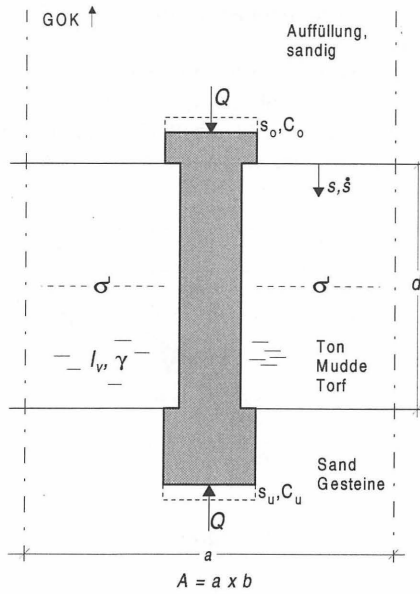


Bild 6: Kräfte und Verschiebungen bei einer Düsenstrahl-Säule

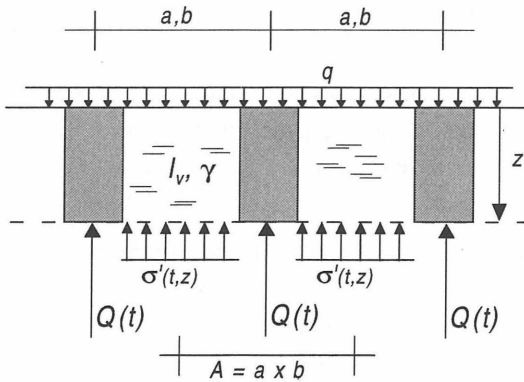


Bild 7: Schnitt in Tiefe z unter Oberkante der viskosen Schicht

keine negative Mantelreibung wirkt, daher ist Q unabhängig von z und nur eine Funktion der Zeit.

Aus dem Gleichgewicht der senkrechten Kräfte in diesem Schnitt folgt die Gleichung

$$\sigma'(t, z) + \frac{Q(t)}{A} = q + \gamma' \cdot z \quad . \quad (2)$$

Die Gleichgewichtsbedingung Gl. (2) reicht allein nicht aus, die beiden unbekannten Spannungen $\sigma'(t, z)$ und $Q(t)/A$ zu berechnen, denn das Problem ist statisch unbestimmt. Zur Lösung benötigt man zusätzlich eine Verformungsbedingung. Es sei $s(t)$ die Setzung der Schichtgrenze zwischen Auffüllung und viskoser Schicht zur Zeit t bezogen auf den Anfangszustand nach Einbau der Säulen, $\dot{s}(t)$ sei die Setzungsrate. Weil die Auffüllung keine eigenen Kompressionssetzungen mehr erfährt, sind $s(t)$ und $\dot{s}(t)$ zugleich die Setzung bzw. Setzungsrate der Geländeoberfläche und der Konstruktion. Mit der Setzung $s(t)$ bzw. Rate $\dot{s}(t)$ drücken sich die Säulen oben um den Betrag $s_o(t)$ und der Rate $\dot{s}_o(t)$ in die Auffüllung und unten um $s_u(t)$ und $\dot{s}_u(t)$ in die tragfähige Schicht ein. Zwischen $s(t)$, $s_o(t)$ und $s_u(t)$ und deren Raten gelten die Kontinuitätsbedingungen

$$s(t) = s_o(t) + s_u(t) \quad (3)$$

$$\dot{s}(t) = \dot{s}_o(t) + \dot{s}_u(t) \quad (4)$$

wobei $\dot{s}(t) = \partial s(t)/\partial t$ usw.

Die Setzungsrate $\dot{s}(t)$ resultiert aus der Kompressionsrate $\dot{\epsilon}(t, z)$ der kriechenden Schicht, es gilt

$$\dot{s}(t) = \int_{z=0}^d \dot{\epsilon}(t, z) dz = \dot{\epsilon}(t, d/2) \cdot d = \dot{\epsilon} \cdot d \quad , \quad (5)$$

beim rechten Teil dieser Gleichung wurde davon Gebrauch gemacht, dass es sich bei den heutigen Kompressionsraten $\dot{\epsilon}(t, z)$ der viskosen Schicht ausschließlich um Kriechraten handelt, die über die Schichtdicke konstant, d.h. unabhängig von z sind. Es wurde angenommen, dass sich $\dot{\epsilon}$ nach Einbau der Säulen zwar zeitlich ändert, aber dabei über die Schichtdicke konstant bleibt, weil die Spannungsänderung bei Vernachlässigung der negativen Mantelreibung über die Schichtdicke konstant ist. Um die Gleichungen (3) bis (5) mit Gl. (2) kombinieren zu können, benötigt man zusätzlich die Spannungs-Verformungsbeziehungen für die Säulen und die viskose Schicht. Für die Eindringung s_o und s_u der Säulenenden kann man schreiben

$$s_o(t) = \frac{Q(t)}{C_o} \quad (6)$$

$$s_u(t) = \frac{Q(t)}{C_u} \quad (7)$$

C_u und C_o sind die linearisierten Säulensteifigkeiten bei der Kraftübertragung in die Auffüllung und den tragfähigen Baugrund. Man kann sie aufgrund der Kraft-Setzungslinien aus Probelastungen von (Bohr-)Pfählen oder Pfählen mit Fußverdickung [8] abschätzen. Man erhält C_u , indem man bei der vermutlichen Gebrauchslast die Setzung abschätzt und durch die Gebrauchslast teilt. Damit liegt man wegen der Krümmung der Arbeitslinie auf der sicheren Seite, da die Säule sich bei kleinen Kräften Q rechnerisch weicher verhält. Es sei darauf hingewiesen, dass die Steifigkeit C_o am Säulenkopf u.a. wegen des geringen Druckniveaus höchstens halb so groß ist wie C_u am Säulenfuß.

Für die Kompressionsrate $\dot{\epsilon}$ der kriechenden Schicht gilt allgemein folgende Beziehung:

$$\dot{\epsilon}(t) = \dot{\epsilon}^e(t) + \dot{\epsilon}^v(t) \quad , \quad (8)$$

darin ist $\dot{\epsilon}^e(t)$ der quasi-elastische Anteil infolge der durch die Säulen bewirkten fortschreitenden Spannungsverminderung in der viskosen Schicht. $\dot{\epsilon}^e(t)$ entspricht einer Hebung.

Wie in Abschnitt 3.1 schon bemerkt, ist aufgrund von Erfahrungen, Versuchen und theoretischen Überlegungen davon auszugehen [9][16], dass bis zu einer Entlastung von etwa 15 % keine Hebungen eintreten, da $\dot{\epsilon}^e(t) \ll \dot{\epsilon}^v(t)$ ist. Dies liegt daran, dass nach längerer Stauchung sich der Boden zu Beginn einer Entspannung sehr steif verhält. Da bei der hier vorgestellten Anwendung im Allgemeinen nur Entlastungen von höchstens 15% notwendig sind bzw. auftreten können, entspricht die Kompressionsrate $\dot{\epsilon}(t)$ ziemlich genau dem viskosen Anteil $\dot{\epsilon}^v(t)$, es gilt daher

$$\dot{\epsilon}(t) = \dot{\epsilon}^v(t) \quad . \quad (9)$$

Für Entlastungen größer als 15 %, die bei der Anwendung kaum auftreten werden, kann es vorübergehend zu kleinen elastischen Hebungen kommen, die in diesem Fall zur Vereinfachung der Berechnung aber vernachlässigt werden. Eine Vernachlässigung der Hebungen liegt auf der sicheren Seite.

Für den viskosen Anteil der Stauchung $\dot{\epsilon}^v(t)$ gilt die Beziehung (s. Gl. 1)

$$\dot{\epsilon}^v(t) = \dot{\epsilon}_0 \left(\frac{\sigma'(t)}{\sigma'_0} \right)^{1/I_v} \quad . \quad (10)$$

$\dot{\epsilon}_0$ ist die bisherige Kompressionsrate vor Einbau der Säulen, zu berechnen aus den heutigen gemessenen Setzungsraten $\dot{s}_0$, und σ'_0 ist die Spannung vor Einbau der Säulen. Einsetzen von Gl. (9) in Gl. (10) ergibt die Beziehung

$$\frac{\sigma'(t)}{\sigma'_0} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}(t)}{\dot{\varepsilon}_0} \right)^{I_v} \quad (11)$$

Die Gleichungen (2) bis (7) und (11) sind die Grundgleichungen zur Lösung des statisch unbestimmten Problems. Das Gleichungssystem enthält sechs unbekannte Funktionen der Zeit t : $\sigma'(t)$, $Q(t)$, $s(t)$, $s_u(t)$, $s_o(t)$ und $\dot{\varepsilon}(t)$. Zur Auflösung nach einer Unbekannten bildet man mit (6) und (7) die Summe

$$s_o(t) + s_u(t) = Q(t) \left(\frac{1}{C_o} + \frac{1}{C_u} \right) \quad (12)$$

und löst unter Berücksichtigung von Gl. (3) nach $Q(t)$ auf:

$$Q(t) = s(t) \frac{C_u C_o}{C_o + C_u} = s(t) C_m, \quad (13)$$

mit der Systemsteifigkeit der Säule

$$C_m = \frac{C_u C_o}{C_o + C_u}. \quad (14)$$

Gl. (11) und (13) werden in Gl. (2) eingesetzt:

$$\sigma'_0 \cdot \left(\frac{\dot{\varepsilon}(t)}{\dot{\varepsilon}_0} \right)^{I_v} + \frac{1}{A} s(t) \cdot C_m = q + z \cdot \gamma' \quad (15)$$

In Gl. (15) wird $\dot{\varepsilon}$ mittels Gl. (5) durch $\dot{s}(t)$ ersetzt. Für die variable Tiefe z auf der rechten Seite von Gl. (15) kann der Mittelwert $d/2$ eingesetzt werden. Die rechte Seite vereinfacht sich dadurch in

$$q + z \cdot \gamma' \rightarrow q + \gamma' d/2 = \sigma'_0. \quad (16)$$

Durch Einsetzen von Gl. (5) und (16) in (15) erhält man schließlich

$$\left(\frac{\dot{s}(t)}{d\dot{\varepsilon}_0} \right)^{I_v} + \frac{C_m}{A \sigma'_0} s(t) = 1 \quad (17)$$

dazu gehört die Anfangsbedingung: für $t = 0$ ist $s(0) = s_0 = 0$ und $\dot{s}(0) = d \cdot \dot{\varepsilon}_0$.

Gl. (17) ist eine gewöhnliche Differentialgleichung für die unbekannte Funktion der Zeit $s(t)$. Eine geschlossene Lösung dieser Dgl. ist nicht bekannt. Man kann die Dgl. aber ohne Schwierigkeit numerisch lösen, indem man $s(t)$ durch den entsprechenden Differenzenquotienten ersetzt:

$$\dot{s}(t) \approx \frac{s(t + \Delta t) - s(t)}{\Delta t} \quad (18)$$

darin ist Δt ein beliebiger, aber kleiner Zeitschritt. Nach Einsetzen von (18) in (17) ist die neue Gleichung nach $s(t + \Delta t)$ aufzulösen. Dazu wird zuerst Gl. (17) nach $\dot{s}(t)$ aufgelöst:

$$\dot{s}(t) = d \dot{\varepsilon}_0 \left(1 - \frac{C_m}{\sigma'_0 A} s(t) \right)^{1/I_v} \quad (19)$$

Einsetzen von (18) in (19) und Auflösen nach $s(t + \Delta t)$ ergibt

$$s(t + \Delta t) = s(t) + \Delta t d \dot{\varepsilon}_0 \left(1 - \frac{C_m}{\sigma'_0 A} s(t) \right)^{1/I_v} \quad (20)$$

oder anders geschrieben

$$s_{i+1} = s_i + \Delta t d \dot{\varepsilon}_0 \left(1 - \frac{C_m}{\sigma'_0 A} s_i \right)^{1/I_v} \quad (21)$$

Gl. (20) ist die der Differenzialgleichung (17) entsprechende Differenzengleichung, mit der in kleinen Zeitschritten Δt die Funktion $s(t)$ punktweise berechnet werden kann. Man beginnt hierzu im Zeitpunkt $t = 0$ mit $s(t) = s(0) = 0$.

Mit den punktweise berechneten Werten von $s(t)$, kann man mit Gl. (13) zu den einzelnen Zeitpunkten die Kraft $Q(t)$ in den Düsenstrahl-Säulen berechnen.

Alternativ zu der obigen vollständigen Herleitung ist auch eine anschauliche und kurze Herleitung möglich, die sich direkt an dem überschaubaren Abbrems-Mechanismus orientiert [9]. Hierzu wird der $i + 1$ -te Zeitschritt Δt betrachtet: Unter der Annahme eindimensionaler Kompression beträgt die spannungsabhängige Kriechgeschwindigkeit der viskosen Schicht zu Beginn eines jeden Zeitschritts

$$\dot{s}_i = \dot{s}_0 \left(\frac{\sigma'_i}{\sigma'_0} \right)^{1/I_v} \quad (22)$$

Darin ist $\dot{s}_0 = d \dot{\varepsilon}_0$ die Kriechgeschwindigkeit zum Zeitpunkt $t = 0$ (Beginn der Maßnahme), in dem in der viskosen Schicht noch der volle Überlagerungsdruck $\sigma'_i = \sigma'_0$ wirkt. Wegen der fortschreitenden Entlastung gilt nun $\sigma'_i < \sigma'_0$.

Nach einem Zeitschritt Δt beträgt die Setzung

$$s_{i+1} = s_i + \Delta t \dot{s}_i \quad (23)$$

Infolge der Setzung nimmt die mobilisierte Säulenkraft auf

$$Q_{i+1} = s_{i+1} C_m \quad (24)$$

zu. Aus der Säulenkraft lässt sich für die gewählte Einflussfläche A die verminderte mittlere Spannung in der kriechenden Schicht

$$\sigma'_{i+1} = \sigma'_0 - \frac{Q_{i+1}}{A} \quad (25)$$

bestimmen, mit der im nächsten Zeitschritt wieder die weiter reduzierte Kriechgeschwindigkeit errechnet wird. Damit ist der Prozess schon ausreichend beschrieben. Man kann diese Darstellung in vier Gleichungen noch etwas verkürzen: Mit $\sigma'_i = \sigma'_0 - Q_i/A = (C_m/A) s_i$ und Einsetzen von (22) in (23) erhält man die Setzung im $i+1$ -ten Schritt aus einer Gleichung zu

$$s_{i+1} = s_i + \Delta t \dot{s}_0 \left(1 - \frac{C_m}{\sigma'_0 A} s_i \right)^{1/I_v} \quad (26)$$

und damit denselben Ausdruck wie Gl. (21).

Den vorgestellten Berechnungsgängen liegen einige vereinfachende Annahmen zugrunde, die z.T. noch Sicherheiten enthalten:

So wurde angenommen, dass die entlastenden Kräfte ausschließlich über den Spitzenwiderstand am Säulenkopf aufgenommen werden. Dabei wird infolge der Kriechsetzungen durch Relativverschiebung zwischen Baugrund und dem in sich starren Säulenschaft und auch am Säulenkopf negative Mantelreibung mobilisiert. Dadurch wird die kriechende Schicht wahrscheinlich schneller entlastet als nach der Berechnung.

Durch die Düsenstrahl-Säulen werden nicht nur die vertikalen Setzungen, sondern auch die horizontalen Bewegungen des Baugrunds infolge von Scherungen und seitlichem Ausweichen mit der Zeit abgebremst, die sonst die vertikalen Setzungen verstärken [9].

3.3 Erläuterndes Beispiel

Die Wirksamkeit des vorgestellten Verfahrens wird anhand eines Berechnungsbeispiels verdeutlicht. Dabei wird angenommen, dass die kriechfähige Schicht ein hoch viskoser Boden ist, z.B. organischer Klei, der auf Entlastung nur mit einer relativ geringen Verminderung der Kriechgeschwindigkeit reagiert ($I_v = 0,05$, Tab. 1). Die anfängliche Setzungsrate der 5 m mächtigen Schicht betrage $\dot{s}_0 = d \dot{\epsilon}_0 = 0,8$ mm/a bei einer mittleren Spannung von $\sigma'_0 = 150$ kN/m². Die Überlagerung der Muddeschicht sei größer als 4 m. Als Rastermaß wird ein Achsabstand $a = b = 3$ m gewählt. Damit ergibt sich pro Säule eine Einflussfläche von $A = 9$ m². Als Steifigkeiten wurden $C_o = 30000$ kN/m² und $C_u = 63000$ kN/m² angenommen, woraus sich nach Gl. (14) eine mittlere Säulensteifigkeit von $C_m = 20300$ kN/m² ergibt.

Mit einem einfachen Programm lässt sich der zeitliche Verlauf der Setzungen s mit Gl. (21) ermitteln (Bild 8a). Zeitschritte von $\Delta t = 1$ Jahr sind dabei ausreichend genau. Mit s erhält man aus Gl. (13) die Säulenkraft Q und mit Gl. (25) zur Kontrolle auch die mittlere Spannung σ' (Bild 8b). Dem Zeit-Setzungsverlauf ist zu entnehmen, dass nach einem Zeitraum von 100 Jahren die Setzungen statt etwa 45 mm nur noch einen Betrag von 10 mm erreichen. Mit einem kleineren Rastermaß ließen sich die

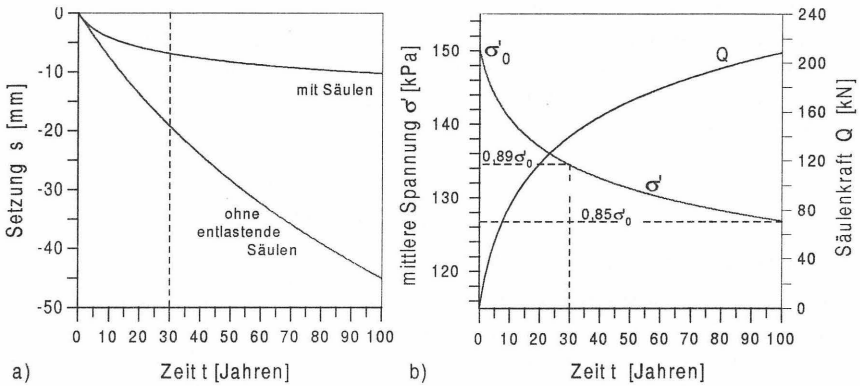


Bild 8: Berechnungsbeispiel für eine 5 m mächtige Kleischicht: a) Zeit-Setzungsverlauf mit und ohne Säulen, b) Entwicklung der mittleren Spannung in der Weichschicht und der Säulenkraft Q mit der Zeit

Setzungen noch weiter verringern. Der größte Teil der Setzungen tritt bereits in den ersten 30 Jahren nach der Säulenherstellung ein. Entsprechend groß ist in dieser Zeit auch die Entlastung der Weichschicht bzw. die Zunahme der Säulenkraft Q (Bild 8b) und damit auch die Verminderung der Kriechgeschwindigkeit auf den geringen Wert von $\dot{s} = 0,075$ mm/a. Die Entlastung der Weichschicht beträgt nach 100 Jahren erst $(\sigma'_0 - \sigma')/\sigma'_0 \approx 15\%$. Die Säulenkraft beträgt dann 210 kN. Dieser Betrag ist weitaus kleiner als der mögliche Durchstanzwiderstand (Abschnitt 4).

Im Vergleich zu der Säulenkraft beträgt die entlastende Kraft aus negativer Mantelreibung τ_{neg} , z.B. für einen niedrig angenommenen Wert von $\tau_{neg} = 15$ kN/m², bei einem kleinen Säulendurchmesser $D = 0,6$ m, bereits 140 kN. Diese Bremswirkung wurde als Sicherheitsreserve im aufgezeigten Berechnungsgang nicht berücksichtigt.

3.4 Parameterstudie

Nach diesem einführenden Beispiel wird anhand einer Parameterstudie aufgezeigt, wie relativ gering der Einfluss der in Gl. 20 enthaltenen Eingangs-Werte und Parameter ist und verdeutlicht, welche Unempfindlichkeit die Methode bezüglich möglicher Streuungen besitzt. Dabei wurden folgende Eingangswerte angesetzt:

Säulensteifigkeit unten $C_u = 50$ MN/m², oben $C_o = 20$ MN/m²; mittlere Steifigkeit nach Gl. (14) $C_m = 14,2$ MN/m²;

durchschnittliche Spannung σ'_0 in der Mitte der kriechfähigen Schicht $\sigma'_0 \approx 150$ kN/m²; Schichtdicken 5 m bis 8 m;

anfängliche jährliche Kriechrate $\dot{\epsilon}_0 = 1,1 \cdot 10^{-4}/a = 0,0001/a$; dies entspricht bei einer

5 m mächtigen Schicht einer Kriechrate von $\dot{s} = 0,55 \text{ mm/a}$, bei 8 m Schichtdicke etwa $0,9 \text{ mm/a}$.

Der Zähigkeitsindex I_v wurde im Bereich $0,03 \leq I_v \leq 0,06$ variiert.

Die neben dem Zähigkeitsindex wichtigste Variable bei der Berechnung ist die Einflußfläche einer Säule. Es wurden die Lösungen für $A = 6 \text{ m}^2, 7 \text{ m}^2, \dots, 10 \text{ m}^2$ berechnet, was quadratischen Rastermaßen von $2,4 \text{ m}$ auf $2,4 \text{ m}$ bis $3,3 \text{ m}$ auf $3,3 \text{ m}$ entspricht.

Mit diesen Eingangsdaten werden mit Gl. (20) und Gl. (13) der zeitliche Verlauf der Setzungen s und der Kräfte Q in den Säulen in Zeitschritten von $\Delta t = 1 \text{ Jahr}$ bis in 200 Jahren vorausberechnet. Repräsentative Ergebnisse sind als Kurven in den Bildern 9 und 10 dargestellt, wobei Bild 9 mit der kleinsten Schichtdicke und Einflußfläche den günstigsten Fall und Bild 10 mit der größten betrachteten Schichtdicke und Einflußfläche den ungünstigsten Fall zeigt. Im jeweils linken Diagramm a), in dem s als durchgezogene Kurve aufgetragen ist, ist außerdem mit einer gestrichelten Kurve der zeitliche Setzungsverlauf dargestellt, wenn keine Düsenstrahl-Säulen eingebaut werden. Das jeweils rechte Diagramm b) zeigt die zeitliche Entwicklung der Säulenkräfte Q .

Zusätzlich sind in Tabelle 2 für den ungünstigen Eingangswert $I_v = 0,06$ die Setzungen und die Säulenkräfte für verschiedene mögliche Situationen, geordnet nach der Schichtdicke d und der Einflußfläche A , nach 20, 50, 100 und 200 Jahren zusammengestellt. Eine solche Tabelle könnte zur Planung der Säulanordnung nach einer gewählten Zielgröße benutzt werden, z.B. nach einer tolerierten Setzung oder nach einer zulässigen Säulenkraft.

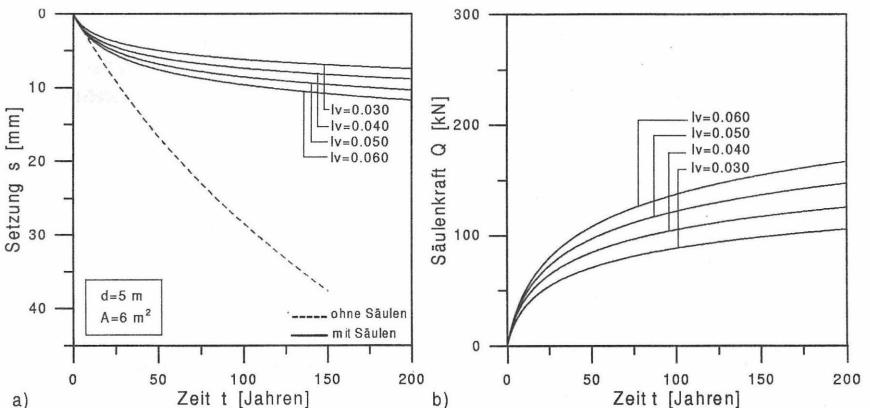


Bild 9: Verhalten für $A = 6 \text{ m}^2$ und $d = 5 \text{ m}$: a) Zeit-Setzungsverlauf mit und ohne Säulen und b) Entwicklung der Säulenkraft Q

Aus den berechneten Kurven und Tabelle 2 ist folgendes abzulesen:

- Die Setzungen nehmen weiterhin monoton zu, jedoch wesentlich langsamer als

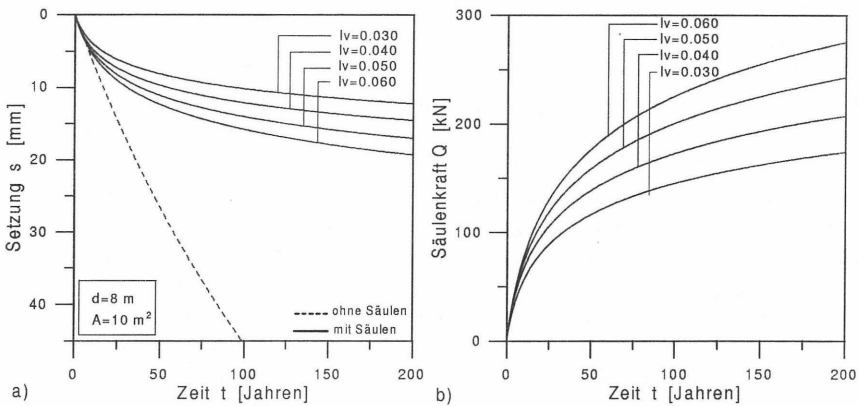


Bild 10: Verhalten für $A = 10 \text{ m}^2$ und $d = 8 \text{ m}$: a) Zeit-Setzungsverlauf mit und ohne Säulen und b) Entwicklung der Säulenkraft Q

ohne Säulen; im ungünstigsten betrachteten Fall ($d = 8 \text{ m}$, $A = 10 \text{ m}^2$, $I_v = 0,06$) beträgt die Setzung nach 100 Jahren etwa 16 mm, im günstigsten Fall ($d = 5 \text{ m}$, $A = 6 \text{ m}^2$, $I_v = 0,03$) etwa 8 mm.

- die Setzungsrate $\dot{s}$ (Steigung der Setzungskurven) nimmt nach wenigen Jahren mit der Zeit stark ab und strebt im Laufe von 100 Jahren gegen einen verschwindend kleinen Wert (ungünstigster, untersuchter Fall: $d = 8 \text{ m}$, $A = 10 \text{ m}^2$, $I_v = 0,06$: $\dot{s} = 0,045 \text{ mm/a}$ nach $t = 100$ Jahren). Die Verlangsamung der Setzungen wird ab etwa 5 Jahren nach Einbau der Säulen deutlich wahrnehmbar.
- Die Kräfte in den Boden-Zementsäulen nehmen mit der Zeit monoton zu, jedoch mit abnehmender Rate (Steigung der Kurven); die Zunahme der Säulenkraft im Zeitraum von 100 Jahren bis 200 Jahren beträgt im ungünstigsten Fall noch etwa 21% des Wertes bei 100 Jahren. Je nach Schichtdicke d und Einflußfläche A erreichen die Säulenkräfte Q nach 200 Jahren Werte zwischen 170 kN und 276 kN (für den ungünstigsten Wert $I_v = 0,06$). Für diese Werte ist die innere Tragfähigkeit der Säulen nachzuweisen.
- Die Streubreite der Säulenkräfte infolge der höchstmöglichen Streubreite des allein maßgebenden Bodenkennwerts viskoser Böden, I_v ($0,03 < I_v < 0,06$), beträgt etwa $\pm 22 \%$ bezogen auf den Wert der Säulenkraft beim Mittelwert von ($I_v = 0,045$).

Der zeitliche Verlauf der Setzungen und der Säulenkräfte hängt auch von der durchschnittlichen Steifigkeit C_m der Säuleneinbindungen oben und unten ab. Ist die Steifigkeit größer als angenommen, z.B. weil der Säulendurchmesser am Kopf und am Fuß

Schicht- dicke d in [m]	Einfluss- fläche A in [m ²]	Setzung s in [mm]				Säulenkraft Q in [kN]			
		nach der Zeit t [a]				nach der Zeit t [a]			
		20a	50a	100a	200a	20a	50a	100a	200a
5	6	5	8	10	12	71	108	137	167
	7	5	8	11	13	77	118	153	187
	8	6	9	12	14	81	128	167	206
	9	6	10	13	16	85	137	180	225
	10	6	10	13	17	89	145	192	242
6	6	5	8	10	12	78	116	145	175
	7	6	9	11	14	84	127	162	196
	8	6	10	12	15	90	138	177	217
	9	7	10	13	17	95	148	192	236
	10	7	11	14	18	99	157	205	255
7	6	6	9	11	13	84	122	152	181
	7	6	9	12	14	91	135	169	204
	8	7	10	13	16	98	147	186	225
	9	7	11	14	17	103	157	202	246
	10	8	12	15	19	108	168	216	266
8	6	6	9	11	13	90	128	158	187
	7	7	10	12	15	97	141	176	211
	8	7	11	14	16	104	154	194	233
	9	8	12	15	18	111	166	210	255
	10	8	12	16	19	116	177	226	276

Tabelle 2: Zeitlicher Verlauf der Setzungen s und der Säulenkräfte Q bei verschiedenen Schichtdicken und Einflußflächen (für $I_v = 0,06$, $C_0 = 20$ MN/m, $C_u = 60$ MN/m)

größer ist, so verlangsamen sich die Setzungen schneller; andererseits wachsen die Säulenkräfte stärker an.

4 Nachweis der Kraftübertragung am Säulenkopf

Während am Fuß der Säule die Kraft wie bei einem Bohrpfahl in den tragfähigen Baugrund übertragen wird, kann die Kraft, die am Säulenkopf von der Auffüllung in die Säule übertragbar ist, durch den Widerstand gegen Durchstanzen begrenzt sein, sofern kein biegesteifes Gebäude darüber steht. Beim Durchstanzen wird vom Kopf der Säule ein kegelstumpfförmiger oder im Grenzfall zylindrischer Pfropf aus Boden aus der Auffüllung relativ zu der sich senkenden Auffüllungsschicht nach oben herausgedrückt.

Für das ebene Problem des Durchstanzens liegt eine Lösung vor, die schon auf MARSTON (1930) und TERZAGHI (1943) zurückgeht [7] und bei der Berechnung der Erdauflast auf eingebettete Rohrleitungen benutzt wird (MARQUARD, 1934) [13]. Dabei wird der Fall betrachtet, dass eine unendlich lange Klappe der Breite $2b$ unter einer Schüttung nach oben bewegt wird. Die Klappe schiebt dabei eine Bodensäule nach oben. In der Berechnung nach Marston wird angenommen, dass die Bodensäule von zwei senkrechten und parallelen Gleitflächen begrenzt wird, die von den Klappenrändern ausgehen und bis zur Geländeoberfläche durchgehen. Diese Annahme wurde von GRAF (1984) [5] durch Modellversuche als Grenzfall bestätigt. Diese Versuche mit Sand zeigten, dass sich mit der Hebung der Klappe zwei Gleitflächen von den Klappenrändern aus bilden und zuerst unter einem Winkel von etwa 18° gegen die Vertikale nach oben ausbreiten. Der Winkel von 18° entspricht dem mittleren Dilatanzwinkel des Sandes. Wenn die Klappe eine bestimmte Hebung erfahren hat und die oberen Gleitflächenränder eine bestimmte Teilhöhe der Schüttung erreicht haben, bleiben die geneigten Gleitflächen stecken, und es bilden sich rasch zwei neue, nun senkrechte und parallele Gleitflächen von den Klappenrändern bis zur Geländeoberfläche. Im Grenzfall, d.h. nach genügend großer Hebung der Klappe, trifft also das Berechnungsmodell nach MARSTON bis auf Feinheiten der Berechnung zu. Es kann angenommen werden, dass in den parallelen Gleitflächen ein kritischer Grenzzustand herrscht (Grenzzustand mit volumenkonstanter Scherung), und dass die Bodensäule dazwischen wie ein starrer Block nach oben geschoben wird. Zustände mit geringerer Klappenhebung können näherungsweise berechnet werden, indem angenommen wird, dass die Gleitflächen nur bis in eine Teilhöhe der Schüttung reichen und der Boden darüber als Auflast wirkt. Die Schwierigkeit des Problems besteht darin, dass der Schwerwiderstand in den Gleitflächen in einem Reibungsboden vom horizontalen Erddruck abhängt, der wiederum von der senkrechten Spannung und somit von der unbekannten Stempelpkraft abhängt.

Daher wird für das betrachtete Problem das Berechnungsmodell nach MARSTON für den Fall einer kreisförmigen Klappe oder Stempelfläche verallgemeinert. Bild 11 zeigt schematisch den betrachteten Mechanismus. Über jeder Säule wird eine kreiszyindrische Gleitfläche mit dem Durchmesser des Kopfes der Boden-Zementsäulen und der Teilhöhe h_f angenommen. Es sei

Aus der zylindrischen Bodensäule mit dem Durchmesser $2r$, die von der angenommenen Gleitfläche eingeschlossen wird, denkt man sich eine horizontale Scheibe der Dicke dz in der Tiefe z unter dem oberen Rand der Gleitfläche herausgeschnitten (Bild 12). Auf diese Scheibe wirken folgende Spannungen und Kräfte:

- die Wichte γ bzw. γ'
- die senkrechte Spannung σ'_z auf der oberen Querschnittsfläche und $\sigma'_z + d\sigma'_z$ auf der unteren Querschnittsfläche; σ'_z und $d\sigma'_z$ seien Durchschnittswerte, wenn die Normalspannungen nicht gleichmäßig über die Querschnittsfläche verteilt sind,
- die Radialspannung σ'_r normal zur Gleitfläche,
- die Schubspannung τ_{rz} infolge des Scherwiderstands in der Gleitfläche in z -Richtung; τ_{rz} wirkt auf die Scheibe nach unten, weil sich der Bodenzylinder voraussetzungsgemäß relativ zur Auffüllung nach oben bewegt.

Mit diesen Spannungen gilt für die herausgeschnittene Scheibe folgende Gleichgewichtsbedingung in z -Richtung

$$\gamma' r^2 \pi dz + 2r \pi \tau_{rz} dz - r^2 \pi d\sigma'_z = 0 \quad (27)$$

Die Schubspannung τ_{rz} in der Gleitfläche soll die Grenzbedingung des Bodens (Auffüllung) erfüllen:

$$\tau_{rz} = \sigma'_r \cdot \tan \varphi' \quad (28)$$

Kohäsion wird für die Auffüllung sicherheitshalber nicht angesetzt.

Die Gleichungen (27) und (28) sind zwei Gleichungen für drei unbekannte Spannungskomponenten, nämlich σ'_z , τ_{rz} und σ'_r . Das Problem ist also auch nach Einführung der Grenzbedingung statisch unbestimmt. Die klassische Methode zur Auflösung statischer Unbestimmtheiten besteht darin, Kontinuitätsbedingungen in Verbindung mit Spannungs-Verformungsbeziehungen einzuführen. Dieser Weg wird hier nicht beschritten, weil er für ein Problem mit Ausbreitung von Scherfugen mit üblichen Methoden und Ansätzen nicht gangbar ist. Stattdessen wird, wie bei der Lösung nach Marston eine statische Annahme eingeführt. Die Annahme betrifft das Spannungsverhältnis

$$K = \sigma'_r / \sigma'_z \quad (29)$$

für K wird aufgrund bodenmechanischer Überlegungen ein Zahlenwert angenommen. K ist mindestens gleich dem Ruhedruckbeiwert, $K \geq K_0$. Wegen der Verspannung infolge der Dilatanz bei der Ausbreitung der Scherfugen ist $K > K_0$. Es gibt Versuche,

aus denen hervorgeht, dass K im Laufe der Verschiebung bis zum Wert 1 anwachsen kann [7].

Einsetzen der Gln. (29) und (28) in (27) ergibt

$$\gamma' \pi r^2 dz + 2r \pi K \sigma'_z \tan \varphi' dz - r^2 \pi d\sigma'_z = 0$$

diese Gleichung wird durch $r^2 \pi dz$ dividiert und erhält so die Form:

$$\frac{d\sigma'_z}{dz} - \frac{2K}{r} \sigma'_z \tan \varphi' - \gamma' = 0 \quad (30)$$

Gl. (30) ist eine gewöhnliche lineare Differentialgleichung für σ'_z ; dazu gehört die Randbedingung:

$$\text{an der Stelle } z = 0 \text{ ist } \sigma'_z = q \quad (31)$$

Die Lösung dieser Dgl. lautet

$$\sigma'_z(z) = -\frac{\gamma' \cdot r}{2K \tan \varphi'} + C_1 \cdot e^{\frac{2K}{r} z \cdot \tan \varphi'} \quad (32)$$

die Integrationskonstante C_1 erhält man durch Einsetzen der Randbedingung (31) in (32):

$$C_1 = q + \frac{\gamma' \cdot r}{2K \tan \varphi'}$$

Einsetzen dieses Ausdrucks für C_1 in die Lösung (32) ergibt

$$\sigma'_z(z) = \frac{\gamma' \cdot r}{2K \tan \varphi'} (-1 + e^\beta) + q \cdot e^\beta \quad (33)$$

mit dem Exponenten

$$\beta = 2K \tan \varphi' \cdot z/r$$

σ'_z nach Gl. (33) stellt einen Bodenwiderstand dar, vergleichbar mit einem Grundbruchwiderstand oder Erdwiderstand; er ist um so größer, je größer der Reibungswinkel φ' und der anzunehmende Verhältnisswert K sind. Im vorliegenden Fall müssen φ' und K innerhalb des denkbaren Wertebereichs aus Gründen der Sicherheit so angenommen werden, dass sich ein unterer Wert für σ'_z ergibt. Folgende Werte werden daher angenommen:

$\varphi' = 30^\circ$ (entspricht lockerem Sand)

$$K = K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

Zur Berechnung des Durchstanzwiderstands der Düsenstrahl-Säulen nach Gl. (33) ist $z = h_1$ zu setzen, wobei h_1 anzunehmen ist. Zu Beginn ist $h_1 = 0$. Mit zunehmender Eindrückung des Säulenkopfs infolge der Kompression der kriechenden Schicht wächst h_1 an. Das Gewicht der Bodenschicht oberhalb der Höhe h_1 wird mit der Auflast q berücksichtigt. Mit der nach Gl. (33) berechneten Spannung σ'_z erhält man die resultierende widerstehende Kraft Q_R auf den Säulenkopf (bzw. die Säulenkraft, s.u.) zu

$$Q_R = \sigma'_z(h_1) \cdot r^2 \cdot \pi \quad (34)$$

Es werden nun anhand der konkreten, in den Bildern 2 und 11 dargestellten Situation, zwei Beispiele vorgerechnet, um die Anwendung der Gl. (33) zu zeigen.

1. Beispiel:

Schichtdicke $h = 6,0$ m, Grundwasserspiegel (GW) bei 3,5 m Tiefe

$$\varphi' = 30^\circ, K = K_0 = 1 - \sin \varphi' = 0,5,$$

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

$$\text{Säulenkopfdurchmesser } D_o = 2r = 2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

Anfangszustand $h_1 = 0$ m

$$q = 3,5 \cdot 20 + 2,5 \cdot 10 = 95 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 0$$

$$e^\beta = e^0 = 1$$

$$\sigma'_z(0) = q = 95 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_R(0) = 95 \cdot 0,6^2 \pi = 107 \text{ kN}$$

$Q_R(0)$ ist die Belastung der Säule durch die Auffüllung unmittelbar nach Herstellung der Säulen, vor Beginn der Setzungen und des Einstanzens. Weil der Kopfdurchmesser der Säule größer sein wird als der Schaftdurchmesser in der kriechfähigen Schicht, wird durch $Q_R(0)$ diese schon ohne Bewegung etwas entlastet.

2. Beispiel:

Schichtdicke $h = 8$ m,

GW, φ' und K wie oben,

Zustand bei $h_1/r = 3,0$, also $h_1 = 1,8$ m

$$q = 3,5 \cdot 20 + (8 - 3,5 - 1,8) \cdot 10 = 97 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 2 \cdot 0,5 \tan 30^\circ \cdot 3,0 = 1,73$$

$$\sigma'_z = \frac{10 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,5 \tan 30^\circ} (-1 + e^{1,73}) + 97 \cdot e^{1,73} = 595 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_R = 595 \cdot 0,6^2 \pi = 673 \text{ kN}$$

Auf diese Weise wurde die widerstehende Kraft Q_R für Dicken der Auffüllung von 6,0 m und 8,0 m und für $h_1 = 0$ m bis 2,4 m berechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3 zusammengestellt und in Bild 13 graphisch dargestellt.

h [m]	h_1/r	h_1 [m]	q [kN/m ²]	σ'_z [kN/m ²]	Q_R [kN]
6	0	0	95	95	107
	1	0,6	89	167	188
	2	1,2	83	284	322
	3	1,8	77	482	546
	4	2,4	71	809	915
8	0	0	115	115	130
	1	0,6	109	202	229
	2	1,2	103	348	393
	3	1,8	97	595	673
	4	2,4	91	1000	1132

Tabelle 3: Durchstanzwiderstand am Säulenkopf Q_R in Abhängigkeit von der Dicke der Auffüllung h und der Höhe der Gleitfläche h_1 (s. auch Bild 13)

Welches ist der Zusammenhang zwischen diesen Säulenwiderständen Q_R und den Säulenkräften Q nach Tabelle 2, die sich im Laufe der Zeit mit der fortschreitenden Setzung entwickeln? Zwischen Q und Q_R besteht in jedem Zeitpunkt Gleichgewicht:

$$Q_R = Q$$

Die Gleitflächen breiten sich über den Säulenköpfen mit dem Fortschreiten der Setzung soweit in die Auffüllung aus, dass der Säulenwiderstand stets gleich der Säulenbelastung infolge der Spannungumlagerung ist. Durch Übertragen der Werte für Q nach Tabelle 2 (Höchstwerte für Q bei $A = 10 \text{ m}^2$) in das Diagramm für Q_R nach Bild 13 erkennt man, dass Gleichgewicht schon nach einer Ausbreitung der Gleitflächen h_1 von höchstens 1 m erreicht wird. Bei weiterer Ausbreitung der Gleitflächen würden die Säulenwiderstände die einwirkenden Lasten überschreiten, was aus Gleichgewichtsgründen nicht möglich ist und eine Sicherheitsreserve darstellt. Die Säulenwiderstände könnten theoretisch soweit anwachsen, dass die Säulen ohne Mitwirkung der kriechfähigen Schicht die gesamte Last der Auffüllung übernehmen könnten, ein Fall, der wegen der Kriecheigenschaften der Mudde jedoch auszuschließen ist. Diese Grenze ist in Bild 13 mit den Linien $\max Q = q(0) \cdot A$ für $A = 10 \text{ m}^2$ eingezeichnet. Darin ist $q(0)$ der Wert von q für $h_1 = 0$, der Tabelle 2 entnommen werden kann. Damit Q_R bis zum Grenzwert $\max Q$ ansteigt, würde rechnerisch eine Gleitflächenhöhe von $h_1 \approx 2,5$ m genügen.

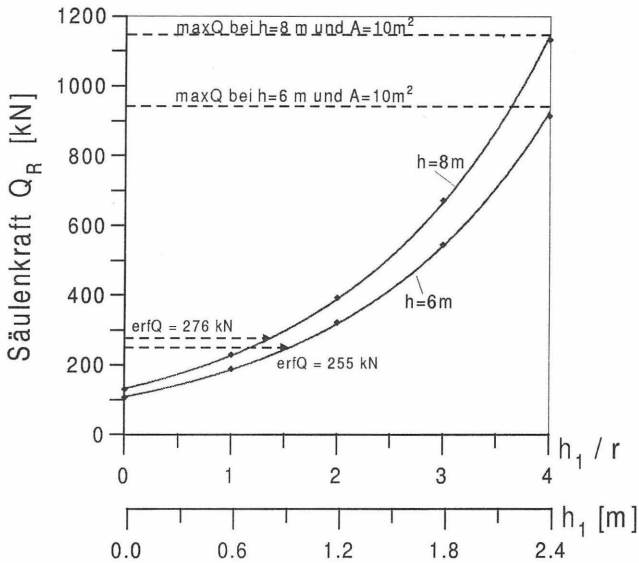


Bild 13: Resultierender Durchstanzwiderstand Q_R des Säulenkopfes in Abhängigkeit von der Höhe h_1 der Gleitfläche und der Schichtdicke h (lt. Tab. 3)

Damit ist der Nachweis der Kraftübertragung am Säulenkopf erbracht, und zwar für einen Großteil der möglichen Randbedingungen und Böden, so dass nur noch in speziellen Einzelfällen dieser Nachweis geführt werden muss.

Wird mit den Säulen eine Fläche begrenzter Breite unterstützt, so ist für diese Fläche ein ähnlicher Durchstanznachweis zu führen wie für die Einzelsäule. Das Ergebnis dieser Rechnung ist, dass der auf die Gesamtheit der Säulen wirkende Bereich der Auffüllung breiter ist als die Umhüllende der Säulen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem beschriebenen Verfahren können mittels Düsenstrahl-Säulen, die ohne spezielle Anschlusskonstruktion das Gewicht des Bodens und des Bauwerks über einer kriechenden Schicht teilweise aufnehmen und in eine tragfähige Schicht darunter ableiten, Kriechsetzungen stark reduziert werden. Dabei wird die Eigenschaft des viskosen Baugrunds genutzt, dass die Kriechrate durch eine relativ kleine Entlastung von 10 % bis 20 % auf einen unbedeutend geringen Wert abgesenkt werden kann.

In den meisten Fällen ist für eine Gewährleistung der notwendigen Säulenkräfte und

zur Vergleichmäßigung der Setzungen am Bauwerk eine mindestens 3 m mächtige Bodenschicht über der kriechfähigen Schicht erforderlich. Ist das Bauwerk auf einer biegesteifen Platte ausgeführt, muss diese Voraussetzung nicht erfüllt sein.

Weiterhin sollte das Bauwerk wegen der Dauer des Abbremsvorganges noch über kleine Verformungsreserven verfügen oder soweit ertüchtigt werden, dass es noch Setzungsdifferenzen von wenigen Millimetern vertragen kann.

Der Zeit-Setzungsverlauf lässt sich unter Berücksichtigung aller relevanten Einflussgrößen in Zeitschritten berechnen. Auf dieser Grundlage kann eine wirtschaftliche Säulenordnung gewählt werden.

Für die Kraft gegen Durchstanzen des Säulenkopfes bzw. zur Aktivierung der notwendigen Entlastung wurde für reibungsbegabte Böden ein grundlegender Nachweis geführt.

Die hier aufgezeigten Berechnungen zu den Zeit-Setzungsverläufen enthalten noch insofern Sicherheit, als der günstige Einfluss der negativen Mantelreibung vernachlässigt wurde. Daher dürften das Abbremsen in situ noch schneller erfolgen und die Setzungen bis dahin geringer sein.

Das Verfahren eignet sich sowohl für Gebäude als auch für Dämme.

Der Vorteil des Verfahrens liegt darin, dass aufwendige Anschlusskonstruktionen oder andere Eingriffe am Bauwerk fast vollständig entfallen. Dies ist zum einen wirtschaftlich und schont zum anderen die Substanz. Daher ist das Verfahren besonders für historische Bauwerke aus der Sicht des Denkmalschutzes interessant.

Die Säulen können auch unter beengten Verhältnissen oder für Situationen angewendet werden, in denen die Nutzung nicht eingeschränkt werden darf und daher größere Eingriffe und Erschütterungen nicht zulässig sind.

Wenn von Seiten der Spezialfirmen eine Methode entwickelt wird, die einem Vor-drücken der Säulen gegen den Boden gleichkommt, könnte das Abbremsen mit Düsenstrahl-Säulen beschleunigt werden und somit das Gleiche leisten wie eine Nachgründung mit Pfählen. So ist sie für die o.g. genannten Fälle eine empfehlenswerte Alternative.

Die vorgestellte Berechnung gilt z.B. auch für mit Geokunststoff ummantelte Sandsäulen [17] und Betonrüttelsäulen. Die hier beschriebenen Lastumlagerungen und Wirkungen können auch bei diesen Elementen genutzt werden.

Literatur

- [1] Aboshi, H. An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay, including the secondary creep settlement. In Proc. VIII. ICSMFE, S.88, Moskau, 1973.
- [2] Bjerrum, L., Jönson, W., und Ostenfeld, C. The settlement of a bridge abutment on friction piles. In Proc. IV ICSMFE, London, volume 2, S.14–18, 1957.

- [3] Goldscheider, M. Schloß Schwerin - 15. Hauptportal and Vorhof, Teil 2. Gutachten, Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau, Universität Karlsruhe, 1998.
- [4] Goldscheider, M., Klobe, B., Krieg, S., Kudella, P., und Gudehus, G. Bodenuntersuchungen und erste Empfehlungen für Gründungssanierungen an Terrassen, Orangerie und Kolonnaden des Schweriner Schlosses. In Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, SFB315, S.247–279, Jahrbuch 1991.
- [5] Graf, B. Theoretische und experimentelle Ermittlung des Vertikaldrucks auf eingebettete Bauwerke. Heft 96, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1984.
- [6] 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.
- [7] Kézdi, Á. Erddrucktheorien. Springer-Verlag, 1962.
- [8] Krieg, Stefan und Goldscheider, Michael. Bodenviskosität und ihr Einfluß auf das Tragverhalten von Pfählen. Bautechnik, 75(10), S.806–820, 1998.
- [9] Krieg, Stefan. Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei. Heft 150, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 2000.
- [10] Krieg, Stefan und Michael Goldscheider. Viskoses Tragverhalten von Pfählen und seine Anwendungen. In Pfahl-Symposium 1999, S.235–260. Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 1999.
- [11] Leinenkugel, H.J. Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe; Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung. Heft 66, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1976.
- [12] Lunardi, P. Ground improvement by means of jet-grouting. Ground Improvement, (1), S.65–85, 1997.
- [13] Marquard, E. Beton- und Eisenbetonleitungen - ihre Belastung und Prüfung. Ernst und Sohn, Berlin, 1934.
- [14] Mesri, G. and Castro, A. C_α/C_e concept and K_0 during secondary compression. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 113(3), S.230–247, 1987.
- [15] Mesri, G. und Godlewski, P. M. Time- and stress-compressibility interrelationship. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 103(GT5), S.417–430, 1977.

- [16] Niemunis, Andrzej und Krieg, Stefan. Viscous behaviour of soil under oedometric conditions. Canadian Geotechnical Journal, 33(1), S.159–168, 1996.
- [17] Raithel, M. Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen. Heft 6, Schriftenreihe Geotechnik Universität Gh. Kassel, 1999.

ANWENDUNG VON VIBROSONDIERUNGEN ZUR ABSCHÄTZUNG DES SETZUNGSVERHALTENS VON RAMMPFÄHLEN IN NICHTBINDIGEN BÖDEN

R. Cudmani, G. Huber, G. Gudehus

1 EINFÜHRUNG

Pfahlgründungen erfordern schon in der Planungsphase eine realistische Prognose des zu erwartenden Tragverhaltens der Gründungsglieder. Bei der Abschätzung des Tragverhaltens von Pfählen kommen *direkte* und *indirekte* Methoden zur Anwendung. Bei den indirekten Methoden, die üblicherweise auf der Annahme eines elastisch-starrplastischen (Mohr-Coulombschen) Bodenverhaltens basieren, werden die benötigten Bodenkennwerte anhand von Laborversuchen bestimmt. Die Ermittlung der Einsenkung und der Tragfähigkeit von Pfählen erfolgt getrennt unter Anwendung geschlossener Lösungen aus der Basis der Elastizitätstheorie bzw. aus der Plastizitätstheorie oder unter Anwendung numerischer Lösungen des Randwertproblems. Im Gegensatz dazu wird die Beziehung zwischen Bodenreaktion und Pfahlverschiebungen bei den direkten Methoden durch eine Funktion approximiert, deren Koeffizienten mit denen aus in-situ-Tests gemessenen Größen korreliert sind.

Bei nichtbindigen Böden werden Pfähle fast ausschließlich mit indirekten Methoden bemessen. Zum einen weicht das mechanische Verhalten dieser Böden stark von einem elastisch-starrplastischen Verhalten ab, zum anderen ist die numerische Modellierung des Problems unter Anwendung besser geeigneter Stoffgesetze kompliziert und aufwendig.

Zur Abschätzung des Tragverhaltens von Rammpfählen werden üblicherweise Ramm- oder Drucksondierergebnisse verwendet. Die Erfahrung zeigt, daß der Ramm- und Drucksondierwiderstand mit der Tragfähigkeit eines Rammpfahles gut korrelieren. Im Gegensatz dazu ist eine Prognose des Lastsetzungsverhaltens, die allein auf Druck- oder Rammsondierungen basiert, unzuverlässig. Der bei Druck- oder Rammsondierungen gemessene Eindringwiderstand ist bezüglich der Steifigkeit des Bodens wenig aussagekräftig, denn dieser bezieht sich auf das mechanische Verhalten des Bodens im Grenzzustand. Andere in-situ-Tests, beispielsweise der Pressiometerversuch, ermöglichen zwar eine Untersuchung des Bodenverhaltens vor dem Grenzzustand, aber die Übertragung der Versuchsergebnisse ist sehr schwierig, da der Verformungsmechanismus bei diesem Versuch von demjenigen bei lotrechter Pfahlbelastung stark abweicht.

Dieser Beitrag zeigt die Entwicklung einer Methode zur Abschätzung des Tragverhaltens von Rammpfählen unter quasi-statischer lotrechter Belastung, die auf einem neuartigen Sondierverfahren – der Vibrosondierung – basiert. Nach einer Einführung in das Verfahren werden typische Ergebnisse von Vibrosondierungen – insbesondere zwei für die Spitzenkraft relevante Mechanismen – dargestellt und erläutert. Das Tragverhalten von Vibrations- und Schlagrammpfählen wird experimentell anhand von Modellversuchen in einem großen Kalibrierungsbehälter untersucht. Um die Anwendbarkeit von Vibrosondierungen zur Abschätzung des Tragverhaltens eines Modellpfahls zu überprüfen, werden die Ergebnisse von Vibrosondierungen und Pfahlprobelastungen gegenübergestellt. Um diese Ergebnisse auf den Prototypmaßstab übertragen zu können, müssen Maßstabeffekte berücksichtigt werden. Auf diese Effekte wird kurz eingegangen.

2 DAS VIBROSONDIERVERFAHREN

Die Vibrosondierung ist ein mechanisches Sondierverfahren, dem das Prinzip des Vibrationsrammens zugrunde liegt. Im Gegensatz zur Drucksondierung, bei der die Sonde mit konstanter Geschwindigkeit eingedrückt wird, dringt die Vibrosonde mittels einer harmonischen Erregerkraft und einer quasi-statischen Auflast in den Boden ein. Die Erregerkraft wird mit einem Unwuchtschwinger erzeugt, der an das Sondiergestänge angekoppelt ist. Die Auflast ergibt sich aus dem Gewicht des Systems Schwinger-Gestänge und einer schwingungs isolierten Zusatzmasse (Tilger). Das System Vibrator-Gestänge sowie die wirkenden Kräfte sind in Bild 1 schematisch dargestellt.

Die Sondierung erfolgt unter kontinuierlicher Messung von Spitzen- und Mantelreibungswiderstand, sowie von Beschleunigung der Spitze und Eindringtiefe während der Penetration. Die Auswertung dieser Meßsignale liefert für jeden Eindringzyklus charakteristische Kenngrößen des Eindringwiderstands, die sowohl von der Bodenart als auch vom Bodenzustand und den Maschinenparametern abhängen.

Vorteile des Vibrosondierverfahrens gegenüber dem herkömmlichen Drucksondierverfahren sind das wesentlich kleinere Gewicht der Sondiereinrichtung (Verhältnis etwa 1 zu 20) und die kürzere Nettosondierzeit (Die Sonde dringt etwa fünfmal schneller ein).

3 PROTOTYP EINER VIBROSONDE

In Rahmen des BMBF-Forschungsvorhabens *Sanierung und Sicherung setzungsfließgefährdeter Kippen und Kippenböschungen* wurde ein Prototyp einer Vibrosonde zur Kontrolle des Verdichtungserfolgs nichtbindiger lockergelagerter Böden konzipiert und

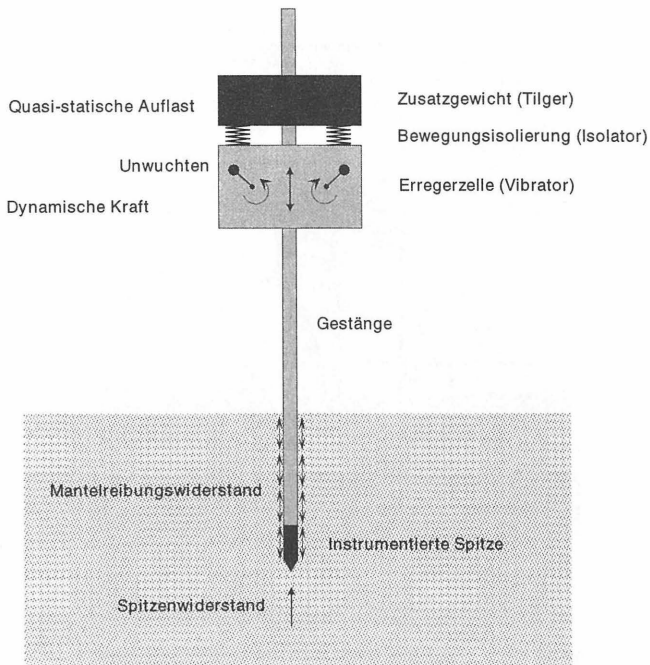


Bild 1: Schematische Darstellung des Vibrator-Gestänge-Systems bei der Vibrosondierung

gebaut. Die Vibrosonde besteht aus Unwuchtschwinger, Führungskonstruktion und Sondiergestänge mit instrumentierter Spitze (Bild 2). Der Unwuchtschwinger erzeugt eine frequenzvariable Kraftamplitude. Beispielsweise liegt die dynamische Kraftamplitude bei einer Frequenz von 50 Hz und einem statischen Moment von 0,8 kgm bei 80 kN. Die maximale Verschiebungsamplitude des freischwingenden Systems mit einer bewegten Gesamtmasse von ca. 150 kg beträgt etwa 5 mm. Die Führungskonstruktion wird benötigt, um die Sonde lotrecht einzuvibrieren. Sie besteht aus einer Plattform und zwei Führungsschienen.

Das Gestänge besteht aus Edelstahlrohren mit einem Innen- bzw. Außendurchmesser von 20 bzw. 36 mm. Die Rohre sind 3,2 m lang und haben eine Masse von 19 kg. Die Vibrosondierspitze enthält zwei voneinander unabhängige Kraftmeßelemente, um Spitzen- bzw. Mantelreibungskraft getrennt zu messen. Ein Beschleunigungsaufnehmer in der Sonde mißt die lokale Bewegung in vertikaler Richtung. Die globale Bewegungskomponente wird mit Hilfe eines Seilaufnehmers erfaßt. Der Durchmesser der

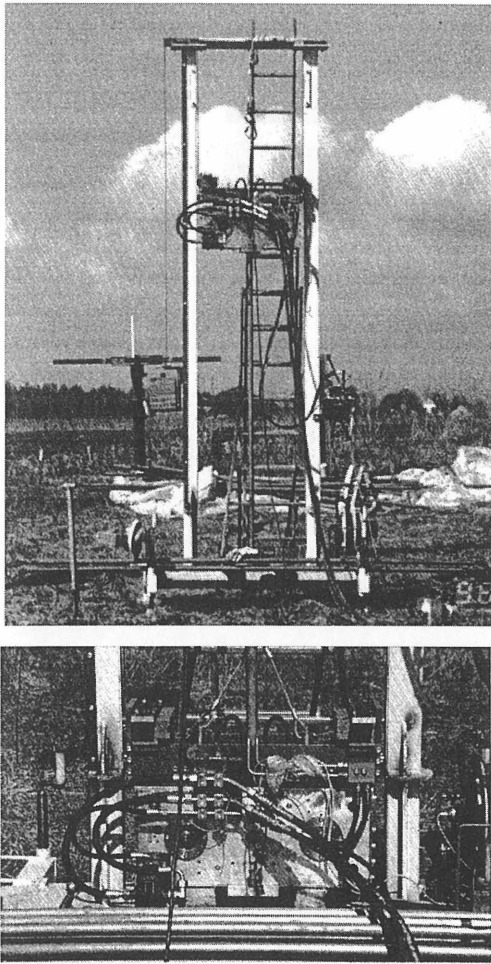


Bild 2: Vibrosondierprototyp: Führungskonstruktion und Unwuchtschwinger

Sonde beträgt 36 mm, der Kegelwinkel der Spitze 60° . Die Mantelreibungskraft wird über eine Länge von 0,133 m gemessen, wobei die Mantelfläche $1,50 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$ beträgt. Die Erfassung der elektrischen Signale erfolgt mit einer Abtastrate von 4000 Messungen/s pro Aufnehmer. Die Daten werden direkt auf der Festplatte eines PCs (133 MHz Pentium, 32 MB RAM) in binärem Format abgespeichert. Schon mit dem Vibrosondierprototyp war ein vergleichsweise schnelles Sondieren möglich. So lag beispiel-

weise bei einer maximalen Sondiertiefe von 30 m in sandigen mitteldicht gelagerten Böden die durchschnittliche Sondierzeit bei etwa 45 min.

4 EXPERIMENTE ZUR ENTWICKLUNG DES VIBROSONDIERVERFAHRENS

Bei der Entwicklung des Vibrosondierversahren wurden Ergebnisse von Feldversuchen verwendet, bei denen unter systematischer Variation von Frequenz, statischer Auflast und statischem Moment ein instrumentierter Vibrationspfahl (Stahlrohr $d=0,160$ m, $l=7,25$ m) in den Boden einvibriert wurde. Die Eindringtiefe wurde mit Hilfe eines Seilzugaufnehmers kontinuierlich gemessen. Der Meßpfahl und das Datenerfassungssystem wurden von HUBER [5] detailliert beschrieben. Der Meßpfahl ist in Bild 3 dargestellt. Der Pfahl wurde in sechs Ebenen mit Dehnungsmeßstreifen zur Kraft- und Beschleunigungsmessung instrumentiert.

Der Prototyp der Vibrosonde wurde in-situ erprobt und die Auswertungsmethode getestet. Im Labor wurde der Einfluß des Bodenzustands, charakterisiert durch Korndruck und Lagerungsdichte, auf den Eindringvorgang in einem großen Kalibrierungsbehälter untersucht.

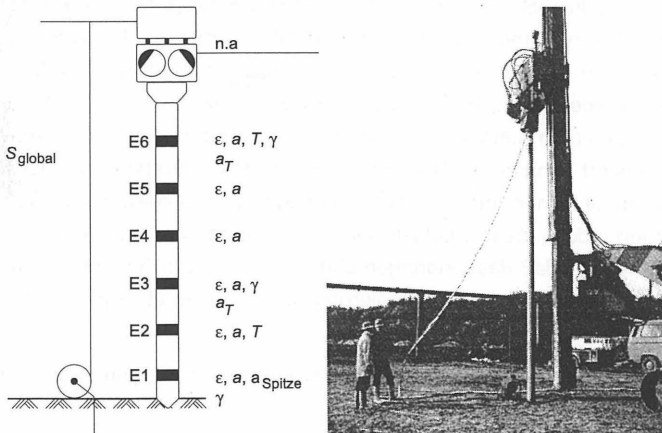


Bild 3: Feldversuche zur Untersuchung des Vibrationsrammens: Meßpfahl.

5 EINDRINGMODEN BEIM VIBRATIONSRAMMEN

Das Eindringen beim Vibrationsrammen wird entscheidend vom Verlauf der Spitzenkraft beeinflusst. Aus diesem Grund erfordert die Entwicklung eines Verfahrens zur Aus-

wertung der Vibrosondierungen das Verständnis und die realistische Modellierung der mechanischen Vorgänge an der Spitze.

Im oberen Teil von Bild 4 ist je ein Kraft–Verschiebungsverlauf dargestellt, der an der Spitze des instrumentierten Pfahls für zwei unterschiedliche Einstellungen der Maschinenparameter in Testfeld Hagenbach in einer Tiefe von 5 m gemessen wurde. Die Diagramme wurden aus Ergebnissen sehr nah beieinander liegender Versuchspunkte erstellt, so daß ein ähnlicher Lagerungszustand angenommen werden kann. An diesem Beispiel ist deutlich zu sehen, wie eine Änderung der Einstellung der Maschinenparameter eine Veränderung der Form des Spitzenkraft-/Verschiebungsverlaufs verursachen kann. Die dargestellten Bewegungstypen werden *kavitives* und *nicht kavitives* Vibrationsrammen genannt (lateinisch *cavitas*: Höhle, Hohlraum).

Betrachten wir zunächst die Diagramme in Bild 4, links. Die gemessene Kraft–Verschiebungslinie ist im mittleren Diagramm idealisiert dargestellt. Bei diesem Bewegungsmodus sind vier Phasen zu erkennen. In der ersten Phase (Phase I) befindet sich das System in der Aufwärtsbewegung. Die Spitze ist in Kontakt mit dem darunterliegenden Boden. Die Spitzenkraft nimmt rasch ab. Die Aufwärtsbewegung der Spitze setzt sich fort. Der Boden bewegt sich weiter nach oben, jedoch mit einer kleineren Geschwindigkeit als die Spitze. Somit entsteht unter der Spitze ein Hohlraum (Phase II). Dieser kann nicht vollständig mit von der Seite hereinfließendem Boden verfüllt werden, da die Zeit zwischen Kontaktverlust und Bewegungsumkehr mit maximal 50 ms zu kurz ist. Die Abwärtsbewegung beginnt daher ohne Kontakt zwischen Spitze und Boden (Phase III). Nach dem Auftreffen der Spitze auf den Boden wird der Spitzenwiderstand erneut mobilisiert (Phase IV). Bis zum Zeitpunkt des Auftreffens hat der Boden den reversiblen Anteil seiner Verformungen überwiegend zurückgewonnen. Da ein Teil der Verformungen jedoch irreversibel ist, dringt das Rammgut in jedem Zyklus weiter ein. Es ist anzumerken, daß das Eindringen ohne Erreichen des Grenzwiderstands erfolgt, wie dies üblicherweise bei der Modellierung der Spitzenkraft beim Vibrationsrammen angenommen wird.

Es können diesem Bewegungsmodus drei charakteristische Kenngrößen zugeordnet werden:

- die Neigung $K_b = C_b \cdot A_s/d_s$ der Geraden bei der Abwärtsbewegung 4-1',
- die Neigung $K_e = C_e \cdot A_s/d_s$ der Geraden bei der Aufwärtsbewegung 1-2 und
- die irreversible Verschiebung pro Zyklus Δ_u .

Der Anteil an bleibenden Verformungen β ist das Verhältnis zwischen irreversibler Bodenverschiebung und totaler Eindringung pro Zyklus

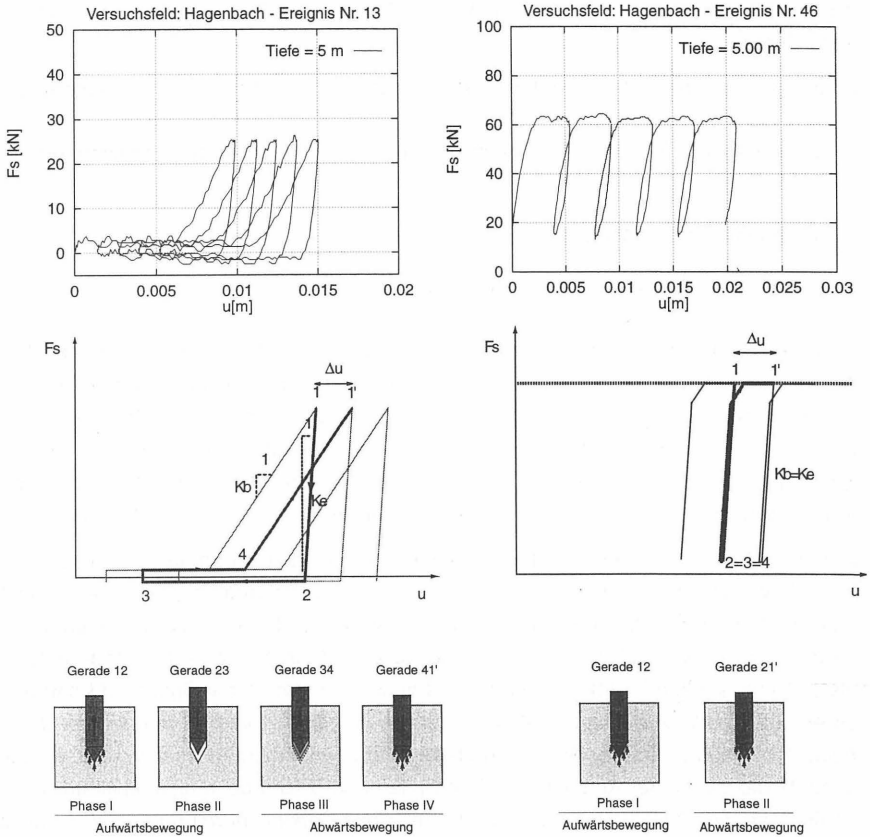


Bild 4: Kavitatives (links) und nicht kavitatives Vibrationsrammen (rechts): gemessener (oben), idealisierter (Mitte) Spitzenkraft-/Verschiebungsverlauf und die verschiedenen Bewegungsphasen (unten).

$$\beta = \frac{\Delta u}{u_4 - u_{1'}} \quad (1)$$

Betrachten wir die Diagramme in Bild 4, rechts. Die gemessene Kraft–Verschiebungslinie ist im mittleren Diagramm idealisiert dargestellt. Bei diesem Bewegungsmodus sind zwei Phasen zu erkennen. Während der Aufwärtsbewegung findet kein Kontaktverlust zwischen Spitze und darunterliegendem Boden statt (Phase I). Der Spitzenwiderstand wird daher sofort nach der Bewegungsumkehr mobilisiert (Phase II). Während der Abwärtsbewegung erreicht der Boden unter der Spitze einen Grenzwiderstand.

Das Eindringen der Sonde erfolgt von diesem Zeitpunkt an bis zur Bewegungsumkehr ohne Zunahme der Spitzenkraft.

Dieser Bewegungsmodus wird durch drei charakteristische Kenngrößen beschrieben:

- die Neigung $K_b \approx K_e$ der Geraden bei der Abwärts- und Aufwärtsbewegung 1-2 und 2-3,
- die maximale Widerstandskraft $F_{s,max}$ und
- die irreversible Verschiebung pro Zyklus Δ_u .

In Bild 5 werden Ergebnisse von zwei Modellversuchen im Kalibrierungsbehälter dargestellt. In beiden Versuchen wurde dieselbe Einstellung der Maschinenparameter verwendet, aber es herrschten unterschiedliche Anfangszustände ($I_D=0,27$ bzw. $0,51$; $p_0=0,1$ bzw. $0,2$ MPa) verwendet. Diese Ergebnisse zeigen, daß nicht nur die Einstellung der Maschinenparameter über das Auftreten von schnellem oder langsamem Vibrationsrammen entscheidet, sondern auch der Anfangszustand des Bodens.

Das Auftreten von kavitativem oder nicht kavitativem Vibrationsrammen ist auf den Einfluß der Verformungsvorgeschichte auf das mechanische Verhalten granularer Stoffen zurückzuführen (CUDMANI ET AL. [2] und CUDMANI [3]). Beim kavitativen Vibrationsrammen findet eine vollständige Entlastung des Bodens in vertikaler Richtung statt, die zu einer starken Streckung des Bodenbereichs unterhalb der Spitze und dadurch zu einem Verlust des Materialgedächtnis führt. Der Boden verhält sich während der Abwärtsbewegung so, als ob er zum ersten Mal beansprucht gewesen wäre. In Gegensatz dazu geht der Kontakt zwischen Spitze und Boden beim nicht kavitativen Vibrationsrammen nicht verloren und die auftretenden Bodenverformungen reichen nicht aus, um das Materialgedächtnis aufzulösen.

6 AUSWERTUNG DER VIBROSONDIERUNG

Die Auswertung der Meßsignale erfolgt für Tiefenintervalle von $0,10$ m. In jeder Auswertungstiefe werden die Erregungsfrequenz f und die globale Eindringgeschwindigkeit der Sonde v_{glob} berechnet. Der Sondierwiderstand wird durch die Zyklenzahl N_{z10}^* gegeben, die aus der Beziehung zwischen der Referenzeindringung $\Delta_r = 0,10$ m und der gemessenen Eindringung pro Zyklus $\Delta_{u,z} = v_{glob}/f$ resultiert. Sie stellt die Anzahl der Bewegungszyklen dar, die benötigt werden, um die Sonde $0,10$ m eindringen zu lassen:

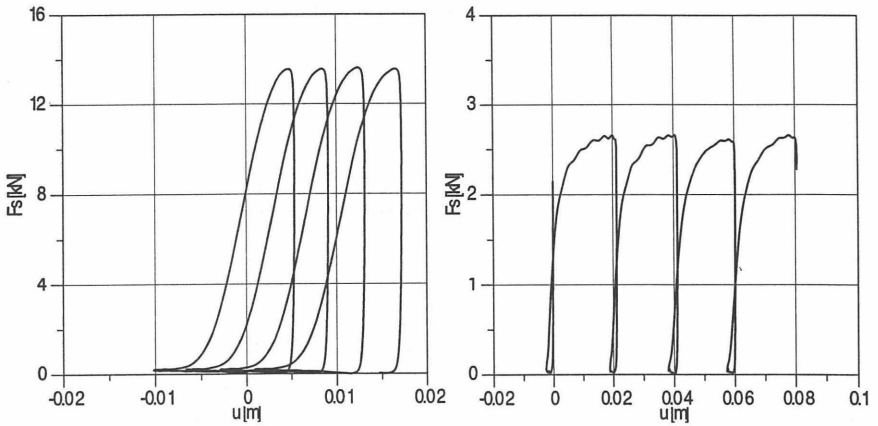


Bild 5: Modellversuche im Kalibrierungsbehälter: Auftreten von kavitativem (links) und nicht kavitativem (rechts) Vibrationsrammen bei Änderung des Anfangszustands.

$$N_{z10}^* = \frac{\Delta_r}{\Delta_u} = \frac{0,10 \cdot f}{v_{glob}} \quad (2)$$

Im quasistationären Zustand wird dem System Vibrator-Gestänge-Boden pro Zyklus durch den Antrieb Energie zugeführt. Ein Teil der Energie wird benötigt, um den Boden an der Spitze und am Mantel plastisch zu deformieren. Dieser Anteil ist für die Fortsetzung der Penetration erforderlich. Energie wird am Kontakt zwischen Boden und Gestänge infolge Reibung dissipiert sowie im Boden als kinetische Energie in Form von Wellen abgestrahlt. Ein Teil der Energie wird auch im System Vibrator-Gestänge-Führung durch Dämpfung dissipiert. Da der Beträge der verschiedenen Energieanteile von den Maschinenparametern, vom Bodenzustand, von Randbedingungen und sogar wechselseitig voneinander abhängen, ist diese Unterteilung nur qualitativ zu betrachten. Da eine Änderung der an der Spitze eingeleiteten Energie, die z.B. durch Änderung der Einstellung der Maschinenparameter oder bei Verlängerung des Gestänges auftritt, die Eindringgeschwindigkeit beeinflusst, ist die Definition des Eindringwiderstands nach Gleichung (2) nicht eindeutig. Daher ist es notwendig, eine energiebezogene Größe zu definieren, die nur von den Bodeneigenschaften und dem Bodenzustand abhängt.

Die Beziehung zwischen der zugeführten Energie und dem Eindringwiderstand wurde in Zusammenhang mit der Auswertung von Rammsondierungen experimentell untersucht (PALACIOS und SCHMERTMANN [9], KRÄMER [6], ROBERTSON ET AL. [8]). Es zeigte sich, daß bei gegebener Bodenart und gegebenem Bodenzustand die Schlag-

zahl N^* ($N^* \sim 1/\Delta_u$) umgekehrt proportional zu der an der Spitze abgegebenen Energie ist, d.h.

$$N^* W_{Schlag} = const. \quad (3)$$

Dabei ergibt sich W_{Schlag} in diesem Fall aus der Schlagenergie $E = Gh$ (G : Gewicht der Fallmasse, h : Fallhöhe) bei Kenntnis des Aufprallwirkungsgrads η zu

$$W_{Schlag} = \eta Gh. \quad (4)$$

Für die Auswertung von Rammsondierungen hat Gleichung (3) eine entscheidende Bedeutung, denn sie ermöglicht es, die bei verschiedenen Schlagenergien gemessenen Schlagzahlen miteinander zu vergleichen.

$$N = N^* \frac{W_{Schlag}}{E_r}. \quad (5)$$

Darin ist E_r eine Referenzenergie, z.B. W_{Schlag} oder eine Fraktion davon, und N die dazu gehörige Schlagzahl.

In Bezug auf die beim Vibrationsrammen beobachteten Bewegungsmoden entspricht Gleichung (5) dem nicht kavitativen Eindringmodus, wie dies durch Bild 6 verdeutlicht wird. Eine Änderung der an der Spitze eingeleiteten Energie ΔW_{Schlag} führt zu einer proportionalen Änderung des Eindringens pro Schlag Δ_u ($\Delta_u \sim 1/N$).

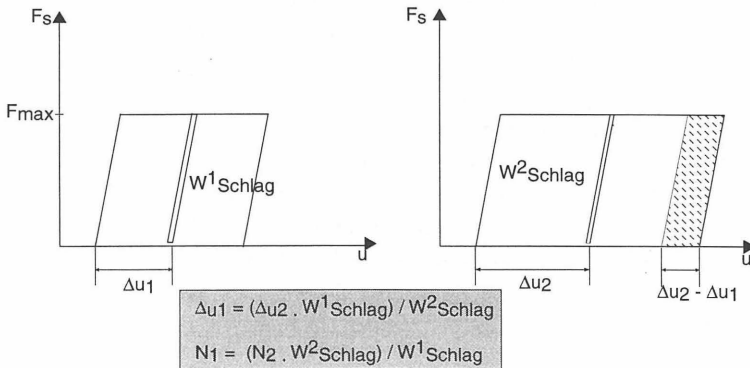


Bild 6: Erwarteter Eindringmodus bei Schlagsondierungen

In ähnlicher Weise ist es unter Anwendung der von DIERSEN [4] zur Beschreibung des Spitzenkraft-Verschiebungsverlaufs vorgeschlagenen Kennlinie möglich, eine Beziehung zwischen der an der Spitze pro Zyklus eingeleiteten Energie W_z und Schlagzahl N_{z10}^* für das kavitativ Vibrationsrammen herzuleiten. Geht man davon aus, daß die Kennwerte β_p , k_b und k_e für gegebene Bodeneigenschaften ausschließlich vom Bodenzustand abhängen. Die Gültigkeit dieser Annahme wurde von CUDMANI [3] experimentell und numerisch überprüft. Daraus ergibt sich folgende Beziehung zwischen W_z und N_{z10}^*

$$(N_{z10}^*)^2 \beta_p W_z = \text{const.} \quad (6)$$

Der Betrag $\beta_p W_z$ entspricht der in Bild 7 gekennzeichneten Fläche. Die energiebereinigte Zyklenzahl N_{z10} ergibt sich aus den experimentellen Größen N_{z10}^* , β_p und W_z und einer Referenzenergie E_r unter Anwendung von Gleichung (6) zu

$$N_{z10} = N_{z10}^* \cdot \sqrt{\frac{\beta_p W_z}{E_r}} \quad (7)$$

Als Referenzenergie wird die maximale kinetische Energie des freischwingenden Vibrators für eine Arbeitsfrequenz $f = 25$ Hz, eine schwingende Masse $m = 100$ kg und ein statisches Moment $M_{sta} = 0,81$ kgm zu Grunde gelegt. Sie beträgt $E_r = 53,95$ Nm ≈ 54 Nm.

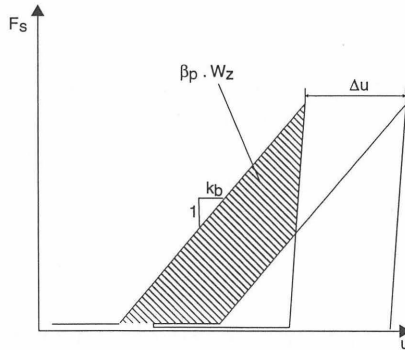


Bild 7: Graphische Interpretation des Betrags $\beta_p W_z$

Um W_z zu bestimmen, werden in regelmäßigen Tiefenstufen vier aufeinanderfolgende Eindringzyklen ausgewertet. Die absolute Geschwindigkeit $v(t)$ der Spitze ergibt sich aus der Summe der lokalen Geschwindigkeit, die aus der Integration des Beschleunigungssignals $a(t)$ berechnet wird, und der globalen Eindringgeschwindigkeit v_{glob} der

Sonde. Die Verschiebung $u(t)$ der Sonde wird durch die Integration der berechneten Geschwindigkeit bestimmt. Die Momentanleistung $L(t)$ an der Spitze ergibt sich aus dem Produkt der gemessenen Spitzenkraft $F_s(t)$ und der berechneten Geschwindigkeit $v(t)$. Die mechanische Arbeit W_z , die die Spitzenkraft in einem Bewegungszyklus verrichtet, resultiert aus der Integration der Momentanleistung $L(t)$ von t_a bis $t_a + T$ mit $T = 1/f$

$$W_z = \int_{t_a}^{t_a+T} L(t)dt = \int_{t_a}^{t_a+T} F_s(t)v(t)dt. \quad (8)$$

Die Gültigkeit von Gleichung (6) setzt voraus, daß ein Eindringen der Sonde stattfindet. Beim Steckenbleiben ist Gleichung (6) nicht definiert, da N_{z10}^* gegen unendlich und das Produkt $\beta_p W_z$ gegen Null tendiert. Die Gültigkeitsbereich von Gleichung (6) liegt für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche bei Eindringgeschwindigkeiten $> 0,005$ m/s.

Gleichung (6) gilt ausschließlich für kavitatives Vibrationsrammen. Die Auswertung einer Vibrosondierung, bei der das nicht kavitative Vibrationsrammen auftritt, erfolgt nach Gleichung (5). Allerdings sind Vibrosondierwiderstände, die auf der Basis unterschiedlicher Bewegungsmoden bestimmt wurden, nicht direkt miteinander vergleichbar. Daher sollte man beim Sondieren anstreben, durch eine geeignete Einstellung der Maschinenparameter das Auftreten eines einzigen Bewegungsmoden sicherzustellen. Da das nicht kavitative Eindringen üblicherweise eine größere statische Auflast erfordert, gelingt das Erzeugen von kavitivem Vibrationsrammen mit dem vorgestellten Vibrosondierprototyp am einfachsten.

Die gute Korrelierbarkeit des Eindringwiderstands bei Vibro- und Drucksondierungen kann anhand von Bild 8 und Bild 9 beurteilt werden. Die Sondierergebnisse in Bild 8 wurden in Rahmen von Felduntersuchungen auf Testfeld Kleinkoschen gewonnen. Die Sondierergebnisse in Bild 9 basieren auf Laborversuchen im großen Kalibrierungsbehälter (s. CUDMANI [3]).

7 EXPERIMENTELLE MODELLIERUNG VON SCHLAGGRAMM- UND VIBRATIONSPFÄHLEN

Um das Tragverhalten von Schlaggramm- und Vibrationspfählen experimentell zu untersuchen, wurden zwei Probelastungen an einem Modellpfahl in einem großen Kalibrierungsbehälter durchgeführt.

7.1 Versuchseinrichtung

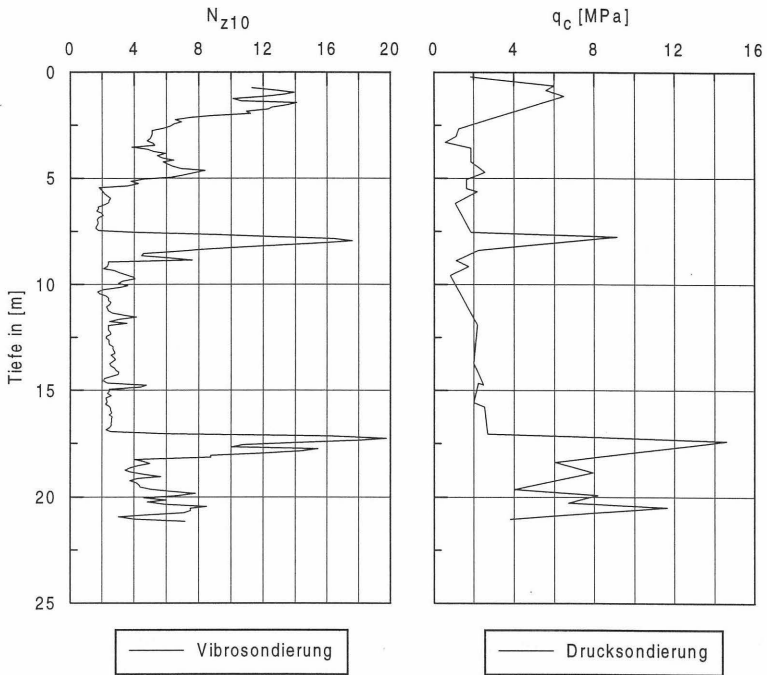


Bild 8: Vibro- und Drucksondierwiderstandsprofile in Testfeld Kleinkoschen

Als Modellpfahl wurde das Vibrosondiergestänge ($D=36$ mm, $L=3,20$ m) mit der instrumentierten Spitze verwendet. Beim Kalibrierungsbehälter handelt es sich um eine zylindrische Stahlkonstruktion mit einem Innendurchmesser von $D=0,940$ m und einer Höhe von 1,50 m. Der Einbau des Sandes im Behälter erfolgt unter Anwendung der Einrieseltechnik (RAD und TUMAY [7], BRANDON und CLOUGH [1]). Mit dieser Einbaumethode gelingt es, eine über die Tiefe konstante, reproduzierbare Einbaudichte zu erzeugen (s. CUDMANI [3]). Radial- und Vertikaldruck kann auf die Probe durch drei Luftkissen aufgebracht werden, die sich am Behälterboden, an der Behälterdecke sowie an der Behälterwand befinden. Somit kann der Einfluß der Tiefe realistisch simuliert werden. Der Kalibrierungsbehälter und die Einrieselanlage sind in Bild 10 bzw. 11 dargestellt.

Als Probenmaterial wurde Karlsruhe-Sand verwendet, ein enggestufter Mittelsand mit abgerundeten Körnern. Der Sand besteht mineralogisch aus 82% Quarz, 15% Feldspat und 3% Kalzit. Die wichtigsten granulometrischen Kenngrößen sind in Tab. 1 aufgelistet.

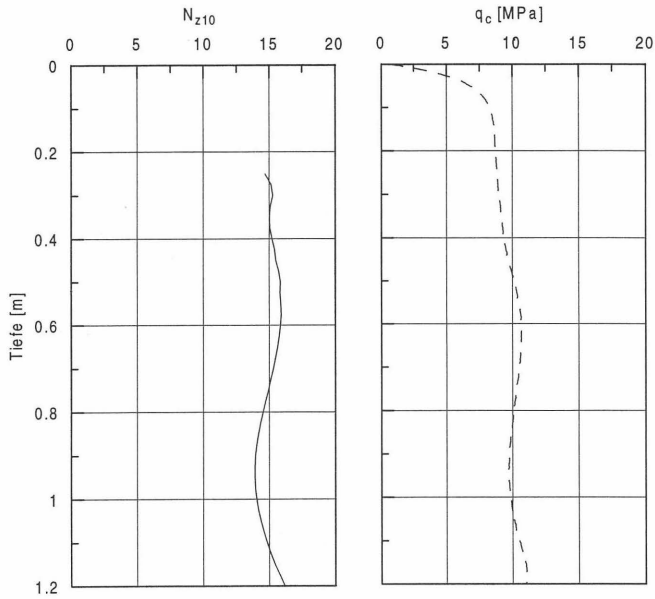


Bild 9: Vibro- und Drucksondierwiderstandsprofile im Kalibrierungsböhrer für eine bezogene Lagerungsdichte $I_D=0,50$ und einen mittleren Korndruck $p_0=100$ kPa

Korndichte ρ_s	2,65 g/cm ³
D_{10}	0,24 mm
D_{30}	0,34 mm
D_{60}	0,44 mm
Ungleichförmigkeitszahl U	1,85
Krümmungszahl C_u	1,06
min e	0,53
max e	0,84
Schüttkegelneigung	30°

Tabelle 1: Eigenschaften des verwendeten Sandes

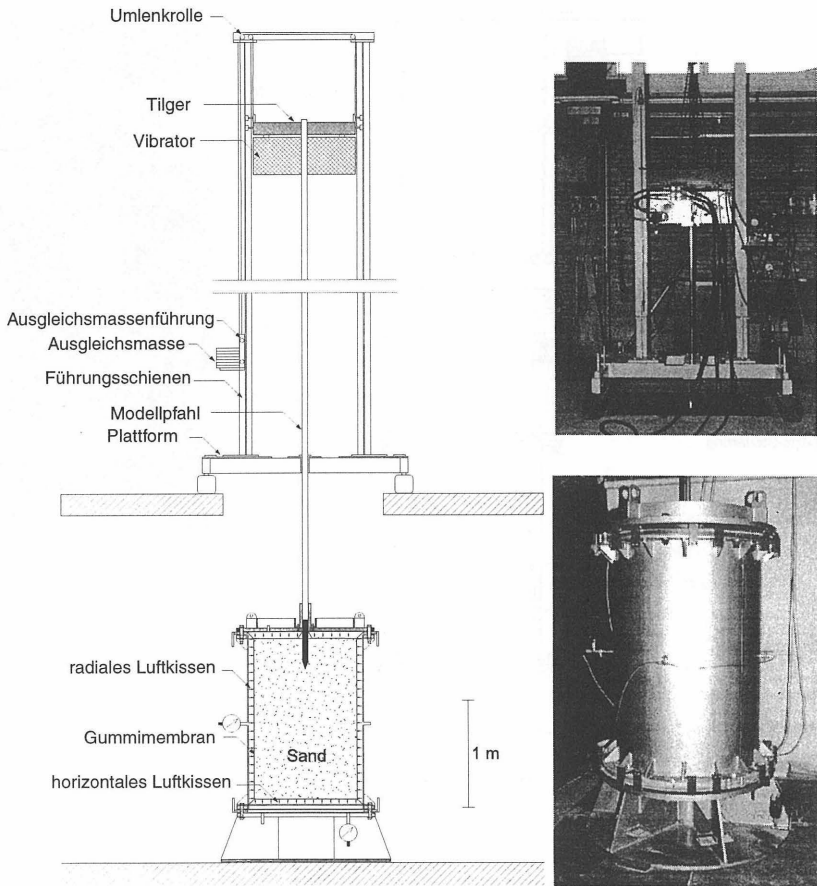


Bild 10: Anordnung der Versuchsgeräte bei der Installation des Vibrationspfahls

Der Vibrationspfahl wurde mit dem Unwuchtsschwinger der Vibrosonde einvibriert; der Schlagrammpfahl mit einem üblichen Preßlufthammer eingerammt.

Für die Pfahlprobelastungen wurde eine hydraulische Presse verwendet, die sowohl das Drücken als auch das Ziehen des Pfahles ermöglichte. Die vertikale Verschiebungen wurden am Pfahl in einer Höhe von 2 m oberhalb der Pfahlspitze mit einem induktiven Wegaufnehmer (Meßgenauigkeit 0.1 mm) erfaßt. Die Bodenreaktion wurde an der Spitze und am Pfahlkopf gemessen. In Bild 12 ist die Versuchseinrichtung für die Probelastung dargestellt.

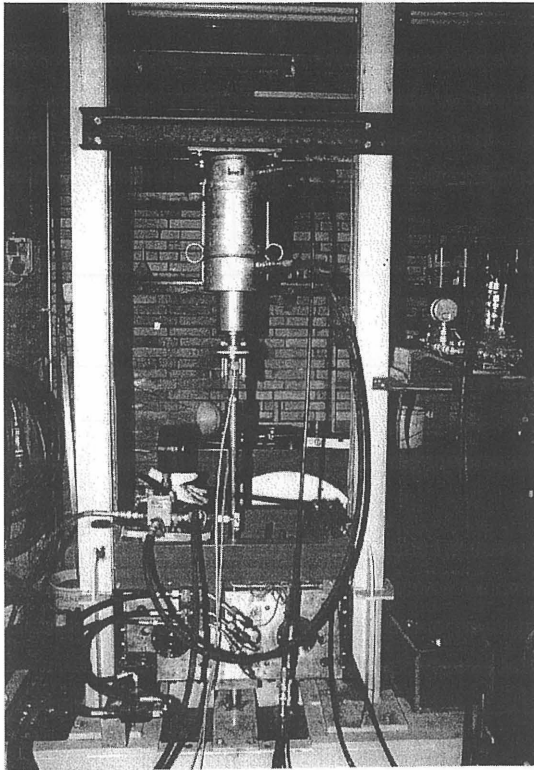


Bild 12: Versuchseinrichtung für die Probebelastung

pro Laststufe betrug 2 min. Während der Probebelastung wurden die Meßgrößen mit einer Rate von 10 Messungen/s pro Aufnehmer erfaßt.

Beide Pfahlprobebelastungen bestehen aus insgesamt 11 Lastsetzungsschleifen. Bei den ersten fünf Schleifen sowie bei der letzten Schleife wurde der Pfahlkopf vollständig entlastet. Bei der 6. bis 10. Schleife wurde der Pfahl am Ende der Entlastungsphase zusätzlich 10 mm herausgezogen, um zusätzlich eine vollständige Entlastung des Bodens unter der Spitze zu erreichen.

Die Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen sind in Bild 13 und 14 zusammengefaßt. Die Diagramme stellen die am Pfahlkopf und an der Pfahlspitze gemessene Kräfte sowie den aus der Differenz beider Kräfte ermittelten Mantelreibungswiderstand über die Pfahlverschiebungen dar.

Es kann festgestellt werden, daß das Lastsetzungsverhalten sowohl von der Art des

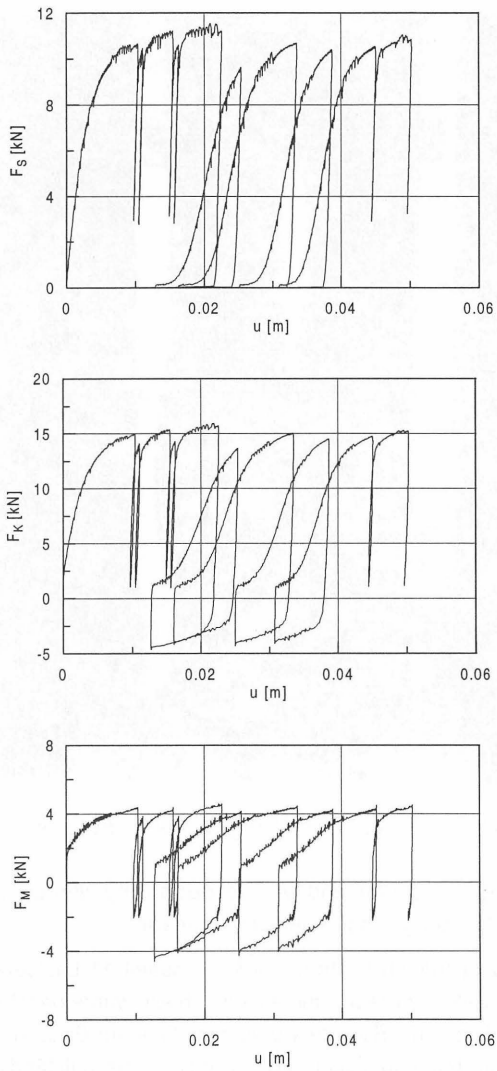


Bild 13: Ergebnisse der Probebelastung am Vibrationsrammpfahl: Spitzenkraft (oben), Kraft am Pfahlkopf (Mitte) und Mantelreibungskraft (unten) vs. Pfahlverschiebungen

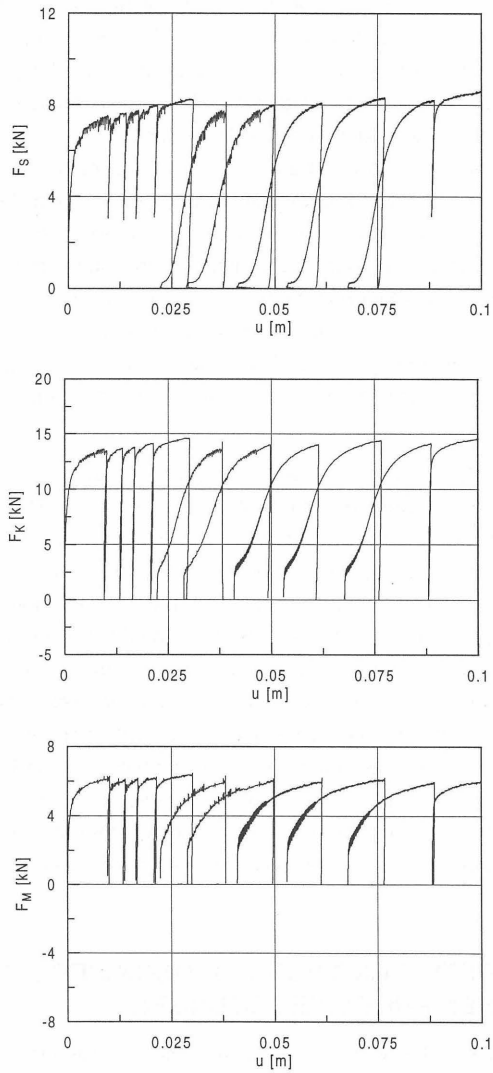


Bild 14: Ergebnisse der Probelastung am Schlagrammpfahl: Spitzenkraft (oben), Kraft am Pfahlkopf (Mitte) und Mantelreibungskraft (unten) vs. Pfahlverschiebungen

Einbringens als auch von der Beanspruchungsgeschichte des Pfahles stark abhängt. Im ersten Zyklus wird der Bodenwiderstand beim Schlagrammpfahl schneller mobilisiert als beim Vibrationspfahl (Bild 15). Die vertikalen Verschiebungen reichen weder beim Vibrations- noch beim Schlagrammpfahl zur vollständigen Mobilisierung der Pfahltragfähigkeit aus. Deswegen wird für Vergleichszwecke angenommen, daß die Grenzlaster schon bei einer Verschiebung von 10 mm erreicht wird. Der Einfluß des Installationsverfahrens auf die Tragfähigkeit ist nach dieser Definition gering. Der Vibrationspfahl trägt etwa 6% mehr als der Schlagrammpfahl, wobei der Unterschied mit zunehmender Anzahl von Belastungsschleifen allmählich verschwindet. Im Gegensatz dazu spielt die Art des Einbringens bei der Mobilisierung des Widerstands an der Spitze- und am Mantel eine wesentliche Rolle. Im Grenzzustand ist die Spitzenkraft beim Vibrationspfahl die maßgebende Größe, da sie um Faktor 3 größer als die Mantelreibungskraft ist. In Gegensatz dazu trägt der Schlagrammpfahl an der Spitze nur knapp 20% mehr als am Mantel.

Bei der Wiederbelastung zeigen die Lastsetzungskurven dieselbe Steigung unabhängig vom Installationsvorgang, wenn die Pfahlspitze vorher nicht vollständig entlastet wurde. Das Herausziehen des Pfahles führt dagegen zu einer drastischen Reduktion der Anfangssteigung der Lastsetzungskurve, die beim Schlagrammpfahl stärker ist als beim Vibrationspfahl. Die Grenzwerte von Spitzen- und Mantelreibungskraft dagegen werden von der Beanspruchungsgeschichte kaum beeinflusst. Die Veränderung des Tragverhaltens an der Spitze wird durch die vollständige Entlastung des Bodens beim Herausziehen des Pfahles hervorgerufen. Aus bodenmechanischer Sicht läßt sich diese Veränderung analog zu kavitativem und nicht kavitativem Vibrationsrammen erklären. Eine interessante Konsequenz dieser Ergebnisse ist, daß ein Pfahl, der mittels Schlagrammung installiert wird, zunächst ein „besseres“ Tragverhalten gegenüber einem durch Vibration installierten Pfahl besitzt. Infolge einer alternierenden Beanspruchung mit vollständiger Entlastung der Spitze wird er jedoch „weicher“ als ein einvibrierter Pfahl.

8 GEGENÜBERSTELLUNG VON VIBROSONDIERERGEREBNISSEN UND STATISCHEN PROBEBELASTUNGEN

Um die Anwendbarkeit des Vibrosondierversfahrens zur Prognose des Tragverhaltens von Rammpfählen zu überprüfen, werden die Ergebnisse von Vibrosondierungen und Pfahlprobebelastungen gegenübergestellt. Beim Vergleich werden ausschließlich die Kraftverschiebungsverläufe an der Spitze berücksichtigt.

Betrachten wir zuerst das Tragverhalten des Schlagrammpfahls. Da eine vollständige Entlastung des Bodens unter der Spitze während der Installation so gut wie ausgeschlossen ist, kann man annehmen, daß die Aktivierung des Spitzenwiderstands bei

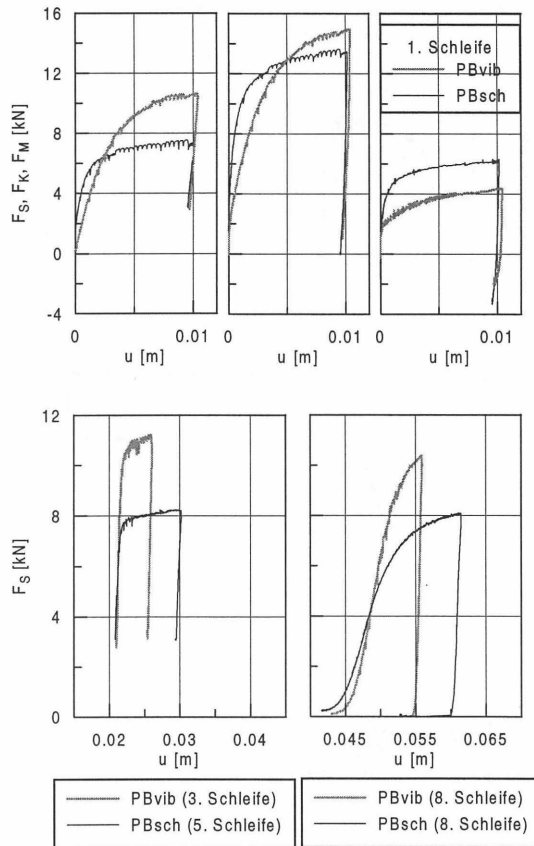


Bild 15: Einfluß der Art des Einbringens und der Belastungsgeschichte auf das Tragverhalten. Oben von links nach rechts: Spitzenkraft, Kraft am Pfahlkopf und Mantelreibungskraft vs. Pfahlverschiebungen. Unten: Spitzenkraft vs. Pfahlverschiebung

der ersten Belastung ähnlich wie bei nicht kavitätem Vibrationsrammen erfolgt. Die Gültigkeit dieser Annahme kann mit Hilfe von Bild 16 überprüft werden. Die vier dargestellten Kraftverschiebungsschleifen wurden bei der Vibrosondierung **Vnkav** im Bereich der halben Behälterhöhe gemessen. Für Verschiebungen kleiner als $u=1$ mm ($u/D \approx 0,03$) kann das Tragverhalten des Modellpfahls mit Hilfe der Vibrosondierungsergebnisse realistisch abgeschätzt werden. In Gegensatz dazu wird die Pfahlabsenkung für größere Verschiebungen sehr stark unterschätzt, da die Tragfähigkeit um bis zu 20% von der Vibrosondierung überschätzt wird.

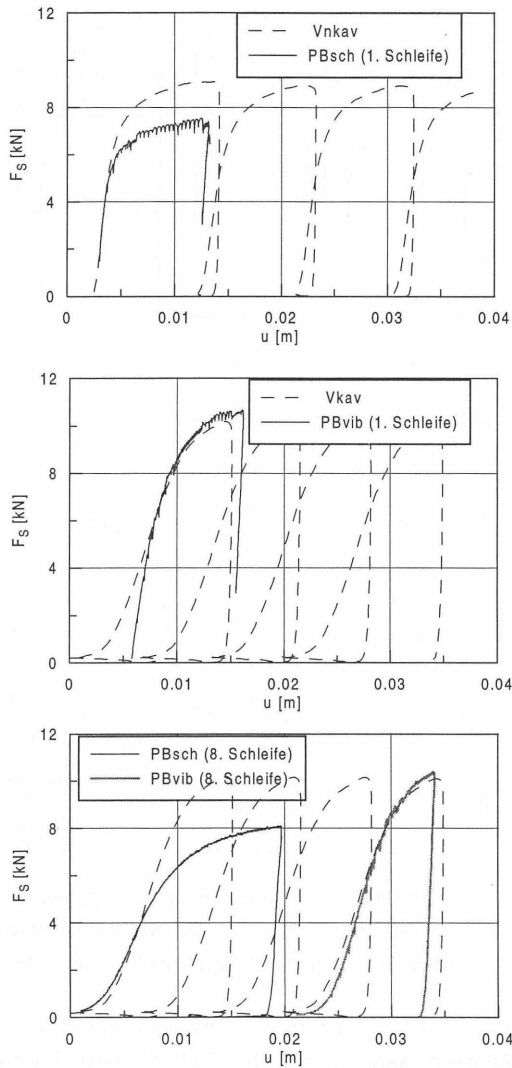


Bild 16: Gegenüberstellung der Vibrosondierergebnisse und der Pfahlprobebelastung für die erste Belastungsschleife und verschiedene Wiederbelastungsschleifen

Betrachten wir das Tragverhalten des Vibrationspfahls. Da beim Einvibrieren des Pfahls ausschließlich kavitatives Vibrationsrammen auftrat, sollte die Aktivierung des Spitzenwiderstands bei der Erstbelastung eher dem Verlauf des Spitzenwiderstands bei kavitativem Vibrationsrammen entsprechen. Der Vergleich zwischen Pfahlprobekbelastung und Vibrosondierergebnissen ist im Bild 16 dargestellt. Es wurden hier vier Kraftverschiebungsschleifen im Bereich der halben Behälterhöhe aus der Vibrosondierung **Vkav** betrachtet. Die Abschätzung des Tragverhaltens ist in diesem Fall besser.

Bild 16 zeigt, daß die Prognose bei alternierender Beanspruchung mit vollständig entlasteter Spitze, ebenfalls zu einer Unterschätzung der Einsenkung des Schlagrammpfahls führt. Das Tragverhalten des Vibrationsrammpfahls kann dagegen ziemlich genau vorhergesagt werden.

9 ABSCHÄTZUNG DES TRAGVERHALTENS VON RAMMPFÄHLEN

Um die vorgestellte Methode zur Abschätzung des Tragverhaltens von Rammpfählen anzuwenden, müssen Maßstabeffekte berücksichtigt werden. Unter der Annahme, daß eine Proportionalität zwischen den Verformungsfeldern zweier Stäbe mit jeweils unterschiedlichem Durchmesser vorliegt, und weiter die Proportionalitätskonstante dem Verhältnis der Durchmesser entspricht, kann der Maßstabeffekt berücksichtigt werden. Diese Annahme besagt, daß die vertikale Verschiebungen in einer zum Durchmesser proportionalen Entfernung von der jeweiligen Spitze, proportional zu einander sind. Die Gültigkeit setzt Homogenität von Boden und Verformungen im Bereich der Pfahlspitze voraus. Betrachtet man ein polares Koordinatensystem mit dem Ursprung im Mittelpunkt der Spitze und bezeichnet den Pfahldurchmesser mit d_i und die Bodenverschiebungen mit u_i , ergibt sich für die Verschiebung im Punkt $r = kd_i$, φ die Beziehung

$$\frac{u_1(kd_1, \varphi)}{d_1} = \frac{u_2(kd_2, \varphi)}{d_2}. \quad (9)$$

Daraus folgt für das Dehnungsfeld

$$\epsilon_1(kd_1, \varphi) = \epsilon(kd_2, \varphi), \quad (10)$$

und entsprechend für das Spannungsfeld

$$\sigma_1(kd_1, \varphi) = \sigma(kd_2, \varphi). \quad (11)$$

Mit Hilfe von Gleichung (9) und (11) kann der mit der Vibrosonde ermittelte Kraftverschiebungsverlauf auf einen Pfahl mit größerem Durchmesser übertragen werden. Für nicht kreisförmige Querschnitte kann ein äquivalenter Radius R_e eingeführt werden

$$R_e = \sqrt{A_p/\pi}. \quad (12)$$

A_p bezeichnet die Fläche des kleinsten Kreises, der den Querschnitt vollständig enthält. Zusätzliche Formeffekte sollten keine wesentliche Rolle spielen und können für praktische Zwecke vernachlässigt werden.

10 ZUSAMMENFASSUNG

Ein neuartiges Sondierverfahren, das auf dem Prinzip des Vibrationsrammens basiert, wurde entwickelt und erprobt. Analog zur Drucksonde kann die Vibrosonde zur in-situ-Erkundung nichtbindiger Böden eingesetzt werden. Sie ist aber bei vergleichbarer Sondierqualität wirtschaftlicher und liefert neben dem üblichen Sondierprofil, beispielsweise durch Schlag- oder Drucksondierung erhalten, „kleinmaßstäbliche“ Probelbelastungen über die ganze Sondiertiefe.

Die Modellversuche zeigen, daß das Tragverhalten von Rammpfählen nicht nur von der Art des Eindringens, sondern auch von der Beanspruchungsgeschichte abhängt. Insbesondere wenn infolge alternierender Beanspruchung der Kontakt zwischen Spitze und Boden zeitweilig verloren geht, ist ein wesentlich „weicheres“ Verhalten des Pfahls zu erwarten.

Es konnte ebenfalls gezeigt werden, daß sich das Tragverhalten des Vibrationspfahls unter monotoner und alternierender Beanspruchung anhand von Vibrosondierungen gut abschätzen läßt. Im Fall des Schlagrammpfahls konnte das Tragverhalten für Pfahlverschiebungen kleiner als $w/D=0,03$ realistisch wiedergegeben werden. Für größere Pfahlverschiebungen wurde jedoch die Spitzenkraft überschätzt.

Danksagung

Die Autoren möchten Herr A. Netz für die Unterstützung bei der Durchführung der Pfahlprobelbelastungen herzlich danken.

Literatur

- [1] T.L.Brandon and G.W.Clough. Methods of sample fabrication in the Virginia Tech Calibration Chamber. In: *Calibration Chamber Testing*, A.-B.Huang (ed.), Elsevier, 1991
- [2] R.Cudmani, G.Huber und G.Gudehus. Zyklische und dynamische Penetration. In: *Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse*, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Th.Triantafyllidis (ed.), 2000

- [3] R. Cudmani. Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe*, Heft 152, 2001.
- [4] G.Dierssen. Ein bodenmechanisches Modell zur Beschreibung des Vibrationsrammens in körnigen Böden. *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe*, Heft 133, 1994
- [5] G.Huber. Vibrationsrammen: Großmaßstäbliche Versuche. *Workshop Vibrationsrammen*, Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau am Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1997
- [6] H.-J.Krämer. Geräteseitige Einflußparameter bei Ramm- und Drucksondierungen – und ihre Auswirkungen auf den Eindringwiderstand. *Veröffentlichungen des Instituts für Maschinenwesen im Baubetrieb der Universität Karlsruhe*, Heft 26, 1981
- [7] N.S.Rad and M.T.Tumay. Factors affecting sand specimen preparation by raining. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, **1**, 1987
- [8] P.K.Robertson, R.G.Campanella and A.Wightman. SPT-CPT correlations. *J. Geotechn. Engineering, Div. Am. Soc. Civ. Engin.*, **109**:1449-1459, 1983
- [9] J.H.Schmertmann and A.Palacios. Energy dynamics of SPT. *J. Geotechn. Engineering, Div. Am. Soc. Civ. Engin.*, **105**:909-926, 1979

ZUR VERTEILUNG VON SPITZENDRUCK, MANTELREIBUNG UND RADIALSPANNUNG BEI INSTALLATION VON RAMMPFÄHLEN IN SANDEN

Dr. U. Klotz, M.Sc. ¹⁾, Dr. M.R. Coop ²⁾, Prof. Dr. R.N. Taylor ³⁾

¹⁾ Ed. Züblin AG, Stuttgart, ²⁾ Imperial College of Science and Technology, London

³⁾ Geotechnical Engineering Research Centre, City University, London

Zusammenfassung: *Die rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit von Rammpfählen in Sanden ist nach wie vor mit großen Schwierigkeiten verbunden und deshalb nach DIN V 1054-100, wie schon in zuvor in DIN 4026, nicht gestattet. Statt dessen verlangt die Norm bei Pfählen, die von einer gewissen Standardgeometrie abweichen, die Durchführung von Pfahlprobelbelastungen. Diese Vorgehensweise ist jedoch bei Pfahlabmessungen, wie sie z.B. im Off-Shore Bereich oder für Brückengründungen erforderlich sind, nicht befriedigend. Zur Untersuchung dieses Problems wurde am bodenmechanischen Institut der City University in den vergangenen drei Jahren ein umfangreiches Forschungsvorhaben durchgeführt. Dabei wurde ein voll instrumentierter Modellpfahl, der die kontinuierliche Erfassung von Radialspannung, Mantelreibung und Spitzendruck während des Einbringens des Pfahles ermöglichte, in einer Zentrifuge in den Boden eingebracht. Im folgenden Beitrag werden die gewonnen Versuchsergebnisse vorgestellt und mit den Angaben der derzeitigen Pfahlnormen verglichen. Basierend auf den Ergebnissen wurde ein neues Berechnungsverfahren entwickelt, das den Einfluss von in situ Porenzahl und Spannungszustand auf das Tragverhalten der Pfähle berücksichtigt. Hierauf wird abschließend kurz eingegangen.*

1 EINFÜHRUNG

Die derzeit gebräuchlichen semi-empirischen Verfahren zur Bestimmung des Pfahlfußwiderstandes basieren entweder auf der Grundbruchtheorie [1] oder der Theorie der sphärischen Hohlraumaufweitung [21]. Der Mantelreibungswiderstand wird mittels der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung berechnet. Die erforderlichen Modellparameter stellen Erfahrungswerte dar, die in der Regel aus der Rückrechnung von Feldversuchen in Quarzsanden [19, 27] gewonnen wurden. Man erhält die Tragfähigkeit R_u eines Pfahles mit der Einbindelänge z aus der Addition von Spitzenwiderstand R_b und Mantelreibung R_s mittels der Beziehung:

$$R_u = R_b + R_s = A_b q_b + A_s \int_0^z q_s(z) dz \quad [1]$$

A_b bezeichnet die Pfahlfußfläche, q_b den Pfahlspitzendruck, A_s die Pfahlmantelfläche und q_s die Pfahlmantelreibung. Der Pfahlspitzendruck ergibt sich aus der Vertikalspannung im Boden vor dem Einbringen des Pfahles σ'_{v0} und dem Widerstandsbeiwert N_q zu

$$q_b = N_q * \sigma'_{v0} \quad [2]$$

Die Pfahlmantelreibung ergibt sich aus dem Erddruckbeiwert K , dem Reibungswinkel δ und σ'_{v0} zu:

$$q_s = K * \sigma'_{v0} * \tan \delta \quad [3]$$

In den Gleichungen [1-3] wird angenommen, dass sowohl der Spitzenwiderstand als auch die Mantelreibung von der bezogenen Lagerungsdichte I_d des Bodens abhängen und die Pfahltragfähigkeit mit zunehmender Lagerungsdichte ansteigt. Zu optimistische Prognosen der Pfahltragfähigkeit werden durch die Einführung von Grenzwerten für Spitzenwiderstand und Mantelreibung verhindert. Diese Philosophie wurde z.B. in die Empfehlung API-RP2A [1] zur Bemessung von Pfahlgründungen im Off-Shore Bereich integriert. Typische Parameter dieser Empfehlung und DIN 1054-100 [2] für Vollverdrängungspfähle aus Stahl sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Für diesen Pfahltyp wird in API-RP2A ein Wert von $K_0 = 1$ angenommen.

I_d [%]	N_q	API-RP2A		DIN 1054-100		
		limit q_b [MPa]	$K \cdot \tan \delta$	limit q_s [kPa]	limit q_b [MPa]	limit q_s [kPa]
0-15	8	1,9	0.26	48		
15-35	12	2,9	0.36	67	4,0	50
35-65	20	4,8	0.47	81	8,0	75
65-85	40	9,6	0.58	96		
85-100	50	12,0	0.70	115		

Tabelle 1: Kennwerte für die Bestimmung der Tragfähigkeit von Rammpfählen für On- und Off-Shore Bauwerke nach [1,2].

Die Anwendung beider Verfahrens führt bei langen Pfählen in Quarzsanden generell zu sehr konservativen Bemessungen [21]. Dies führte zu einer Reihe von Forschungsvorhaben speziell für die Off-Shore Plattformen in der Nordsee und der Entwicklung einer neuen Bemessungsmethode [3,12], die auf Ergebnissen von Drucksondierungen basiert, die anhand von Pfahlversuchen an relativ kurzen, instrumentierten Modellpfählen kalibriert wurden. Die eigentliche Neuerung liegt in der Verteilung der Mantelreibung, die in Abhängigkeit von der Einbindetiefe vom Pfahlfuß her exponentiell abnimmt. Zudem wurden keine maximalen Grenzwerte definiert. Ein ähnliches Verfahren wurde auch von [21] vorgeschlagen.

Die Extrapolation der Kennwerte in API-RP2A auf Sande anderer Mineralogie erwies sich als problematisch und führte z.B. bei der Gründung für die North-Rankin-A Off-Shore Plattform vor der Küste Australiens zu Problemen mit der Pfahlgründung [15]. Dieser Schadensfall verdeutlichte zum einen, dass die dem API-Verfahren zu Grunde liegenden Bruchmechanismen das Tragverhalten von Rammpfählen nicht hinreichend genau beschreiben und zum anderen, dass die für Quarzsande ermittelten Kennwerte nicht auf Karbonatsande übertragbar sind.

Dieses Problem und die damit verbundenen Risiken führte zu einer Reihe von Forschungsprojekten mit dem Ziel, das Materialverhalten von Karbonatsanden zu untersuchen und Unterschiede zum Verhalten von Quarzsanden und mögliche Konsequenzen für die Bemessung von geotechnische Bauwerken aufzuzeigen [4,7]. Coop & Lee [5] und Jovicic & Coop [14] untersuchten Sande unterschiedlicher Mineralogie und Korngrößenverteilung und fanden heraus, dass die in situ Porenzahl und der Spannungszustand das Materialverhalten bestimmen und demzufolge z.B. die Tragfähigkeit von Pfählen beeinflussen. In der Folge wurde am bodenmechanischen Institut der City University in den vergangenen drei Jahren ein Forschungsvorhaben durchgeführt, das Zentrifugenversuche an einem Modellpfahl und Elementversuche in Triaxialgeräten umfasste. Ziel der Untersuchung war die Entwicklung eines Berechnungsverfahrens für Rammpfähle, das in Sanden verschiedener Mineralogie angewendet werden kann. Aus den durchgeführten, umfangreichen Untersuchungen wird hier nur auf die Messdaten des Pfahles

Mit der gewählten Geometrie kann ein Modellpfahl von maximal 30 mm Durchmesser und einer Länge von ca. 450 mm verwendet werden. Bei 200-g entspricht dies einem Prototyppfahl von 6 m Durchmesser und 90 m Länge. Das Modell besteht aus einem zylindrischen Behälter für den Sand und einer Presse, die den Pfahl in den Boden drückt. Das Einbringen des Pfahles erfolgt ferngesteuert während des Betriebes der Zentrifuge. Dies ist für eine wirklichkeitsnahe Simulation des Pfahlverhaltens wichtig [25].

Basierend auf den Empfehlungen von Gui et al. [11] wurde die Geometrie des Behälters mit dem Ziel festgelegt, unter den gegebenen Randbedingungen der Zentrifuge, die Einflüsse der Behälterränder auf das Pfahlverhalten zu minimieren. Das Verhältnis von Behälterdurchmesser zu Pfahldurchmesser beträgt 20, das Verhältnis des Abstandes der Pfahlspitze zum Behälterboden bei maximaler Penetration und dem Pfahldurchmesser beträgt 5. Nähere technische Einzelheiten des Zentrifugenmodells finden sich in [17,18].

Zur Erforschung des Pfahlverhaltens wurde ein voll instrumentierter Modellpfahl entwickelt, der es erlaubt, den Pfahlfußwiderstand, die Mantelreibung und die Radialspannung während der Installation zu messen. Der instrumentierte Pfahl ist in Bild 2 dargestellt. Der Pfahl mit einem Durchmesser von 16 mm und einer Länge von 420 mm besteht aus elf Segmenten, die mit 10 Messgebern bestückt sind. Aufgrund der zu erwartenden hohen Spitzenwiderstände wurde der Kern des Pfahles aus Titan hergestellt. Die Mantelreibung wird lokal an fünf Segmenten aus Aluminium entlang des Pfahles gemessen. Die Abtragung des Fußwiderstandes durch den Pfahlkern erhöht die Auflösung und damit die Genauigkeit der Mantelreibungsmessung erheblich. Die Radialspannungen werden an vier Punkten mit eigens entwickelten Sensoren gemessen, die passgenau in Bohrungen eingebaut wurden. Sämtliche Sensoren sind mit Dehnungsmessstreifen bestückt, die elektrisch zu Vollbrücken zusammengeschaltet sind. Insgesamt wurden drei Modellpfähle gefertigt. Sämtliche Sensoren an jedem Modellpfahl wurden vor jeder Versuchsserie kalibriert und die Kalibrierung nach jedem Versuch überprüft. Die Genauigkeit der Messungen beträgt im Mittel ca. +/-10%.

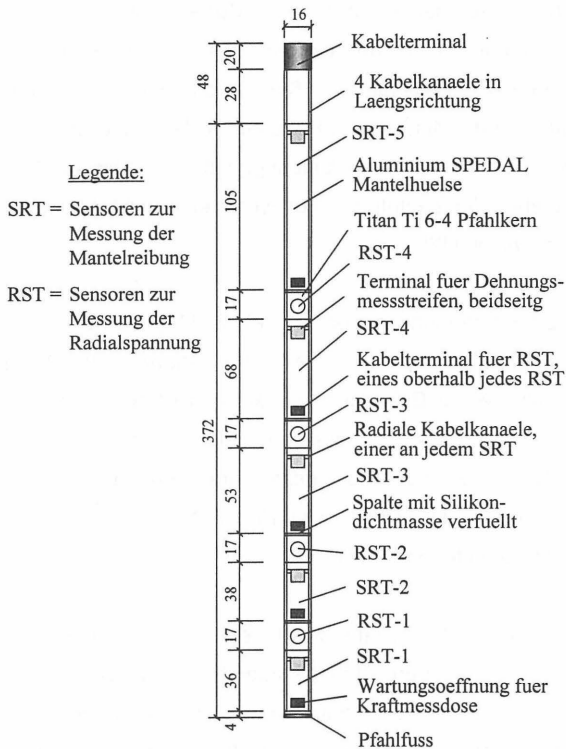


Bild 2: Layout des instrumentierten Modellpfahles.

3. TESTMATERIAL UND BODENKENNWERTE

Der Vorgehensweise von Coop & Lee [5] folgend, wurden zwei Sande unterschiedlicher Mineralogie ausgewählt. Zum einen ein Quarzsand mit der Handelsbezeichnung "Leighton Buzzard Sand", zum anderen ein Karbonatsand (in der Literatur bekannt als Dogs Bay Sand). Das Materialverhalten von LBS wurde in der Literatur von [22] und [24] und für DBS von [10] und [4] beschrieben. Einzelheiten zur Herkunft und Entstehungsgeschichte der Sande finden sich in [17,18]. Die ermittelten granulometrischen Eigenschaften beider Sande sind in

Tabelle 2 angegeben. Die Korngrößenverteilung ist Bild 3 zu entnehmen. Obwohl der mittlere Korndurchmesser der beiden Sande relativ ähnlich ist, weichen die maximale und minimale Porenzahl deutlich voneinander ab, DBS z.B. hat eine um 84% höhere maximale Porenzahl.

	LBS	DBS
<i>Mineralogie</i>	Quarz	Kalziumkarbonat
<i>Kornform</i>	gerundet	eckig
d_{50}	0.18 mm	0.20 mm
d_{60}	0.19 mm	0.22 mm
d_{10}	0.16 mm	0.15 mm
$U_c = d_{60} / d_{10}$	1.20	1.47
ρ_s	2.65 g/cm ³	2.71 g/cm ³
e_{max}	1.01	1.84
e_{min}	0.72	1.37
ϕ'_c	32°	40°

Tabelle 2: Granulometrische Eigenschaften von Leighton Buzzard und Dogs Bay Sand.

Dies hat für das Materialverhalten signifikante Folgen, worauf in Kapitel 4 näher eingegangen wird. Der Reibungswinkel von DBS im kritischen Zustand ist ebenfalls deutlich höher. Dies führt bei Anwendungen von klassischen Grundbruchformeln [z.B. API-RP2A] zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit bzw. aufgrund der höheren Kompressibilität zu erhöhten Setzungen [5,15].

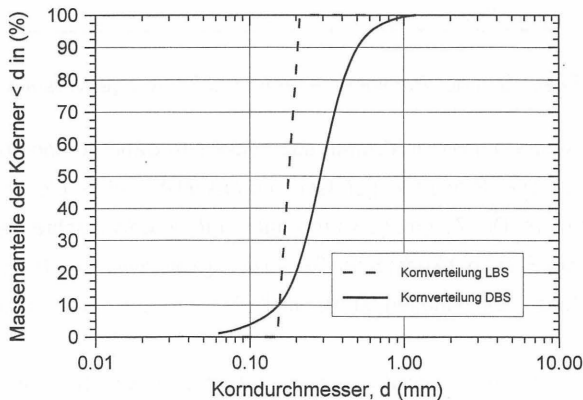


Bild 3: Kornverteilungskurven von Leighton Buzzard und Dogs Bay Sand.

In der Vergangenheit wurden Zentrifugenversuche zur Modellierung von grobkörnigen Böden hauptsächlich auf Grund möglicher Skalierungseffekte des Korndurchmessers in Frage gestellt [26]. Ovesen [20] kam in seiner Untersuchung zu dem Schluss, dass Skalierungseffekte vernachlässigbar sind, wenn das Verhältnis von mittlerem Korndurchmesser zu Pfahldurchmesser mehr als 30 beträgt. Für die vorliegende Studie wurde ein Verhältnis von 75 gewählt, um Skalierungseffekte zu minimieren [9].

4. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Insgesamt wurden 23 Versuche durchgeführt, 10 in Proben aus LBS und 13 in DBS. Durch Variation der Lagerungsdichte und der Beschleunigung konnte eine große Bandbreite von Feldversuchen modelliert werden. Die ausgewählten Beschleunigungsfaktoren und die skalierten Abmessungen der entsprechenden Pototyppfähle sind in Tabelle 3 dargestellt. Weitere Skalierungsfaktoren für Zentrifugenversuche finden sich in [25].

Beschleunigung	Pfahldurchmesser	Pfahllänge
N*g	[m]	[m]
1*g	0.016	0.35
50*g	0.8	17.5
100*g	1.6	35.0
200*g	3.2	70.0

Tabelle 3: Skalierung der Pfahlgeometrie für die Zentrifugenversuche.

Sämtliche Versuche wurden an Proben aus trockenem Sand durchgeführt. Der Sand wurde für die lockeren Proben eingerieselt und anschließend für dichte Proben durch Vibration verdichtet. Die Zentrifuge wurde dann auf die gewünschte Beschleunigung gebracht und der Pfahl mit konstanter Geschwindigkeit (zwischen 0,1 und 0,5 mm/s) eingepresst. Nähere Einzelheiten zur Versuchsdurchführung finden sich in [17, 18].

Nachfolgend wird eine Auswahl charakteristischer Versuche vorgestellt, deren Konfiguration in Tabelle 4 zusammengefasst ist. I_{d1} bezeichnet die bezogene

Lagerungsdichte bei 1-g vor Beginn des Experiments und l_{d2} die bezogene Lagerungsdichte nach Erreichen des Ziel g-level. z_p bezeichnet die Einbindetiefe des Modellpfahles im Prototypmaßstab. Die Werte von q_b , N_q und $q_{s,av}$ beziehen sich auf die genannte Einbindetiefe z_p .

Test	Pfahl Nr.	N-g	l_{d1}/l_{d2} [%]	z_p [m]	q_b [MPa]	N_q	$q_{s,av}$ [kPa]	$\sigma'_{r,av}$ [kPa]	δ [°]
CLBS-14	4	50g	7/14	18	5.0	22	21	106	11
CLBS-16	4	100g	11/22	35	9.4	20	49	229	12
CLBS-19	3	100g	6/18	34	8.9	20	38	115	18
CLBS-18	4	200g	8/23	70	17.0	18	104	390	15
CLBS-17	4	100g	56/57	36	15.5	31	69	250	15
CDBS-5	4	50g	8/19	18	4.4	26	14	79	10
CDBS-7	4	100g	6/24	34	6.1	19	18	104	10
CDBS-11	3	200g	11/33	65	8.8	13	34	100	19
CDBS-10	4	200g	50/66	69	10.2	14	35	106	17
CDBS-4	4	200g	65/73	69	11.0	15	24	175	8

Tabelle 4: Ergebnisse typischer Zentrifugenversuche an Leighton Buzzard und Dogs Bay Sand.

5. Versuchsergebnisse

Im folgenden wird überwiegend auf die Versuchsergebnisse der Quarzsande eingegangen, da diese für die Baupraxis in Europa von größerer Bedeutung sind. Die gemessenen Werte werden mit den Angaben in gängigen Normen und Richtlinien verglichen, Abweichungen werden hervorgehoben und erörtert. Der Einfluss der Kornfestigkeit (Vergleich LBS zu DBS) auf das Tragverhalten der Pfähle wird exemplarisch für den Spitzendruck dargestellt.

5.1 Kompression und Kornbruch

Die Kompression der Bodenproben während des Beschleunigens der Zentrifuge entspricht der Differenz von l_{d1} und l_{d2} in Tabelle 4. Während das Kompressionsverhalten beider Sande bis zu einer Beschleunigung von 100-g ähnlich ist, nimmt die Kompression in DBS bei 200-g überproportional zu. Die mittlere

Spannung in Test CDBS-7 beträgt 100 kPa und in Test CDBS-11 entsprechend 200 kPa. Die Ursache für die höhere Kompressibilität von DBS ist der einsetzende Kornbruch [5/17], der bei mittleren Drücken größer als 100 kPa durch die geringere Kornfestigkeit bedingt ist. Kornbruch in eng gestuften Quarzsanden tritt demgegenüber erst bei Drücken über 1000 kPa auf [5/17].

Der Effekt des einsetzenden Kornbruchs ist auch in Bild 4 und Bild 5 ersichtlich. Bis zu einer Tiefe von ca. 5 m nimmt der Pfahlspitzendruck in beiden Sanden kontinuierlich zu und erreicht vergleichbare Werte. Während der Pfahlspitzendruck im LBS für größere Tiefen mit ähnlicher Rate weiter ansteigt, kommt es in DBS bei ca. 10 m zu einem klaren Bruch. Der Anstieg für größere Tiefen ist für DBS wesentlich geringer. Es kann festgestellt werden, dass der einsetzende Kornbruch bei Granulaten geringer Kornfestigkeit, wie dem DBS, das Tragverhalten von Rammpfählen stark beeinträchtigt. Die Setzungen können bei verhältnismäßig kleiner Erhöhung der Belastung stark zunehmen.

5.2 Pfahlfusstragfähigkeit

In Bild 4 und Bild 5 ist die Verteilung des Pfahlspitzendrucks während der Installation des Pfahles im Prototypmaßstab dargestellt. Der Pfahlspitzendruck in Test CLBS-18 ist um mehr als 90% höher als in Test CDBS-11, obwohl die bezogene Lagerungsdichte um 10% geringer ist. Dies macht deutlich, dass die bezogene Lagerungsdichte nicht geeignet ist, um die Tragfähigkeit von Pfählen in diesen Sanden zu beschreiben. Dies ist vorrangig darauf zurückzuführen, dass der Einfluss des mittleren Druckes auf das Materialverhalten nicht in die Definition der bezogenen Lagerungsdichte eingeht [6].

Ein weiterer interessanter Aspekt der aus Bild 4 und Bild 5 abzulesen ist, ist der Anstieg des Pfahlspitzendrucks mit zunehmender bezogener Lagerungsdichte bzw. mit abnehmender Porenzahl. Proben aus dicht gelagerten Quarzsanden verhalten sich bei Schwerbeanspruchung dilatant und besitzen eine deutlich höhere Anfangssteifigkeit [5]. Dies führt erfahrungsgemäß zu einer entsprechenden Zunahme des Pfahlwiderstandes [27] und ist für Tests CLBS-19 und CLBS-17 zu

beobachten. Der Pfahlwiderstand nimmt um ca. 75% zu. Im Gegensatz dazu steigt der Pfahlwiderstand in DBS zwischen Test CDBS-11 und CDBS-4 in vergleichbarer Tiefe um lediglich um 20% an, obwohl die bezogene Lagerungsdichte in CDBS-4 um 16% höher ist als in CLBS-17 (siehe auch Tabelle 4). Es kann erneut gefolgert werden, dass zwischen bezogener Lagerungsdichte und Pfahlspitzenwiderstand für beide Sande kein gültiger Zusammenhang besteht.

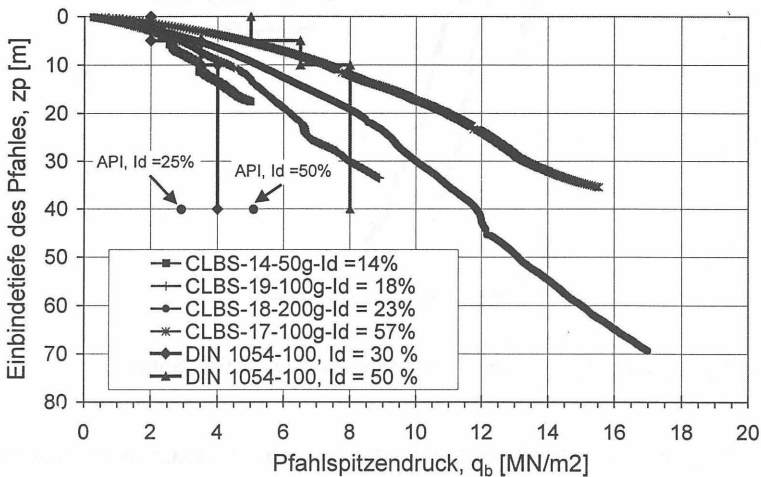


Bild 4: Pfahlspitzenwiderstand bei Installation des Pfahles in Leighton Buzzard Sand im Vergleich zu Grenzwerten in DIN 1054-100 und API.

Die gemessenen Spitzenwiderstandsspannungen in Quarzsand (Bild 4) liegen für geringe Einbindetiefen des Pfahlfußes im Bereich der in DIN 1054-100 angegebenen Grenzwerte für mitteldicht gelagerte Sande. Dies verdeutlicht, dass die Zentrifugenmodeltechnik durchaus geeignet ist Prototypbedingungen wirklichkeitsgerecht abzubilden. Voraussetzung ist jedoch, dass beim Entwurf des Versuchsaufbaus bestimmte Randbedingungen eingehalten werden [11]

Die Qualität der Messdaten wird aus dem Vergleich der Spitzenwiderstände von CLBS-16 und CLBS-19 in Tabelle 4 deutlich. Obwohl zwei unterschiedliche Modellpfähle verwendet wurden sind die gemessenen Widerstände unter

Berücksichtigung der Porenzahl praktisch identisch. Gleiches gilt unter Berücksichtigung der Porenzahlen auch für Tests CLBS-10 und CLBS-11.

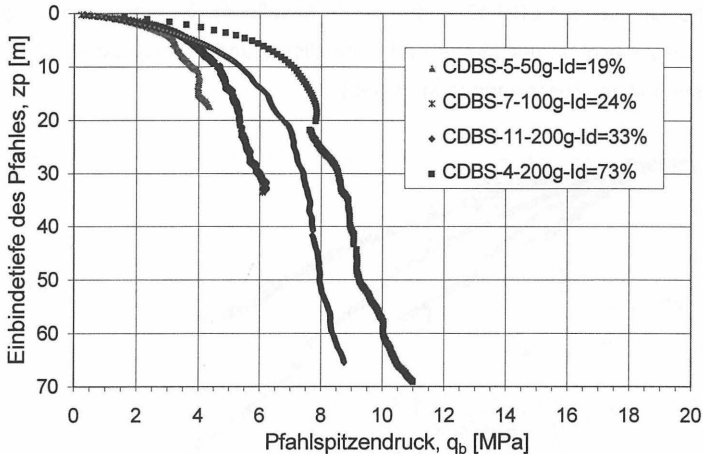


Bild 5: Pfahlspitzendruck bei Installation des Pfahles in Dogs Bay Sand.

Im Vergleich zu den in API-RP2A (Tabelle 1) angegebenen Grenzwerten sind die gemessenen N_q -Werte (Tabelle 4) bei maximaler Penetration für LBS um ca. 50-70% höher. Die Eindringkurven (Bild 4) zeigen zudem keine Tendenz zu einem bestimmten Grenzwert (limit q_b). Mit zunehmender Tiefe nimmt der Pfahlspitzendruck weniger stark zu. Dies ist auf die Unterdrückung der Dilatanz mit zunehmendem Druck zurückzuführen und deckt sich mit experimentellen Ergebnissen [5] und theoretischen Überlegungen [21]. Die Anwendung der Grenzwerte in Tabelle 1 auf den Pfahlspitzendruck führt bei Quarzsanden und überraschender Weise auch für den hier untersuchten locker gelagerten Karbonatsand zu einer sehr konservativen Bemessung. Zudem ist interessant zu beobachten, dass die N_q -Werte in den lockeren Proben bei vergleichbarer Porenzahl mit zunehmender Tiefe abnehmen. Diese Tendenz ist in DBS sogar noch stärker und wird in den derzeit gebräuchlichen Berechnungsverfahren z.B. API-RP2A, nicht berücksichtigt.

5.3 Radialspannungen

Das Besondere an der vorliegenden Versuchsreihe stellen die Messungen der Radialspannungen bei Installation des Pfahles dar, die hier erstmals bei Zentrifugversuchen durchgeführt wurden.

In Bild 6 ist die Verteilung der Radialspannungen für Test CLBS-18 für drei Momentaufnahmen während der Pfahlinstallation dargestellt. Die Datenpunkte stellen die Position des Messgebers und den Betrag der Radialspannung dar. Deutlich zu erkennen ist die glockenförmige Verteilung der Radialspannungen. Eine solche Verteilung, allerdings der Mantelreibung, wurde auch von [27] beobachtet. Besonders bei sehr langen Pfählen, wie sie im Off-Shore Bereich Verwendung finden, ist die Frage nach der Verteilung der Radialspannung und in der Folge der Mantelreibung von Interesse. Die Verfahren von [12,21] gehen von einem Maximum für die Mantelreibung am Pfahlfuß und einer exponentiellen Reduktion entlang des Pfahlschaftes aus. Eine solche Verteilung wird von den vorliegenden Messdaten nicht bestätigt. Die gemessenen Radialspannungen liegen deutlich über dem Ko-Zustand.

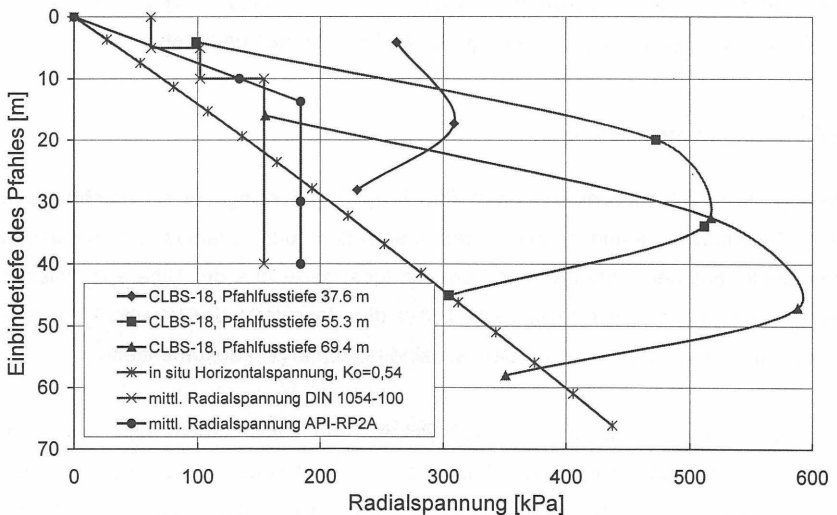


Bild 6: Radialspannungen bei Installation des Pfahles in Leighton Buzzard Sand.

Ebenfalls in Bild 6 dargestellt sind die der Bemessung nach DIN 1054-100 und API-RP2A zu Grunde liegenden mittleren Radialspannungen. Diese sind im Vergleich zu den mittleren Radialspannung für Test CLBS-18 bei maximaler Penetration von 390 kPa (Tabelle 4) wesentlich geringer. Dazu tragen insbesondere die maximalen Grenzwerte im Bereich unzureichender Messdaten bei [3,19]. Dies führt bei Pfahlbemessungen im Off-Shore Bereich zu sehr konservativen Lösungen. Allerdings ist zu erwähnen, dass der verwendete Modellpfahl nicht dieselbe Steifigkeit besitzt, wie ein typischer Off-Shore Pfahl. Für letzteren werden gewöhnlich Stahlrohre verwendet. Hierdurch kann es besonders bei Zugpfählen zu einer Reduktion der Radialspannungen kommen [3].

Die Schwierigkeit der direkten Spannungsmessung in granularen Medien macht der Vergleich der Messwerte der durchschnittlichen Radialspannungen von Test CLBS-16 und CLBS-19, sowie CDBS-10 und CDBS-11 in Tabelle 4 deutlich. Bei vergleichbarer Porenzahl liegen die Werte für Pfahl Nr. 3 nur ca. 50 % der Werte von Pfahl Nr. 4. Dies ist überwiegend auf die Bauart der Messgeber zurückzuführen, die teilweise ein nichtlineares Verhalten aufweisen. Hinzu kommen noch Toleranzen bei der Herstellung. Auffallend ist, dass die Mantelreibung zwischen CLBS16 und CLBS-19 weniger stark schwankt. Dies ist ein Indiz dafür, dass die Radialspannungsmessung mit einer größeren Unsicherheit behaftet ist.

5.4 Pfahlmantelreibung

Analog zum Pfahlspitzendruck ist in Bild 7 die Entwicklung der durchschnittlichen Mantelreibungsspannung während der Installation des Pfahles im Quarzsand dargestellt. Hierbei handelt es sich um die Messwerte aus der Differenz zwischen Gesamtwiderstand und Fußwiderstand. Auf die Messwerte der lokalen Messgeber kann hier nicht eingegangen werden, sie sind jedoch in [17] dokumentiert.

Entgegen den Annahmen in API-RP2A und DIN 1054-100 strebt die durchschnittliche Mantelreibung in Bild 7 keinem Gegensatz zu. Interessant ist, dass die gemessene Mantelreibung, trotz der höheren Radialspannungen die am Pfahl gemessen wurden, deutlich unter den Werten der Bemessungsregelwerke liegt. Die

Ursache hierfür liegt in den unterschiedlichen Charakteristika der Trennflächen und des Bodens zwischen Modell und Prototyp. Hierauf wird im nächsten Abschnitt näher eingegangen.

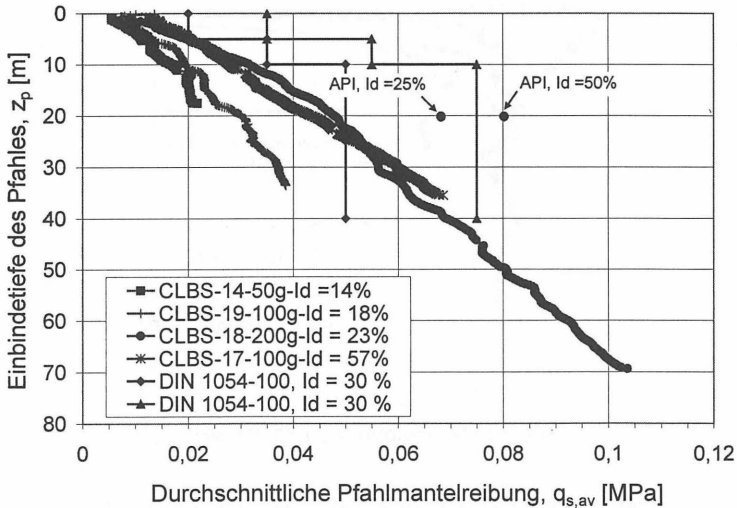


Bild 7: Durchschnittliche Pfahlmantelreibung bei Installation des Pfahles in Leighton Buzzard Sand im Vergleich zu Grenzwerten in DIN 1054-100 und API.

5.5 Reibungswinkel an der Grenzfläche Pfahl-Boden

Die Verwendung von lokalen Mantelreibungs- und Radialspannungsmessgebern erlaubt die Bestimmung des mobilisierten Reibungswinkels an der Grenzfläche zwischen Pfahl und Boden (Gleichung 3). Die ermittelten Werte bei maximaler Penetration sind in Tabelle 4 angegeben, die Verteilung beim Einbringen des Pfahles ist in Bild 8 dargestellt.

Bei Betrachtung von Tabelle 4 fällt auf, dass die Reibungswinkel für beide Sande sehr ähnlich sind obwohl ihr kritischer Reibungswinkel sehr unterschiedlich ist (Tabelle 2). Der Grenzflächenreibungswinkel liegt bei ca. 30% des kritische Reibungswinkel des Bodens. Verglichen mit Werte aus der Literatur [8,12] für typische Stahlrohrpfähle ist dies sehr wenig. Hier wird in der Regel von 50 - 100%

des kritischen Reibungswinkels ausgegangen. Zudem ist bei den gemessenen Reibungswinkel eine gewisse Streuung festzustellen. Beide Phänomene wurden deshalb näher untersucht.

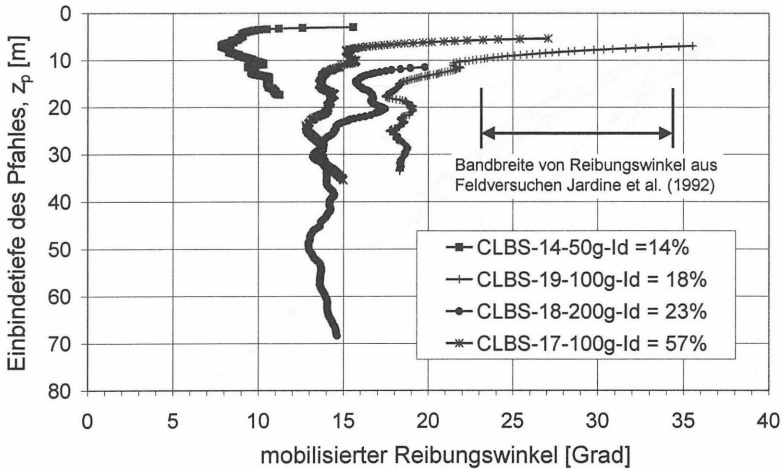


Bild 8: Mobilisierter Reibungswinkel bei Installation des Pfahls in Leighton Buzzard Sand.

In Studien zum Verhalten von Trennflächen [9,16] wurde gezeigt, dass der mobilisierte Reibungswinkel von der normalisierten Rauigkeit R_n der Oberfläche abhängt.

$$R_n = \frac{R_{\max}}{d_{50}} \quad [4]$$

$R_{\max}$ beschreibt hier die maximale Distanz zwischen Tal und Grat in einem Messprofil, d_{50} den mittleren Korndurchmesser des Bodens. Für den Modellpfahl und die gewählten Sande liegt R_n bei 0.05, für typische Stahlpfähle bei Sanden in der Nordsee [8,12] zwischen 0,05 und 1. Aus [9] wird deutlich, dass sich bei Werten von R_n zwischen 0,05 und 0,1 der Reibungswinkel fast verdoppelt und für größere R_n dann nahezu konstant bleibt. Für die Bestimmung der Mantelreibung ist es deshalb

von großer Bedeutung, die Rauigkeit der Pfahloberfläche mit dem Korndurchmesser des abstehenden Bodens in Verbindung zu bringen [12].

Eine Streuung der Reibungswinkel in der am Modellpfahl gemessenen Größenordnung wurden auch bei Ringscherversuchen unter vergleichbaren Bedingungen gemessen [3a,17]. Da bei Zentrifugenversuchen zur Vermeidung von Skalierungseffekten Granulate mit geringen Korndurchmessern und zudem relativ glatte Oberflächen verwendet werden, befindet man sich im sehr labilen Bereich des Grenzflächenverhaltens [9]. Kleinste Änderungen z.B. Kornbruch oder zunehmende Rauigkeit können die Reibungswinkel und dadurch die Mantelreibung stark verändern. Bei Prototyppfählen ist dies auf grund der raueren Mantelfläche weniger problematisch.

5.5 Entwicklung eines neuen Verfahrens zur Bemessung von Rammpfählen

Die bisherigen Ausführungen haben gezeigt, dass die bezogenen Lagerungsdichte nicht als Zustandsgröße für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Rammpfählen in Sanden unterschiedlicher Mineralogie geeignet ist. Dies ist in Bild 9 verdeutlicht.

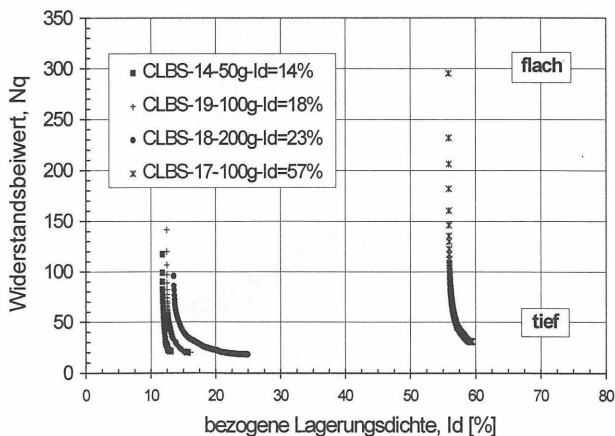


Bild 9: Pfahlwiderstandsbeiwerte bei Installation des Pfahles in Leighton Buzzard Sand.

Hier sind die aus Bild 4 nach Gleichung (2) ermittelten Widerstandsbeiwerte in Abhängigkeit von der bezogenen Lagerungsdichte für Leighton Buzzard Sand dargestellt. Die bezogene Lagerungsdichte basiert auf der Porenzahl vor Einbringen des Pfahles. Die Werte sind anfangs bei geringer Einbindetiefe sehr hoch und nehmen dann mit zunehmender Einbindetiefe ab. Es ist zu erkennen, dass grundsätzlich kein Zusammenhang zwischen Widerstandsbeiwert und bezogener Lagerungsdichte besteht. Beim Karbonatsand kommt hinzu, dass für vergleichbare bezogene Lagerungsdichten die Widerstandsbeiwerte nur 50% des Quarzsandes erreichen.

Im Rahmen des Forschungsprogramms an der City University wurde deshalb unter Verwendung der hier vorgestellten Messdaten ein neues Bemessungsverfahren für Rammpfähle entwickelt, das für Sande unterschiedlicher Mineralogie angewendet werden kann. Wird in Bild 9, die bezogenen Lagerungsdichte durch einen druckabhängigen Zustandsparameter, R_s ersetzt, der als Druckdifferenz zwischen dem in situ Zustand des Bodens vor Installation des Pfahles und dem kritischen Zustand bei gleicher Porenzahl definiert ist [17], ergibt sich Bild 10.

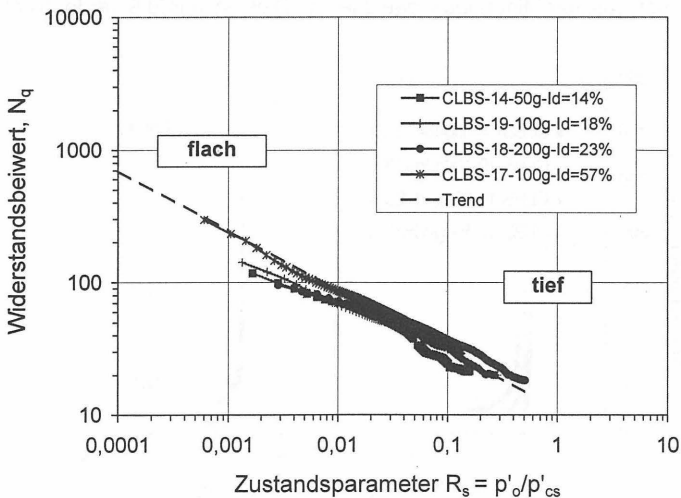


Bild 10: Pfahlwiderstandsbeiwerte in Abhängigkeit des Zustandsparameters R_s bei Installation des Modellpfahles in Leighton Buzzard Sand.

Der Pfahlwiderstandsbeiwert ist eindeutig eine Funktion des Zustandsparameters R_s und nimmt zunehmender Annäherung an den kritischen Zustand des Bodens ($R_s = 1$) ab. Vergleichbare Zusammenhänge wurden auch für den Karbonatsand sowie für die Mantelreibung in beiden Sanden gefunden. Darüber wird in einer getrennten Veröffentlichung berichtet werden.

6. SCHLUßFOLGERUNGEN

Die vorgestellten Messergebnisse von Zentrifugenversuchen an einem instrumentierten Modellpfahl haben gezeigt, dass für Rammpfähle in grobkörnigen Böden, entgegen den Annahmen in den derzeitigen Bemessungsverfahren, zwischen Pfahlspitzendruck, Mantelreibung und der bezogenen Lagerungsdichte kein Zusammenhang besteht. Sowohl Spitzendruck als auch Mantelreibung nahmen im Quarzsand bis zu Tiefe von 70 m kontinuierlich zu. Grenzwerte analog zu [1,2] wurden nicht bestätigt und führen zu sehr konservativen Bemessungen. Sie stehen darüber hinaus im Widerspruch zu Erkenntnissen neuerer Forschungsarbeiten an Rammpfählen [12,21].

Während der Installation des Pfahles wurden die auf den Pfahl wirkenden Radialspannungen gemessen. Der Maximalwert trat bei ca. 7 Pfahldurchmessern oberhalb des Pfahlfußes auf und nahm dann kontinuierlich bis zur Geländeoberfläche ab. Dies deckt sich mit Messergebnissen von [27]. Die in neueren Bemessungsverfahren getroffene Annahme eines Maximums der Radialspannungen am Pfahlfuß [12,21] wurde nicht bestätigt.

Die Rauigkeit der Pfahlmantelfläche im Verhältnis zum mittleren Korndurchmesser des Bodens bestimmt den mobilisierbaren Reibungswinkel. Das Trennflächensystem reagiert sehr empfindlich. Zum Beispiel kann sich der Reibungswinkel und somit die Mantelreibung bei gleicher Rauigkeit und einer Veränderung des mittleren Korndurchmessers von z.B. 0,1 auf 1 mm um bis zu 50% reduzieren. Dies muss bei der Bemessung von Pfählen berücksichtigt werden.

Basierend auf den vorgestellten Messdaten und den Arbeiten von Coop & Lee [5] und Jovicic & Coop [14] wurde ein neues Bemessungsverfahren für Rammpfähle entwickelt, auf das hier nur kurz eingegangen werden konnte. Dabei wird der Einfluss des in situ Spannungszustandes und der Porenzahl auf die Pfahltragfähigkeit berücksichtigt. Dies wird in Zukunft dazu beitragen, die derzeit bei der Bemessung von Rammpfahlgründungen vorhandenen Risiken zu reduzieren.

Literaturverzeichnis

- [1] API RP2A (1991): Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, 19th ed., Washington: American Petroleum Institute.
- [2] DIN 1054-100 (1996) Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau, Vornorm. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutschen Institut für Normung e.V.
- [3] Bond, A.J., Hight, D.W. and Jardine, R.J. (1997). Design of piles in sand in the UK sector of the North Sea. Report OTH-94-457, prepared by GCG for the Health and Safety Executive. London.
- [3a] Cavalieri, A. (2000). The interface friction behaviour of sands. MEng. Dissertation, University of Trento, Italy.
- [4] Coop, M.R. (1990). The mechanics of uncemented carbonate sands. *Geotechnique*, Vol. 40, No. 4, pp. 607-626.
- [5] Coop, M.R., and Lee, I.K. (1993). The Behaviour of Granular Soils at Elevated Stresses, Proc. of the Wroth Memorial Symposium, Thomas Telford, pp. 186-198.
- [6] Cudmani, R. (1996). Anwendung der Hypoplastizität zur Interpretation von Drucksondierwiderständen in nichtbindigen Böden. *Geotechnik*, 1996/4, pp. 266-273.
- [7] Evans, K.M. (1987). A model study of the end bearing capacity of piles in layered carbonate soils. PhD Thesis, Oxford University.
- [8] Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. and Elson, W.K. (1992). *Piling Engineering*. 2nd edition, Blackie and Son Ltd. London.
- [9] Garnier, J. and König, D (1998). Scale effects in piles and nails loading tests in sand. *Centrifuge 98*, Balkema, Rotterdam, pp. 205-216.
- [10] Golightly, C.R. and Hyde, A.F.L. (1988). Some fundamental properties of carbonate soils. *Proc. Int. Conf. Calcareous Sediments*, Perth, Vol. 1, pp. 118-132.
- [11] Gui, M.W., Bolton, M.D., Garnier, J., Corte, J.F., Bagge, G., Laue, J and Remzi, R. (1998). Guidelines for cone penetration tests in sand. *Centrifuge 98*, Balkema, Rotterdam, pp. 155-160.
- [12] Jardine, R.J. and Chow, F. C. (1996). *New Design Methods for Offshore Piles*. Publication MTD 96/103 of the Marine Technology Directorate Ltd, London.
- [13] Jardine, R.J., Lehane, B.M. and Everton, S.J. (1993). Friction coefficients for piles in sands and silts. Vol. 28: *Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour*, Society
- [14] Jovicic, V. and Coop, M.R. (1997). Stiffness of coarse grained soils at small strains. *Geotechnique* 47, No. 3, pp. 545-561.
- [15] King R. and Lodge, M., (1988). North-West shelf development - foundation engineering challenge. *Proc. Int. Conf. Calcareous Sediments*, Perth, Vol.2, pp. 333-342.
- [16] Kishida, H. and Uesugi, M. (1987). Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus. *Geotechnique*, 37, No. 1, pp.45-52.

- [17] Klotz, U. (2000). The influence of state on the capacity of driven piles in sand. PhD Thesis, City University London.
- [18] Klotz, U., Coop, M.R. und Taylor, R.N. (2000). Zum Tragverhalten von Rammpfählen. Tagungsband der 26. Baugrundtagung, Hannover.
- [19] Meyerhof, G.G. (1976). The Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of Geot. Eng., ASCE, Vol. 102, GT3, pp. 197-227.
- [20] Ovesen, N.K. (1979). Discussion on "The use of physical models in design". Proc. of the 7th ECSMFE, Brighton, Vol. 4, pp. 310-323.
- [21] Randolph, M.F., Dolwin, J. and Beck, R. (1994). Design of Piles in Sand. Geotechnique, Vol. 44, No.3, pp.427-448.
- [22] Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1958). On the yielding of soils. Geotechnique 8, No.1, pp. 22-52.
- [23] Schofield, A.N. and Taylor, R.N. (1988). Development of standard geotechnical centrifuge operations. Centrifuge 88, pp. 29 - 32.
- [24] Stroud, M.A. (1971). Sand at low stress levels in the S.S.A. PhD thesis, Cambridge University.
- [25] Taylor, R.N. (1995). Geotechnical centrifuge technology. R.N.Taylor editor, Blackie Academic & Professional.
- [26] Vardoulakis, I and Sulem, J. (1995). Bifurcation analysis in geomechanics, Blackie Academic & Professional.
- [27] Vesic, A.S. (1970). Tests on instrumented piles, Ogeechee River site, J. Soil. Mech. Fdn. Engng. Div. ASCE 96, SM2, pp. 561-584



Centrum**Pfähle** GmbH

Pfahlgründungen

Wir sind Ihr bundesweiter Partner für die Beratung, Planung und Ausführung von Tiefgründungen.

Fünf gute Gründe, mit uns zu arbeiten:

- Jahrzehntelang Erfahrung.
- Schnelles und wirtschaftliches Arbeiten.
- Herstellung, Lieferung und Einbau in einer Hand.
- Typengeprüfte Querschnitte.
- Qualitätskontrolle vor, während und nach dem Einbau.

- *Fertigteilpfähle*
- *Injektionspfähle*
- *Energiepfähle*
- *Minipfähle*

Hauptsitz Hamburg

F.-Ebert-Damm 111

D-22 047 Hamburg

Telefon 040.696 72-0

Telefax 040.696 72-222

Niederlassung Oberhausen

Eimersweg 34

D-46 147 Oberhausen

Telefon 0208.62 93 763

Telefax 0208.62 93 764

Niederlassung Karlsruhe

Hauptstraße 33

D-76 344 Eggenstein

Telefon 0721.78 18 692

Telefax 0721.78 18 693

Centrum**Pfähle** GmbH

BEMESSUNGSKONZEPT FÜR ZUGPFÄHLE UND ZUGPFAHLGRUPPEN

Jürgen Quarg-Vonscheidt, Bernhard Walz

1. EINFÜHRUNG UND ÜBERBLICK

Für die Ermittlung des Herausziehwiderstandes von Zugpfählen sind nach den gültigen Regelungen und Vorschriften Probelastungen durchzuführen, deren Ergebnisse ebenfalls für die Bemessung von Zugpfahlgruppen herangezogen werden. Die Verwendung von erdstatischen Berechnungsansätzen wird in der DIN 1054 explizit ausgeschlossen.

Die gegenseitige Beeinflussung der Zugpfähle innerhalb einer Gruppe wird indirekt über einen zweifachen Nachweis, nämlich dem der Auftriebssicherheit des gesamten von der Gruppe eingeschlossenen Bodenkörpers und dem Nachweis der Grenz-mantelreibung des einzelnen Pfahles, berücksichtigt.

Dieser zweifache Nachweis der DIN beruht auf zwei unterschiedlichen Auffassungen über das Tragverhalten der Zugpfähle. Beim Nachweis der Auftriebssicherheit des eingeschlossenen Bodenkörpers wird von einer Wechselwirkung zwischen Pfahl und Boden ausgegangen, die zu einer Verspannung des Erdkörpers zwischen den Pfählen führt. Für die Reichweite der Verspannung wird nur der Grenzwert der vollständigen Mobilisierung des Eigengewichtes des gesamten von der Pfahlgruppe eingeschlossenen Bodenbereiches angegeben. Quantitative Aussagen über die für eine vollständige Mobilisierung erforderliche Pfahlanzahl, bzw. über den maximal möglichen Pfahlabstand werden nicht gemacht. Beim Nachweis des Einzelpfahles wird der Herausziehwiderstand über Grenzschubspannungen an der Pfahlmantelfläche beschrieben.

Dieses insgesamt nicht befriedigende zweiteilige Konzept wurde auf der Grundlage einer erweiterten Modellvorstellung zum Tragverhalten von Zugpfählen modifiziert. Die Modellvorstellung beruht auf der Hypothese, daß die vertikalen Hauptspannungen aus Bodeneigengewicht im Bereich um einen Pfahl auf die Pfahlmantelfläche umgelenkt werden, wenn über den Pfahl Zugkräfte eingeleitet werden.

Rechnerisch werden die Hauptspannungen im Boden mit Hilfe des Modells ineinandergeschachtelter Schalentragerwerke beschrieben. Hierzu wird der Bodenbereich um den Pfahl in konzentrische Schalen eingeteilt, die sich in einem Membrandruckspannungszustand befinden.

Die radialen Spannungen im Bodenbereich um einen Zugpfahl werden wesentlich von Verspannungseffekten bestimmt, wie sie bereits WERNICK (1978) beschrieben hat. Diese Verspannungen sind auf eine Behinderung der dilatatorischen Aufweitung des rolligen Bodens in einer dünnen, den Pfahl umschließenden Mantelzone zurückzuführen. Die Größe der radialen Spannung ist abhängig von der Oberflächenrauigkeit des Pfahles bzw. dem mittleren Korndurchmesser des Bodens, vom Spannungsniveau im Boden und von der Pfahllänge. Außerdem ist der Abstand eines betrachteten Bodenelementes von der Pfahlachse von Bedeutung, wodurch der Pfahldurchmesser als Parameter in die Berechnung eingeht.

Das Berechnungsmodell leistet zweierlei: Zunächst kann über eine umfangreichere schalenstatische Berechnung, in der eine Grenzbedingung für die innere Tragfähigkeit einer Bodenschale definiert wird, die Grenzzugkraft eines Einzelpfahles berechnet werden. Zweitens kann mit der Kenntnis der wesentlichen Parameter für die Zugpfahltragfähigkeit - diese Parameter lassen sich aus dem Berechnungsmodell erkennen - eine empirische Auswertung von Versuchsdaten sowohl aus Modellversuchen als auch aus Probelastungen vorgenommen werden aus der ein Bemessungsdiagramm für die Grenztragfähigkeit von Zugpfählen hergeleitet wird. Die gute Übereinstimmung der mit dem schalenstatischen Ansatz berechneten Grenzzugkräfte mit den Meßwerten von Modell- und von Großversuchen belegt die Richtigkeit der Auswahl der Parameter.

2 BERECHNUNGSMODELL

2.1 Prinzipien des Berechnungsmodells

Im nachfolgend erläuterten Berechnungsmodell resultiert die Grenzzuglast eines Pfahles aus der größtmöglichen Spannungsumlagerung im beeinflussten Bodenbereich. Ein Erreichen der Scherfestigkeit zwischen Pfahl und Boden wird nicht vorausgesetzt. Für die mathematische Beschreibung des Tragverhaltens des Zugpfahl-Bodensystems wird von der Vorstellung ineinandergeschachtelter Schalentragerwerke

aus nicht zugfestem, granularem Material ausgegangen. Das Prinzip der coaxialen Rotationsschalen als Grundlage des Berechnungsmodells ist in Abbildung 1 veranschaulicht.

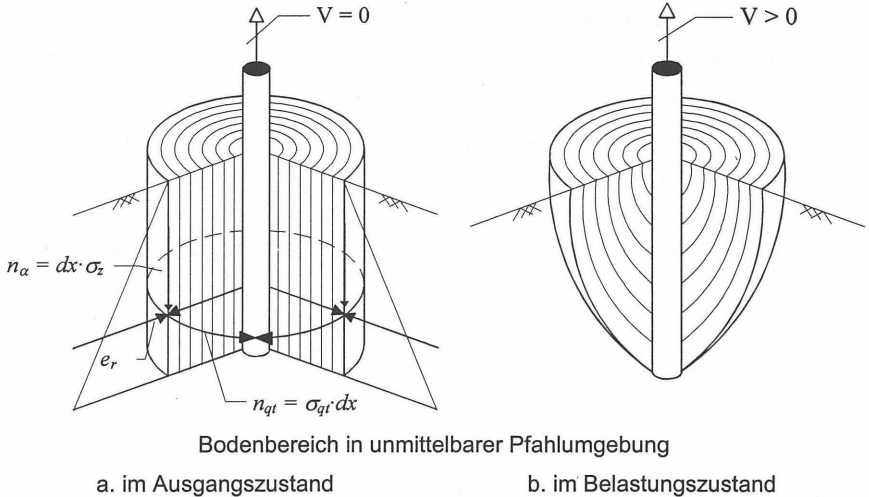


Abbildung 1: Schalenträgerwerke im Bereich um einen Zugpfahl

Nach dieser Vorstellung trägt der Boden im Ausgangszustand sein Eigengewicht über dünne zylindrische Schalen ab, die ineinanderstehend den zunächst unbelasteten Pfahl umgeben und deren Vertikalaufleger in großer Tiefe angenommen werden kann (Abbildung 1a).

Die Meridiandruckkraft in diesen Schalen beträgt in der Tiefe z :

$$n_{\alpha} = \gamma \cdot z \cdot dx, \quad (1)$$

worin dx die als klein anzunehmende Schalendicke ist.

Abweichend von den Voraussetzungen der allgemeinen Schalenstatik bestehen die betrachteten Flächenträgerwerke - zunächst sind dies vertikal stehende, dünnwandige Zylinderschalen - aus granulearem Material mit einer gewissen Scherfestigkeit infolge Reibung. Zur Aufnahme und Weiterleitung der Meridiandruckkraft n_{α} muß das einzelne Schalenelement sowohl durch eine Ringdruckkraft n_{qt} als auch durch radiale Druck-

spannungen e_r gestützt werden. Ausgehend vom Gleichgewichtszustand entsteht durch n_a also ein Querdruck in tangentialer und radialer Richtung, der den radialen Stützspannungen in gleicher Größe entgegenwirkt.

Da die Zylinderschalen coaxial angeordnet sind, belastet die radiale Stützspannung $e_{r,i}$ der inneren Schale (i) den inneren Rand der folgenden Schale (i+1) und wirkt dort gleichzeitig als stützende Radialspannung. Im Ausgangszustand des unbelasteten Pfahles bleiben die radialen Spannungen im Halbraum mit zunehmender Entfernung vom Pfahl unverändert. In diesem Zustand entspricht der im Boden wirkende Erdruck gerade dem von innen auf die Schale ausgeübten Druck, bzw. dem erforderlichen Stützdruck der von außen auf die Schale einwirkt (Gleichgewichtszustand im Boden).

Wird der Pfahl nun durch eine Zugkraft belastet, werden die Eigengewichtsspannungen des Bodens auf die Pfahloberfläche umgelenkt, was im rechnerischen Modell durch eine geometrische Umformung der Zylinderschalen in ineinanderliegende parabolische Rotationsschalen wiedergegeben wird. Die Auflagerkräfte der Parabelschalen am Pfahlmantel halten der Pfahlzugkraft das Gleichgewicht. Für die granularen Elemente der Parabelschalen sind größere stützende Druckkräfte in radialer und tangentialer Richtung erforderlich als für die Elemente der Zylinderschalen, da aus der Schalenkrümmung zusätzliche Umlenkkräfte resultieren. Erhöhte Radialkräfte im Bodenbereich um einen Zugpfahl wurden bereits von WERNICK (1978) nachgewiesen und auf die Behinderung der dilatanten Aufweitung des rolligen Bodens in einer dünnen, den Pfahl umschließenden Mantelzone zurückgeführt. Aus der Bedingung des Gleichgewichtes der an einem Schalenelement angreifenden horizontalen Kräfte läßt sich aus der erhöhten Radialspannung auch eine Zunahme des Ringdruckes herleiten, der die von der Schalenkrümmung verursachte Ringzugkraft überdrückt. Mit der Forderung, daß bei der Umformung der Zylinderschalen in Parabelschalen die Ringdruckkraft in keinem Schalenelement unter den Ausgangswert abfallen darf, läßt sich eine Gleichung zur Bestimmung der Geometrie der größten Parabelschale, die ihr Eigengewicht auf den Pfahlmantel umlenkt, herleiten (mobilisierter Bodenkörper).

Aus dieser grundsätzlichen Überlegung, nämlich daß die Tragfähigkeit der Zugpfähle auf der Mobilisierung des Eigengewichtes eines umgebenden Bodenkörpers beruht, ergibt sich auch ein Ansatz für das Gruppenverhalten der Pfähle, wobei davon aus-

gegangen wird, das ein Überschneiden der mobilisierten Bodenkörper ursächlich für das verringerte Tragvermögen eines einzelnen Pfahles innerhalb einer Gruppe ist. Zur näheren Herleitung und Begründung des Elementschalenansatzes siehe QUARG-VONSCHIEDT (2000).

2.2 Vereinfachter Ansatz

Da die Auswertung des Elementschalenansatzes eine verhältnismäßig aufwendige Berechnung erfordert, wird im folgenden ein Näherungsansatz vorgeschlagen, der es ermöglicht, mit Hilfe eines einfachen Bemessungsdiagrammes bzw. einer hieraus abgeleiteten Bemessungsgleichung die Grenzzugbelastung eines Pfahles und die Größe des mobilisierten Bodenkörpers zu ermitteln.

In dem Diagramm (Abb. 2) werden die auf der Grundlage des Schalenmodells ermittelten Zusammenhänge grafisch dargestellt. Auf der Abzisse wird im logarithmischen Maßstab der Wert Au aufgetragen, der als Quotient von Öffnungsweite (A) der größten Parabelschale und radialer Verschiebung (u_r) - hervorgerufen durch die dilatante Aufweitung der dünnen, den Pfahl umschließenden Mantelzone - definiert ist.

$$Au = \frac{A}{u_r} \quad (\text{Abzisse}) \quad (2)$$

Auf der Ordinate wird in linearem Maßstab der Wert Lu aufgetragen, der eine Funktion des Verhältnswertes von Pfahllänge (L) zu radialer Verschiebung (u_r) ist.

$$Lu = 1 - 0.01 \cdot \ln\left(\frac{L^2}{u_r^2}\right) \quad (\text{Ordinate}) \quad (3)$$

Lu ist ein Maß für den radialen Verspannungsdruck an der Mantelschale, der mit zunehmender Öffnungsweite A dieser Schale abnimmt. Für die Größe u_r wird bei „Boden-Verbundpfählen“ der Korndurchmesser d_{50} des anstehenden Bodens und bei „Boden-Kontaktpfählen“ die Rauheit d_r der Mantelfläche eingesetzt.

Die Ergebnisse aller zur Verfügung stehenden Modell- und Großversuche wurden wie folgt ausgewertet:

- Berechnung der Schalenöffnungsweite A entsprechend dem schalenstatistischen Ansatz, indem die gemessene Grenzzugkraft gleich dem Eigengewicht des in der Mantelschale eingeschlossenen Bodengewichtes gesetzt wird. Die Geometrie der Schale wird durch eine Parabel 4. Grades beschrieben.
- Mit der bekannten Größe $u_r = d_{50}$ bzw. $u_r = d_r$ ergibt sich der Abzissenwert Au gemäß Gleichung 2
- Mit u_r und der bekannten Pfahllänge L ergibt sich aus Gleichung 3 der Ordinatenwert
- Der sich ergebende Versuchspunkt wird in die Abbildung 2 eingetragen.

Die Versuchspunkte können mit einer Funktion 3. Ordnung

$$Lu = 1,040 - 0,04839 \cdot (\ln Au) + 0,00552 \cdot (\ln Au)^2 - 0,0003771 \cdot (\ln Au)^3 \quad (4)$$

wiedergegeben werden. Diese Funktion kann als Bemessungsgleichung für die Grenzlaster von einzeln stehenden Zugpfählen gelten, für deren Auswertung nur die Parameter Pfahllänge L , Pfahldurchmesser d und die radiale Verschiebung u_r erforderlich sind. Mit diesen Angaben lässt sich die Öffnungsweite der Mantelschale und damit das Gewicht des durch den Pfahl aktivierten Bodenkörpers bestimmen. Für die Schalenöffnungsweite gilt mit Gleichung (2):

$$A = Au \cdot u_r \quad [m] \quad (5)$$

Die Netto-Grenzzugbelastung ohne Pfahleigengewicht ergibt sich als Gewicht des Rotationskörpers der Parabel 4. Grades zu

$$V = \pi \cdot L \cdot \left[A^2 \cdot \frac{32}{45} + A \cdot d \cdot \frac{4}{5} \right] \quad (m^3) \quad (6)$$

$$G = V \cdot \gamma \quad \text{bzw.} \quad = V \cdot \gamma' \quad (kN) \quad (7)$$

Für die Umkehrfunktion $Au = f(Lu)$ kann keine einfache Darstellung angegeben werden, so daß empfohlen wird, den gesuchten Wert Au durch das Auffinden der maßgebenden Nullstelle der Gleichung (4) für den zugehörigen Eingangswert Lu zu ermitteln. Alternativ hierzu ist in Abbildung 2 der Funktionsgraf $Au = f(Lu)$ in Nomo-grammform dargestellt.

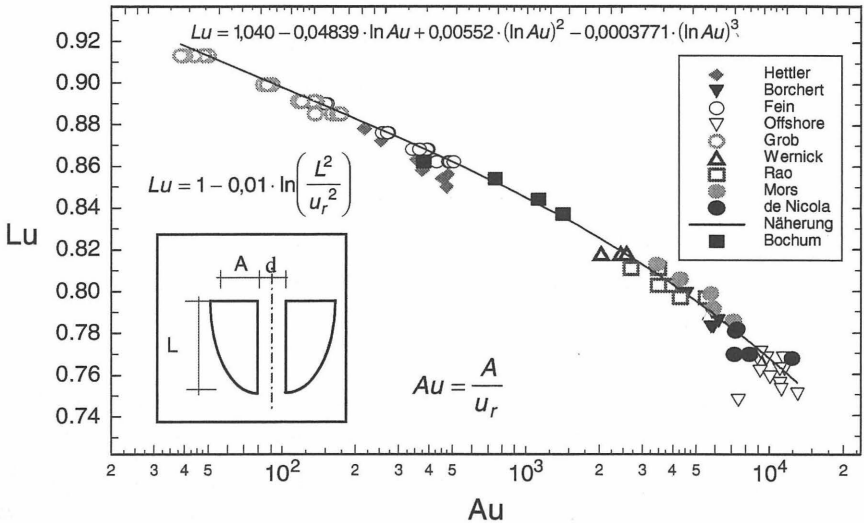


Abbildung 2: Bemessungsdiagramm für Zugpfähle

3 BEMESSUNGSKONZEPT FÜR SOHLVERANKERUNGEN

3.1 Bisheriges Bemessungskonzept

Die bedeutenste Anwendung ausgedehnter Zugpfahlgruppen im Bereich der Geotechnik ist die Rückverankerung von Trogbauwerken unter Auftrieb. Ein aktuelles Beispiel hierfür sind die Tunnel- und Bahnhofsbauwerke der Verkehrsanlagen im zentralen Bereich Berlin (VZB-Vorhaben).

Eine Analyse des angewendete Bemessungskonzeptes haben bereits SAVIDIS et.al. (1999) vorgenommen. Das von den Gutachtern und Planern des VZB-Vorhaben für die Bemessung der Zugpfähle vorgeschlagene Nachweisverfahren (BORCHERT et. al., 1998) kann mit zwei Bemessungsgleichungen wiedergegeben werden:

$$\frac{G_{UBWS}}{\eta_1} + \frac{G_B}{\eta_2} \geq U \quad (8)$$

und

$$\frac{G_{UBWS}}{\eta_1} + \frac{Q_{Br}}{\eta_3} \geq U \quad (9)$$

mit G_B - Bodengewicht unter Auftrieb für das Rastermaß (Differenz zum Pfahleigengewicht wird vernachlässigt)

G_{UBWS} - Gewicht der Unterwasserbetonsohle (UWBS) für das Rastermaß eines Pfahles

U - Wasserdruckkraft auf die UWBS für das Rastermaß

Q_{Br} - Grenzzugkraft des Einzelpfahles ohne Beeinflussung durch Nachbarpfähle

hierbei waren folgende Sicherheiten η einzuhalten:

$\eta_1 = 1,10$ für das Gewicht der Gründungssohle

$\eta_2 = 1,25$ für das Bodengewicht zwischen den Zugpfählen

$\eta_3 = 2,00$ für die Grenzzugkraft der Pfähle

Dieses Konzept entspricht im Prinzip dem zweifachen Nachweis gemäß DIN 1054 und EC 7, wobei für die VZB-Baugruben der Sicherheitsbeiwert für das angehängte Bodengewicht mit $\eta_2 = 1,25$ - also geringer als $\eta_2 = 1,4$ gemäß DIN 1054 - angesetzt wurde. Letztgenanntes wurde in Verbindung mit Probelastungen an Einzel- und Gruppenpfählen von den geotechnischen Beratern für das VZB-Projekt empfohlen.

3.2 Kritik am bisherigen Bemessungskonzept

Bei der Bemessung der Auftriebssicherung der VZB-Baugruben wurde die Grenzzugkraft der Pfähle, die mit einem Sicherheitsfaktor von $\eta_3 = 2,0$ abzusichern ist, nicht in Abhängigkeit vom Gruppeneffekt gesehen, was bereits GOLLUP/KLOBE (1995) kritisierten. GOLLUP/KLOBE empfehlen, bei der Bemessung der Zugpfähle eine pauschale Sicherheit von $\eta_2 = 2,0$ für das Gewicht des aktivierten Bodenkörpers anzusetzen. Nach Auffassung der Autoren ist jedoch zu beachten, daß im Fall der Überschneidung der Einflußbereiche mehrerer Pfähle sich der vorangehend erwähnte Verspannungseffekt infolge Dilatation in der Pfahlgruppe intensiviert und so das Zusammenwirken von Pfahlgruppe und Boden als „angehängter Bodenkörper“ sichergestellt wird. Ausgehend von dieser Überlegung scheint eine Ermäßigung des

Sicherheitsbeiwertes zumindest bei geringen Pfahlabständen sinnvoll. Bei anwachsendem Rastermaß wird die Verspannung aber zumindest in der Mitte zwischen den Zugpfählen fraglich. In Gleichung (8) wird dieser Einfluß des Pfahlabstandes auf eine geringfügige Änderung der Geometrie des von den Pfählen aktivierten Bodenkörpers gemäß Abb. 3 (Ausbildung einer Bodenpyramide vom Ende des Zugpfahles ausgehend) beschränkt.

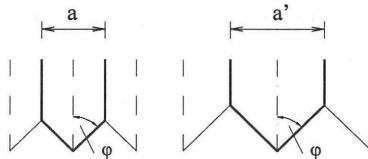


Abbildung 3: Geometrie des dem Gruppenpfahl zugeordnete Bodenvolumens

Ein weitergehender Zusammenhang zwischen der Belastbarkeit der Pfähle und ihrem Achsabstand wird nicht berücksichtigt, so daß die Kritik von Gollup/Klobe in dieser Hinsicht gerechtfertigt erscheint. Ein Grenzabstand für den Gruppeneffekt ergibt sich nur indirekt durch den parallel zu führenden zweiten Nachweis (Gleichung 9). Mit dem bisherigen Bemessungskonzept ist demnach eine Ermittlung der erforderlichen Pfahllänge, nicht aber eine Optimierung hinsichtlich der Pfahlanordnung im Sinne eines gleitenden Überganges vom Nachweis nach Gleichung 8 zu dem Einzelfahlnachweis nach Gleichung 9 möglich.

3.3 Vorschlag eines modifizierten Bemessungskonzeptes

Aufbauend auf dem vorgeschlagenen Berechnungsansatz für die Grenzzugkraft des Einzelfahles wird ein Bemessungskonzept für Zugpfahlgruppen mit variablen Sicherheitsbeiwerten zur Diskussion gestellt. Die Ausgangswerte für die einzuhaltenen Sicherheiten werden entsprechend den Festlegungen und Erfahrungen bei der Bemessung der VZB-Baugruben gewählt:

- Sicherheitsbeiwert hinsichtlich der Auftriebssicherheit des von den Zugpfählen aktivierten Bodenkörpers $\eta_A = 1,25$
- Sicherheitsbeiwert hinsichtlich der Einzelfahltragfähigkeit $\eta_{EP} = 2,0$

Versuchsparameter

Pfahllänge:	$L = 11,5$	[m]
Pfahldurchmesser	$d = 0,25$	[m]
Achsabstand der Gruppenpfähle	$a = 2,50$	[m]
Bodenwichte	$\gamma' = 11,0$	[kN/m ³]
mittlerer Korndurchmesser	$d_{50} = 0,4$	[mm]
Reibungswinkel des Bodens	$\varphi = 35$	[°]

Tabelle 1: *Ergebnisse der Pfahlgruppenprüfung Los 1.4 in Berlin*
(BORCHERT et. al., 1998)

VZB Baulos	Profil	Länge Außenmaß Abstand	1. Belastungszyklus (alle Pfähle werden gleichmäßig belastet bis $s = 11,1$ mm) 2. Belastungszyklus (der Innenpfahl wird bis zum Bruch belastet, wobei für alle übrigen Pfähle die Belastung konstant ist $Q = 607$ kN)								
			Innenpfahl			Eckpfahl			Seitenpfahl		
			Q kN	s mm	s_{bl} mm	Q kN	s mm	s_{bl} mm	Q kN	s mm	s_{bl} mm
Los 1.4	HE-B 220	$L = 11,5$ m 5×5 m $a = 2,5$ m	810 1450	11,1 41	4,2 28,8	870 607	11,1 9,3	5,1 5,6	868 607	11,1 9,8	4,7 5,5

3.4.2 Tragfähigkeit des Einzelfahles

a) bisheriges Konzept

Ermittlung der Tragfähigkeit aus Probelastung an einem Einzelfahl und Anwendung eines Sicherheitsbeiwertes von $\eta_3 = 2,0$ zur Ermittlung der zulässigen Pfahlkraft. Ergebnisse von Probelastungen an Einzelfählen entsprechender Länge ($L = 11,5$ m) im Rahmen der hier zitierten Gruppenversuche liegen nicht vor. Aus diesem Grund werden die Ergebnisse von Versuchen an Pfählen mit Längen von $L = 9,3$ m bzw. $L = 14,4$ m als Kontrollwerte angegeben (Tabelle 2).

b) Modifiziertes Konzept

Anwendung des Näherungsverfahrens (Bemessungsdiagramm) zur Ermittlung der Grenzzugkraft des Einzelfahles und Bestimmung der Tragfähigkeit über einen Sicherheitsbeiwert von $\eta_{EP} = 2,0$: Ermittlung der maximalen Öffnungsweite des aktivierten Bodenkörpers (mit Hilfe der Bemessungsformel siehe Gleichung 4 bzw des Bemessungsdiagrammes (Abbildung 2))

Eingangswerte für die Näherungsberechnung von A:

$$Lu = 1 - 0,01 \cdot \ln\left(\frac{L^2}{u_r^2}\right) \quad Lu = 1 - 0,01 \cdot \ln\left(\frac{11,5^2}{0,0004^2}\right) \quad \rightarrow Lu = 0,7947$$

$$\rightarrow Au = 5086 \quad \rightarrow A = Au \cdot u_r \quad \rightarrow A = 5086 \cdot 0,0004 \quad \rightarrow A = 2,03 \text{ m}$$

Ermittlung der Brutto-Gewichtskraft des aktivierbaren Bodenkörpers (isolierter Einzelpfahl) (Volumenformel siehe Gleichung 6, wobei $\gamma_{\text{Pfahl}} \approx \gamma'$ gesetzt wird):

$$G = \pi \cdot L \cdot \left[A^2 \cdot \frac{32}{45} + A \cdot d \cdot \frac{4}{5} + \frac{d^2}{4} \right] \cdot \gamma'$$

$$G = \pi \cdot 11,5 \cdot \left[2,03^2 \cdot \frac{32}{45} + 2,03 \cdot 0,25 \cdot \frac{4}{5} + \frac{0,25^2}{4} \right] \cdot 11,0 = 1332 \text{ kN (vgl. Tabelle.2)}$$

Tabelle 2 Rechenwerte nach Bemessungsformel und Ergebnisse von Probelastungen zur Ermittlung der Grenzzugbelastung von Einzelpfählen ($\eta = 1$).

VZB Baulos	Profil	Pfahllänge L (m)	Einzelpfahl-Kraft Q (kN)		
			Probelastung	Bemessungsformel	
Los 1.4	HE-B 220	9,3	900	870	Kontrollwert
Los 1.4	HE-B 220	11,5	-	1332	
Los 1.4	HE-B 220	14,4	2200	2110	Kontrollwert

3.4.3 Tragfähigkeit von Zugpfahlgruppen

a) bisheriges Konzept

- Ermittlung des aktivierten Bodenbereiches entsprechend dem Rastermaß und Anwendung eines Sicherheitsbeiwertes von $\eta_2 = 1,25$ auf das Bodengewicht.
- Zusätzlich Beschränkung der Gruppenpfahlkraft auf den halben Wert der bei Probelastungen ermittelten maximalen Einzelpfahlkraft (Ansatz eines Sicherheitsbeiwertes von $\eta_3 = 2,0$ auf die Pfahlmantelkraft im Bruchzustand)

Gewicht des angehängten Bodenkörpers (je Pfahl)

$$h = \frac{a \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot \tan(\varphi)}$$

$$h = \frac{2,5 \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot \tan(35^\circ)} = 2,52 \text{ m}$$

$$G_b = a^2 \cdot \gamma \cdot \left(L - \frac{2}{3} \cdot h \right)$$

$$G_b = 2,5^2 \cdot 110 \cdot \left(11,5 - \frac{2}{3} \cdot 2,52 \right) = 675 \text{ kN}$$

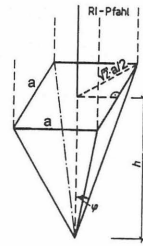


Abbildung 5: Geometrie der an den Gruppenpfahl angehängten Bodenpyramide

Bestimmung der Gebrauchslast

$$Q_{gebr} = \frac{G_b}{\eta_2}$$

$$\text{oder } Q_{gebr} = \frac{Q}{\eta_3}$$

$$Q_{gebr} = \frac{675}{1,25} = 540 \text{ kN}$$

$$\text{oder } Q_{gebr} = \frac{1332}{2,0} = 666 \text{ kN}$$

maßgebend $Q_{gebr} = 540 \text{ kN}$

b) modifiziertes Konzept

- Ermittlung der Tragfähigkeit der Gruppenpfähle mit Hilfe der Pfahlformel durch Bestimmung der maximalen Einzelpfahlkraft und des Grenzabstandes der Pfähle in der Gruppe, wobei eine lineare Abhängigkeit zwischen Pfahlabstand und Gruppenpfahlkraft vorausgesetzt wird.
- Zusätzlich Ermittlung des aktivierten Bodenbereiches entsprechend dem Rastermaß (Bodenpyramide) und Anwendung eines Sicherheitsbeiwertes von $\eta_A = 1,25$ auf das Bodeneigengewicht (wie zuvor).

Maximale Öffnungsweite des aktivierten Bodenkörpers (siehe 3.4.2 b): $A = 2,03 \text{ m}$

Damit $a_{\text{grenz}} = 2 \cdot A + d = 2 \cdot 2,03 + 0,25 = 4,31 \text{ m}$

Ermittlung der Gewichtskraft des aktivierbaren Bodenkörpers (einzeln stehender Pfahl) (siehe 3.4.2b): $G = 1332 \text{ kN}$

Ermittlung der Grenzlaster der Einzelpfähle in der Gruppe (linearer Anstieg abhängig vom Pfahlabstand). Vereinfachend wird für große Pfahlgruppen vorausgesetzt, daß der Pfahl in der Gruppe beim Abstand $a = 0$ keinen Zugwiderstand hat ($G_{GP}^{a=0} = 0$).

$$G_{GP} = \frac{G}{2 \cdot A + d} \cdot a = \frac{1332}{2 \cdot 2,03 + 0,25} \cdot 2,5 = 773 \text{ kN}$$

Diese Grenzzugkraft für den in der Gruppe stehenden Pfahl ist vergleichend mit dem in Tabelle 1 angegebenen Ergebnis der Pfahlgruppenprüfung zu sehen.

Ermittlung des Sicherheitsbeiwertes für Gruppenpfähle abhängig vom Pfahlabstand.

Für $0 \leq a \leq a_{\text{grenz}}$ gilt:

$$\eta_a = \eta_A + \frac{\eta_{EP} - \eta_A}{2 \cdot A + d} \cdot a = 1,25 + \frac{2 - 1,25}{2 \cdot 2,03 + 0,25} \cdot 2,5 = 1,68$$

Bestimmung der Gebrauchslast

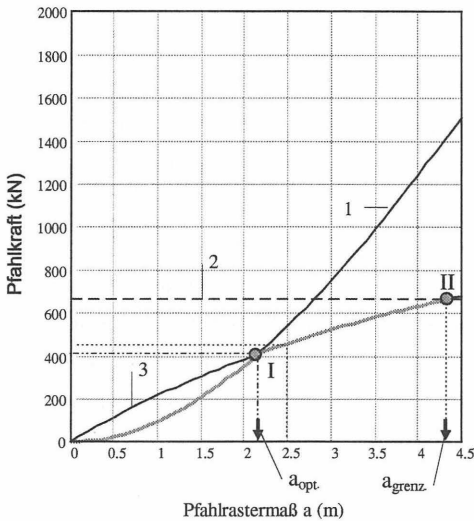
$$Q_{\text{gebr}}^* = \frac{G_{GP}}{\eta_a} \quad \text{oder} \quad Q_{\text{gebr}}^* = \frac{G_b}{\eta_A}$$

$$Q_{\text{gebr}}^* = \frac{773}{1,68} = 460 \text{ oder} \quad Q_{\text{gebr}}^* = \frac{675}{1,25} = 540$$

$$\text{maßgebend } Q_{\text{gebr}}^* = 460 \text{ kN}$$

Für das gewählte Beispiel wird nach dem bisherigen Bemessungskonzept - ausgehend von einer Einzelpfahltragfähigkeit von 1332 kN eine zulässige Zugkraft für jeden einzelnen Pfahl in der Gruppe von 540 kN ermittelt. Hierbei wird das Gewicht des aktivierten Bodenkörpers mit einer Sicherheit von 1,25 maßgebend. Nach dem modifizierten Bemessungskonzept ergibt sich eine maßgebende Gebrauchslast von $Q_{\text{gebr}} = 460$ kN, wobei eine Sicherheit von $\eta_a = 1,68$ auf die von der Gruppentragwirkung beeinflusste Pfahlkraft angewendet wird.

In Abbildung 6 ist die zulässige Pfahlbelastung nach dem modifizierten Bemessungskonzept als Funktion des Achsabstandes der Pfähle für das voranstehend gewählte Beispiel aufgetragen.



1. Gewichtskraft des angehängten Erdkörpers ($\eta = 1,25$)

$$G_B = \frac{a^2 \cdot 11,0}{\eta_A} \cdot \left(11,5 - \frac{2}{3} \cdot \frac{a \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot \tan 35^\circ} \right)$$

2. Tragfähigkeit eines Einzelpfahles ($\eta_{EP} \approx 2,0$) $G/\eta_{EP} = 666 \text{ kN}$

3. Tragfähigkeit eines einzelnen Pfahles in der Gruppe ($\eta = 1,25$ bis $2,0$)

$$Q_{geb}^* = \frac{\frac{G}{2 \cdot A + d} \cdot a}{\eta_A + \frac{\eta_{EP} - \eta_A}{2 \cdot A + d} \cdot a} = \frac{309,05 \cdot a}{1,25 + 0,1740 \cdot a}$$

Der kleinste Wert nach 1, 2 oder 3 ist maßgebend

- Optimaler Pfahlabstand für die vorgewählte Pfahllänge. Die Gruppenpfahltragfähigkeit entspricht dem Gewicht des angehängten Erdkörpers.
- Grenzabstand des Gruppenverhaltens bei $a_{\text{grenz}} = 4,31 \text{ m} = 2 \cdot 2,03 + 0,25$

Abbildung 6: Tragfähigkeit der Gruppenpfähle als Funktion des Pfahlabstandes

Aufgrund der bereits erwähnten Überschneidung der Einflußbereiche der einzelnen Pfähle wird folgendes Gruppenverhalten der Zugpfähle angenommen (Abbildung 7):

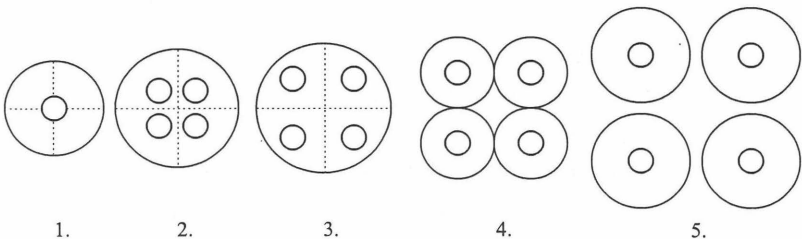


Abbildung 7: Überschneidung der Einflußbereiche der Zugpfähle einer Pfahlgruppe

Bei kleinen gegenseitigen Abständen der Gruppenpfähle wird zunächst ein umschreibender Bodenkörper aktiviert, erst mit zunehmendem Achsabstand zerfällt die Gruppe in Einzelpfähle, die sich nach dem Überschreiten des Grenzabstandes a_{grenz}

nicht mehr gegenseitig beeinflussen. Die Grenzzuglast der einzelnen Gruppenpfähle nimmt linear mit dem Pfahlachsabstand zu. Für die Bemessung ergibt sich hieraus die Forderung, daß der einzelne Gruppenpfahl bei einem geringen Abstand zum Nachbarpfahl nur das ihm zugeordnete Bodenvolumen aktivieren kann. Für Pfähle in ausgedehnten Gruppen wird das dem Raster entsprechende Bodenvolumen gemäß Abbildung 3 ermittelt.

In dem für die Zugpfähle optimalen Raster ($a = a_{\text{optimal}}$) werden die Zwickelbereiche zwischen den Pfählen infolge Verspannung noch voll mobilisiert. Vergrößert sich der Pfahlabstand über a_{optimal} hinaus, erreicht die Grenzzuglast des einzelnen Gruppenpfahles nicht mehr den Wert der Gewichtskraft des zugeordneten Bodenvolumens. Für Pfahlabstände zwischen a_{optimal} und a_{grenz} ist daher eine dem Pfahlabstand entsprechend abgeminderte Einzelpfahltragfähigkeit maßgebend (Abbildung 8).

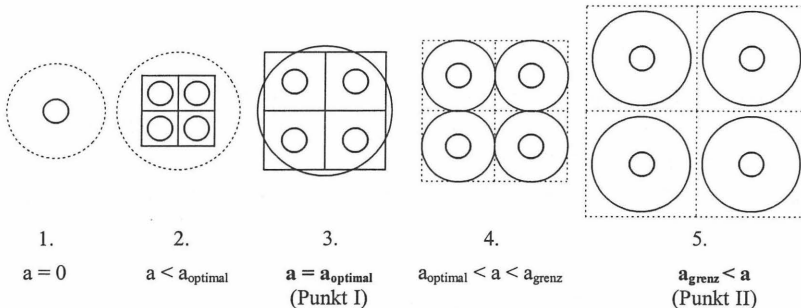


Abbildung 8: Berücksichtigung des Gruppenverhaltens im Bemessungskonzept

Die in Abbildung 6 dargestellten Kurvenverläufe der rechnerisch zulässigen Pfahlzugbelastungen berücksichtigen den Ansatz der Sicherheitsbeiwerte nach dem modifizierten Bemessungskonzept.

In dem Bereich unterhalb des Schnittpunktes der Kurven des ansetzbaren aktivierten Bodengewichtes (Auftriebssicherheit $\eta = 1,25$) und der Kurve der zulässigen Gruppenpfahlkraft (variabler Sicherheitsbeiwert $\eta = 1,25$ bis $2,0$) ist der gewählte Pfahlabstand unwirtschaftlich, da die zulässigen Pfahlkräfte nicht ausgenutzt werden. Für den Nachweis maßgebend ist die untere Kurve. Bei einem Pfahlabstand entsprechend dem Grenzabstand a_{grenz} (ermittelt aus dem Bemessungsdiagramm) ist die zulässige Gruppenpfahlkraft gleich der eines freistehenden Einzelpfahles

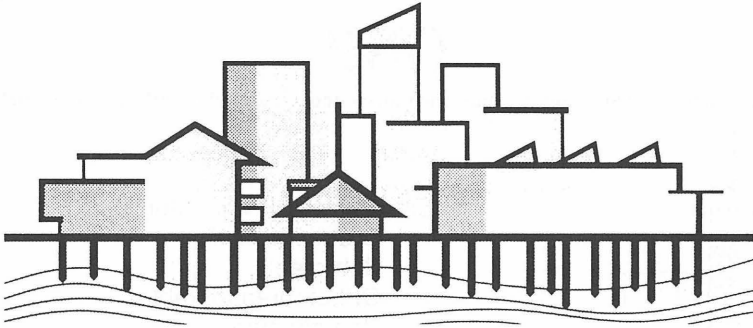
(Punkt II; Abb. 6 und 8). Generell ist die kleinste Pfahlkraft, die sich aus dem Diagramm (Abb. 6) für einen gewählten Pfahlabstand ergibt, maßgebend

4 ZUSAMMENFASSUNG

Das Bemessungskonzept für die VZB-Baugruben berücksichtigt bei der Ermittlung der zulässigen Kräfte der Gruppenpfähle bis zum Wert der Einzelpfahltragfähigkeit nur einen Nachweis der Auftriebssicherheit des aktivierten Bodenkörpers gemäß dem Rastermaß der Pfähle. Die Zuverlässigkeit der Kraftübertragung zwischen Boden und Pfahl wird durch Probelastung von Einzelpfählen und Pfahlgruppen nachgewiesen. Dieses Verfahren ist kostenintensiv und nur bei entsprechend großen Baumaßnahmen durchführbar. Bei Anwendung des voranstehend erläuterten modifizierten Bemessungskonzeptes mit einem vom Pfahlrastermaß a abhängigen, von $\eta = 1,25$ auf $\eta = 2,0$ ansteigenden Sicherheitsbeiwert und bei Anwendung des von QUARG-VONSCHIEDT (2000) vorgeschlagenen Bemessungsdiagramms zur Ermittlung der Grenzzuglast des einzeln stehenden Pfahls kann nach Meinung der Autoren auf Probelastungen an Zugpfahlgruppen ganz, auf Einzelpfahlprüfungen zumindest teilweise - bis auf Kontrollversuche - verzichtet werden. Wird die erforderliche Zugpfahllänge unter Ansatz der gesamten Baugrubengrundfläche über den Auftriebsnachweis des angehängten Bodenbereiches ermittelt, erlaubt das vorgestellte Bemessungskonzept die Bestimmung des wirtschaftlichsten Pfahlabstandes.

LITERATURHINWEIS

- BORCHERT, K.-M. (1998) Tragverhalten von Zugpfahlgruppen für Unterwasserbetonsohlen
MÖNNICH, K.-D.
SAVIDIS, S. 25. Baugrundtagung 1998 in Stuttgart
WALZ, B.
- BORCHERT, K.-M. (1996) Zuschrift zum Beitrag Tiefe Baugruben in Berlin:
ERDMANN, J. Bisherige Erfahrungen und geotechnische Probleme.
KRAMER, H. Geotechnik Jg. 19 Heft 2 . S.605-613
WINSELMANN, D.
- GOLLUB, P. (1996) Tiefe Baugruben in Berlin: Bisherige Erfahrungen
KLOBE, B. und geotechnische Probleme
Geotechnik Jg. 18, S.121-131
- QUARG-VONSCHIEDT, J. (2000) Berechnungsmodell für die Tragfähigkeit und
das Gruppenverhalten von Zugpfählen
Bergische Universität GH Wuppertal, Bericht Nr. 23
- SAVIDIS, S. (1999) Tragverhalten von Pfahlgruppen zur Auftriebssi-
BORCHERT, K.-M. cherung tiefer Baugruben in Berlin - Meßergebnisse
MITTAG, J. und numerische Analyse
RACKWITZ, F. Pfahlsymposium 1999, Mitteilungen des Institutes für
Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität
Braunschweig, Heft Nr.60, S.145-157
- WERNICK, E. (1978) Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter
besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens
Universität Fridericiana in Karlsruhe, Institut für Bo-
denmechanik und Felsmechanik, Heft 75



Bei weichem Baugrund sprechen gute Gründe für das QUASt-Pfahlsystem

- Geeignet für ein breites Spektrum von Anforderungen und Bedarfsfällen
- Sichere Lastableitung an jedem Pfahl
- Kostengünstig auch bei kontaminierten oder wasserführenden Böden, schwer erreichbaren Stellen und naher Bebauung.
- Zeitgewinn durch QUASt-Spezialgerät
- Realitätsnahe Vorhersagen zum Zeit- und Kostenrahmen.

Ihr Partner für wirtschaftliches Bauen



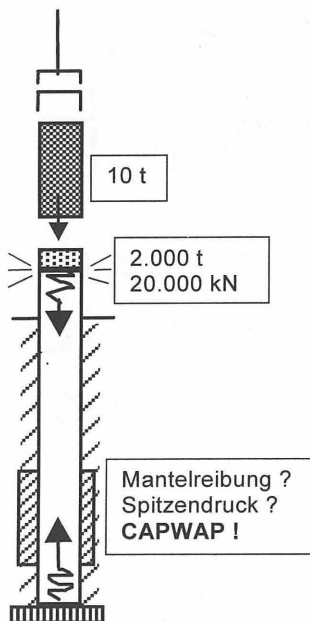
OTTO QUAST

Bauunternehmen Siegen

Weidenauer Straße 265, 57076 Siegen
Tel. (0271) 4031-217, Fax (0271) 4031-110

GSP

Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden mbH



- Dynamische Pfahlprüfung
 - Großbohrpfähle
 - Bohrpfähle
 - Ort betonrammpfähle
 - Rammpfähle
 - Kleinpfähle
- Integritätsprüfungen
- Beratung bei Sonderproblemen
- WEAP - Berechnungen
 - Optimierung Pfahl und Hammer

Erschütterungsüberwachungen von Baustellen
- Einwirkung auf Menschen und Gebäude - DIN 4150 Teil 2 und 3-
Erschütterungsüberwachungen von empfindlichen Anlagen

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller

von der Industrie- und Handelskammer Rhein-Neckar öffentlich bestellter und vereidigter
Sachverständiger für Schwingungen und Erschütterungen

Repräsentant von Pile Dynamics Inc. im deutschsprachigen Raum

Käfertaler Straße 164 · 68167 Mannheim · Tel: 0621 / 33 13 61 · Fax: 0621 / 33 42 52
e-mail: info@gsp-mannheim.de - internet : www.gsp-mannheim.de

Nachweis der Lastabtragung in großer Tiefe 72 m lange Stahlrammpfähle für LPG-Tanks

Verification of Load Transfer to a Large Depth 72 m Long Driven Steel Piles for LPG-Tanks

Oswald Klingmüller, Mannheim

Contents

1. Introduction
2. Soil conditions and safety concept
3. Preparation of piling works by WEAP driveability analysis
4. Execution of tests and driving records
5. Resistance distribution during driving and re-driving
6. Conclusions

Summary

Dynamic pile testing has been applied to verify the bearing capacity of 1200 pcs of driven steel H-piles with length 60 to 80 m for the foundation of the LPG-tanks in Bonny-Island, Nigeria. The testing procedure consisted of 28 pile tests in three sets – preproduction, at start of production and during production. Among others special objectives had to be achieved by the tests – first the verification of the driving resistance and bearing capacity in the base layer at 55 to 75 m depth considering negative skin friction in the upper layers – second a reliable definition of driving criteria considering soil compaction due to driving neighbouring piles.

Zusammenfassung

Die Tragfähigkeit der Gründung von LPG Tanks auf 1200 Stahlpfählen von 60 bis 80 m Länge auf Bonny Island, Nigeria, wurde durch Dynamische Pfahlprüfungen nachgewiesen. Insgesamt 28 Pfähle wurden in verschiedenen Bauphasen getestet – Testpfähle vor Beginn des Rammenarbeiten, Produktionspfähle beim Beginn und während des Rammens. Die Tests wurden beim Einrammen sowie auch beim Nachrammen durchgeführt. Besondere Aufgabenstellungen der Tests ergaben sich unter anderem daraus, daß der Rammwiderstand und damit die Tragfähigkeit der Pfähle nur in einer Schicht von 55 bis 75 m Tiefe nachzuweisen war bei gleichzeitiger Berücksichtigung möglicher negativer Mantelreibung in höheren Bodenschichten, sowie daß die sinnvolle Formulierung von Rammkriterien die Verdichtung des Bodens durch das Rammen der Nachbarpfähle zu berücksichtigen hatte.

1. Introduction

Bonny Island is situated at the coast of the Atlantic Ocean in the delta of the Niger river. The whole delta area is a region of very weak and soft alluvial soils mainly covered with mangrove woods. It is the center of onshore and offshore oil exploration activities.

In order to improve the environmental impact of these activities a large gas liquifaction installation was built to avoid the burning of gas during production. For the construction of the large industrial facilities the soil had to be strengthened. For the LNG process plant and tanks an overburden was used and compacted the drained soil. As this process took several years it was decided to use a deep foundation for the LPG plant extension.

2. Soil conditions and safety concept

Soil investigations by deep coring showed that the soil is consisting of a number of layers of uncompacted silty sands above a competent sand strata at a depth starting at 57 m. This strata is of limited thickness of 10 to 20 m and is overlaying another deep layer of more or less compacted clay of thickness 2 to 8 m.

As for the construction of the tank base-plate a 4 m thick sand fill had to be imposed on level ground it had to be assumed that this additional load will induce compaction of the uncompacted upper silty clayey layers. This situation was giving additional load to the piles as negative skin friction and no load transfer was allowed for in these upper layers. It was therefore necessary to design a piling foundation where the tank loads in addition with the negative skin friction had to be safely transferred to the deep layers.

For the definition of the required design capacity of the piles the loads from a hydrostatic load test including self-weight of the tank (1.469 kN) and piles (123 kN) and estimated negative skin friction (172 kN) was decisive. For the hydrostatic load and the selfweight of the tank a global safety factor of 1,5 had to be applied to give the required capacity for a pile as **2.498,5 kN**.

As timewise only a foundation of driven piles could be considered the question had to be discussed how to verify the capacity of the piles. Whereas international specifications (e.g. EC7-drafts, ASTM 4595) mention the possibility of dynamic testing during driving the clients specifications explicitly demanded a static test. To determine the resistance of the deep layer would either demand to install an instrumented pile or to install a pile where all skin friction in the upper layers is totally suppressed. In both cases it seemed not to be possible to drive the test pile.

In the first case the danger of destroying the instruments (strain gages) during driving was high.

In the second case the driving should be done in a casing where the length of the casing above the competent sand should be filled with frictionless bentonite.

To avoid buckling of course guides must be placed along the pile eventually producing uncontrolled friction. Also during the borings for soil investigations a number of the records have the remark „blowing sands“ when reaching the sand layer. So it must be assumed that the competent sand might loose its consistency when the natural overburden is removed.

After the difficulties of a static test have been demonstrated to the client and his consultants a site specific procedure on the basis of dynamic testing was developed and accepted as a key part of the quality management system.

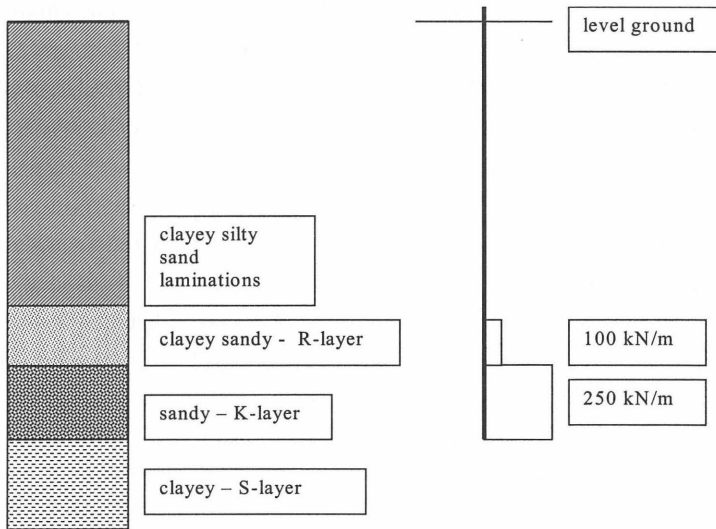


Figure 1 : Schematic soil conditions and anticipated skin friction to be verified

3. Preparation of piling works by driveability analysis

For the preparation of piling works extensive calculations by wave equation analysis have been carried out. By this WEAP[®]-analysis the driving process is fully simulated. Modelling of hammer, helmet, cushion and pile for a given soil profile results in data on

- pile compression and tensile stresses during driving,
- number of blows to be applied for a certain resistance and depth,
- development of blows per unit length and resistance with depth,
- duration of driving for given blow rate with time.

From this analysis an optimal choice of pile type and hammer is determined. As a result of this optimization process steel H piles were chosen because they offered best control for the on-site-welded splices.

With the necessity to drive the piles down to 70 m penetration a very heavy equipment was needed. Although the chosen piles were very slender the hammer to be applied was chosen to be the largest available. Wave equation analysis showed that the compression stresses will be near to the limit. Therefore a pile cushion was used. The stresses could be reduced without unfavourable prolongation of the total driving time.

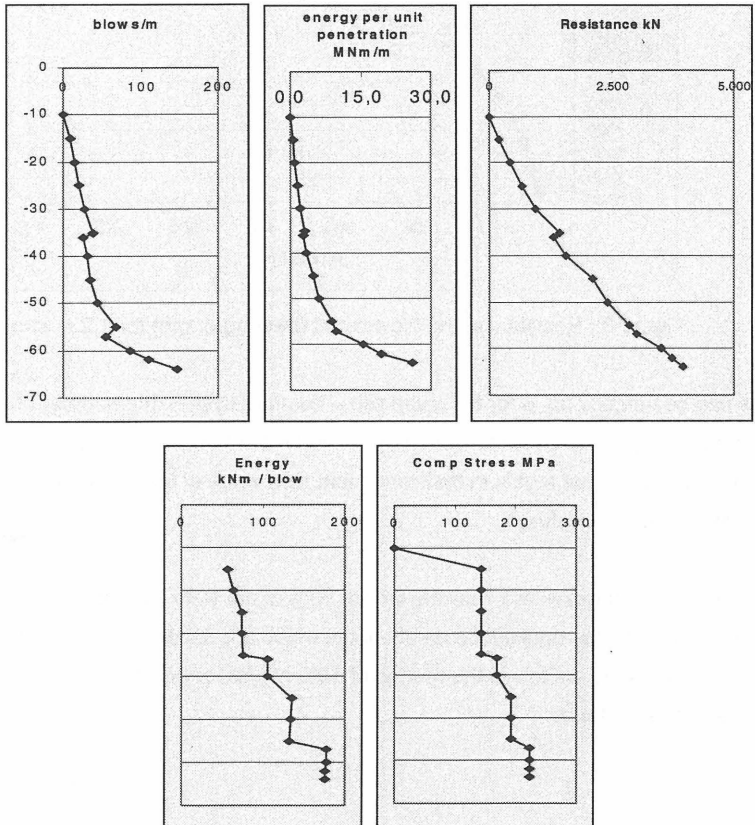


Figure 2 : Resistance and blows with depth – driveability analysis

Selected results of the wva equation analysis are summarized in a graphical representation in figure 2. It can be seen that from the soil profile as found by soil investigations a gradual increase of resistance with depth should be expected.

Increased energy (stroke) leads to a higher penetration per blow (reduced blow count) but also increases the compressive stresses. For this calculation it was assumed that the skin friction during continuous driving is reduced to 60%.

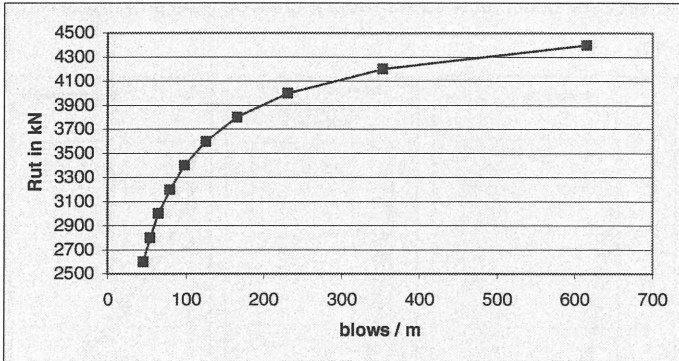


Figure 3 : Resistance and blow count (bearing graph) for 1,2 m stroke

As can be seen by fig. 3 for the given pile – hammer system the number of blows increase very much if resistances of app 4.500 kN are exceeded. Blows per meter will increase without a gain in resistance and so a value of 500 blows per meter can be expected to be refusal.

Compressive stresses are near the limit of 90% of the yield strength of 265 MPa and only depend on the applied forces at impact which are depending on the stroke only. Tension stresses are low in the reange of 10% of yield strength and decrease with increasing resistance.

4. Execution of tests

The original pile capacity verification procedure consisted of

1. the testing of 4 pre-production test piles to be driven in the middle of the two tanks for the determination of trial driving criteria approximately 1 month before the production driving was to start
- and
2. a testing sequence at the beginning of production driving of 5 production test piles in each of the sectors of both tanks to reconfirm the driving criteria with respect to the different elevation of the competent sand layer. For a more detailed investigation of soil behaviour another 3 pile were driven and so a total of 13 piles have been tested in this second campaign.

As after driving of app. 50 piles the driving criterium was not met for a limited number of piles

3. additional tests at redriving had to be executed to reveal the nature of the „weak spots“ and assess a possible set-up. In this test campaign 10 piles have been tested in redriving and 1 extra pile during initial driving.

For the pile driving analysis of the preproduction test piles the complete driving of the second segment from 36 m penetration to final penetration was controlled. All piles have been retested after 1 hour set. Piles 1 to 3 have also been tested after 15 hours set.

The production piles have also been PDA-controlled over the whole driving of the second segment and redriving has been analysed after different set up times. In the third test campaign the pile have been redriven 19 to 31 days after installation.

5. Resistance distribution during driving and redriving

For the verification of the soil resistance in the sandy K-layer the modelling process of the CAPWAP-method was used. In this back-calculation from measured force and velocity at the pile top the resistance as activated over the length of the pile is determined.

The aim of the dynamic pile testing was to verify the assumed skin friction in the competent sandy K-layer. For a penetration of 7 m into this layer and a capacity demand of 2.500 kN a skin friction of $2.500/7 = 358 \text{ kN/m}$ was the unit skin friction to be proven. If only the outer circumference of the H-profile is taken into account the skin friction is distributed over an area of $1,48 \text{ m}^2/\text{m}$, i.e. a unit friction of 240 kPa was expected. As this is a very high value and unlikely for the alluvial sands a certain portion of the pile forces were assumed to be transferred over the tip.

bonny/ggsteelpile; File: PT001; BN: 1193 (Test: 03-Mar-2000)
GSP - Mannheim

07-Jan-2001
CAPWAP® Ver. 2000-1

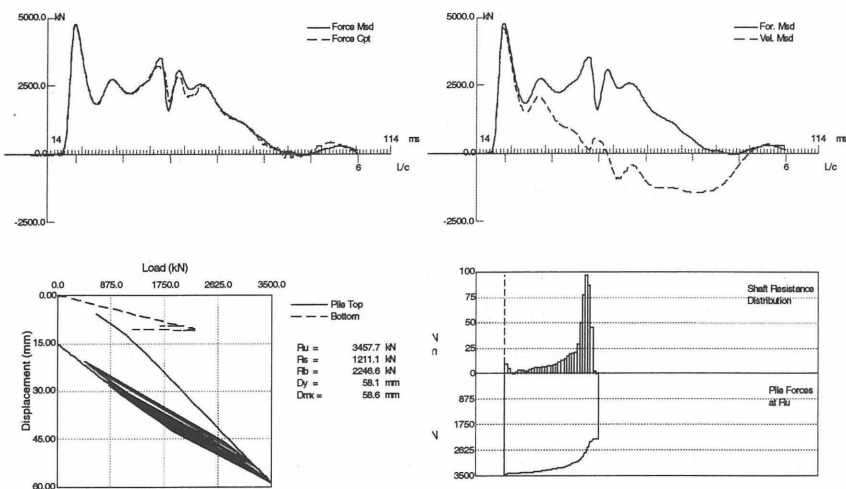


Figure 8 : CAPWAP results for preproduction test pile No.1
at end of initial driving EOI

Fig. 8 gives a summary of the CAPWAP results. On top right the measured force and velocity at pile top are given. Both quantities are a function of time. As it is indicated the total duration of the impact is about 60 ms (milli seconds) 0,06 seconds. The horizontal scale also gives the time in multiples of the unit travel time of a stress impulse to propagate through the length of the pile. This travel time is dependent of the wave velocity that is a material constant and $c = 5.172$ m/s. So the time $2L/c$ is referring to the time when the wave has travelled to the pile tip and after reflection is arriving back at the pile top. This first portion of the force/velocity is most significant for the evaluation because the difference force-velocity is an indication of the activated skin friction.

This skin friction as determined by the back-calculation is shown on the lower right hand side of the graph as unit skin friction in kN/m above the line and total resistance in kN or internal pile forces (tip resistance and integrated skin friction) under the line. With reference to the time history reflection graph the skin friction distribution is shown from top to bottom as from left to right.

On top of the left hand side the measured and computed force is given on the same time scale as the measured force and velocity on the right hand side. The matching of the two curves is a measure for the accuracy of the description of the real pile by the pile model.

Bottom left the force displacement relationship is given. In the middle between the force-displacement graph and the skin friction the ultimate resistance R_u , the tip or bottom resistance R_b and the skin friction R_s is given together with the maximum displacement D_{mx} and the elastic displacement D_y is given.

In initial driving a continuous changing of skin friction is to be observed were it is possible that the skin friction distribution in the upper portion of the sand layer is reduced by the dynamic driving process and the target skin friction is only activated at a limited portion of the pile in the sandy layer.

bonnytpilepile; Pile: BOT4; BN: 1200 (Test: 09-Mar-2000)
GSP - Mannheim

07-Jan-2001
CAPWAP® Ver. 2000-1

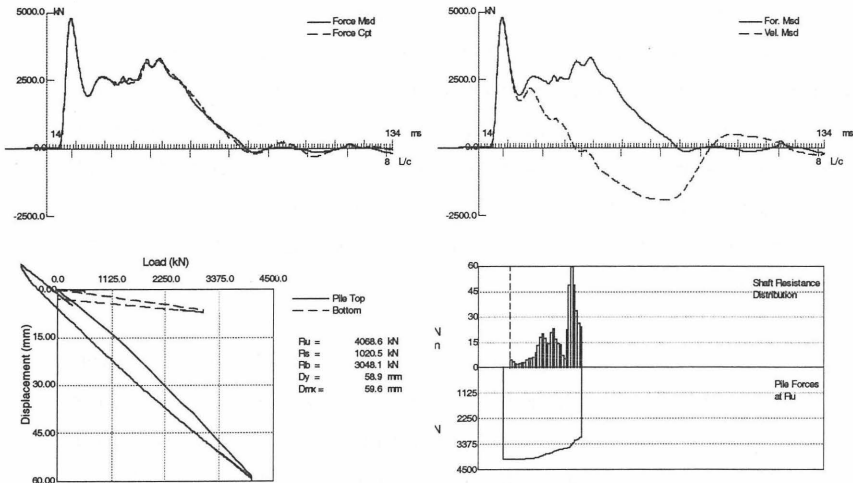


Fig 9 : End of initial driving for preproduction testpile No.4

For the very first pile at the end of initial driving (EOI) however most of the resistance was concentrated at the tip of the pile (see fig.8). Because of this resistance concentration skin friction in the layer directly above the pile tip could not be verified. The computer modelling of the pile must be understood as to provide a picture of the effect of the load transfer, i.e. there is a high resistance acting by its spring stiffness characteristics like soil in compression. In reality however this compression is not concentrated under the very tip steel area but is transferred by a combination of compression and plugging with increased friction at the pile tip. The model shows only for the higher sandy layer, that was not taken into account in design calculations, considerable skin friction. By taking account of this upper skin friction and the tip resistance the total required capacity was well verified. As can be seen by the matching this overall activated capacity is accurate because the pile movements are fully described even if all the details of the load transfer are not modelled.

This plugging effect was different from pile to pile and occurred during initial driving and redriving. For test pile TP4 the tip resistance is even exceeding the target resistance of 2.500 kN (see fig 9).

Whenever plugging was found the skin friction above the tip was low and the required values could not be verified. If however the resistance over the lower portion of the pile in the K-layer and above was taken as total resistance the overall target capacity was verified.

In comparison to the driving record nearly in all skin friction distributions a high resistance was found in the sandy R-layers above the K-layer. By the result of the CAPWAP analysis the strength of this layer could be proven and load transfer was accepted.

After setup the skin friction of the pile increased to values of 300 kN/m in the K-layer and nearly 200 kN/m above the K-layer (see fig. 10). By the end of the redriving the skin friction was released and a plug tip resistance built up (see fig.11).

After 3 to 4 weeks the piles have been „frozen“ to the ground and a high skin friction in the upper layers has been activated. Hence the resistance in the bottom part of the pile could not be activated. In redriving the total resistance was in the range of over 6.000 kN but in the bottom competent sandy K-layer no significant resistance could be activated.

After the pile has been driven about 10 cm at app. 300 blows the skin friction has shifted towards the bottom of the pile but still did not reach the values that have been determined for other piles after 15 hours set. The skin friction in the upper layer was so high that not enough energy could be transferred down to the bottom of the pile.

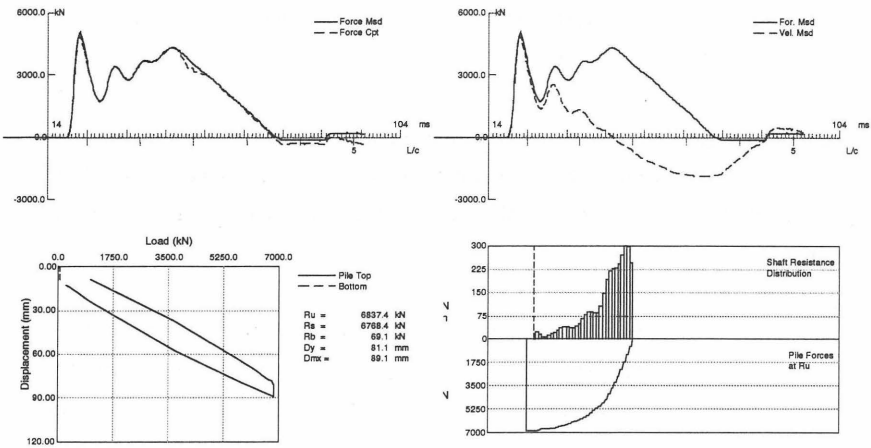


Figure 10 : Begin of 15 h redrive of test pile TP1

bonnytpilepile; Pile: PT001; BN 158 (Test: 04-Mar-2000)
GSP - Mannheim

07-Jan-2001
CAPWAP® Ver. 2000-1

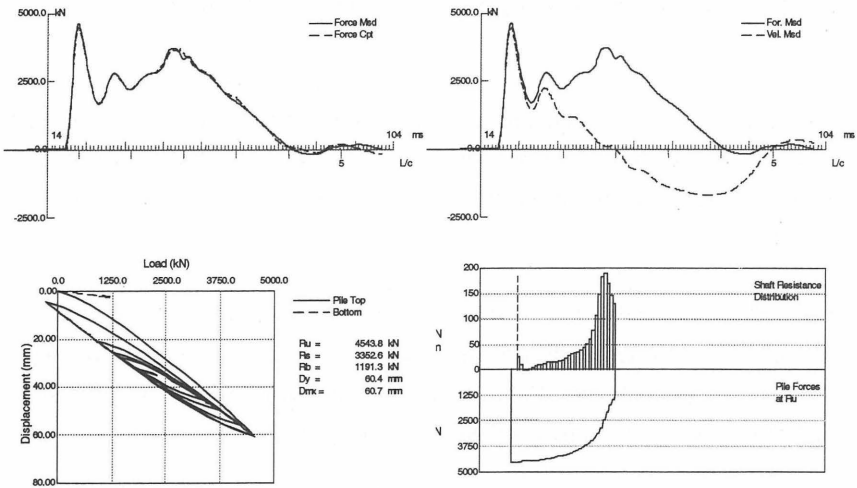


Figure 11 : End of redrive after 15 hours

BormyLPG; Pile: N290; BN 6 (Test: 04-Jan-1980)
GSP - Mannheim

07-Jan-2001
CAPWAP® Ver. 2000-1

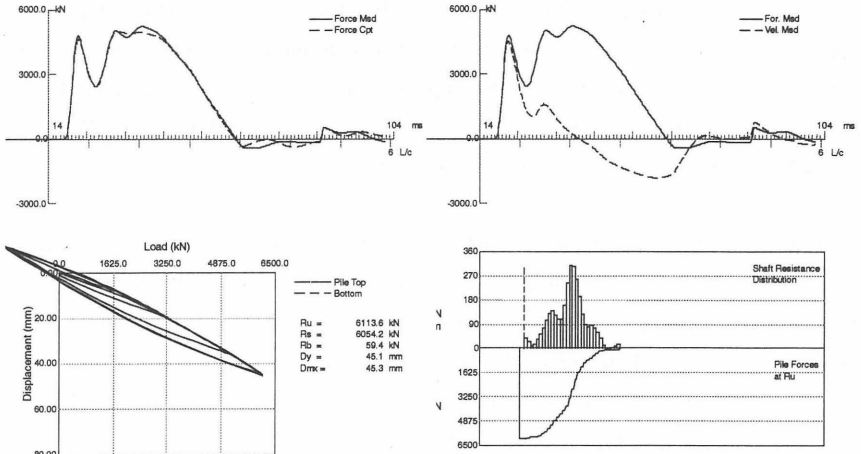


Figure 12 : Begin of Redriving after 21 days set up

BormyLPG; Pile: N290; BN 370 (Test: 04-Jan-1980)
GSP - Mannheim

07-Jan-2001
CAPWAP® Ver. 2000-1

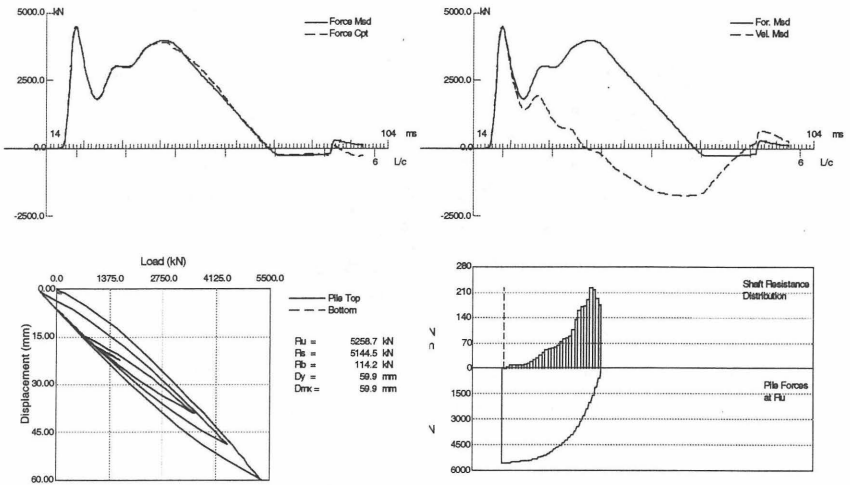


Figure 13 : End of Redriving after 21 days

Even when during redriving a considerable accumulated permanent set was achieved (more than 10 cm) no resistance increase was found for the bottom layers. Residual stress analysis by CAPWAP showed that the pile nearly totally relaxed after each blow and the stress strain relationship always started from the bottom line. So in order to activate the resistance of the competent sand layer more blows had to be applied. In some test piles these additional blows lead to an additional penetration about 50 cm like was possible in short time redriving.

Although in redriving an increased overall resistance was found it was not possible to define a reliable conclusion with respect to the setup characteristic, increase of resistance with time, for the competent sand layer. This was mainly due to the plugging effect. In some cases during redriving no new plug was formed and the resistance was skin friction, in other cases the number of applied blows was different from others so the effect of increased skin friction was not directly comparable. On the other hand, the redriving had to follow site specific demands (and sometimes the tropical rain and thunderstorm prevented a continuation in scheduled time), so that a constant redriving procedure could not be established.

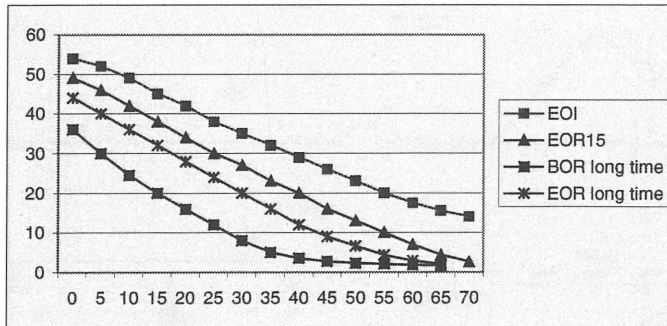


Figure 14 : Maximum displacements for end of initial driving (EOI),
begin of redriving after 15 hours (EOR15),
begin of redriving after 21 days (BOR long time),
end of redriving after 21 days (EOR long time)

The displacement graph (Fig. 14) shows that only in initial driving it was possible to move the pile tip and activate resistance. Elastic compression of the pile during initial driving is about 50 mm.

For some of the tested piles the target resistance could be verified at a single blow. But as has been demonstrated for some piles this was not possible. In reviewing all results however it could be seen that individual tip resistances, skin friction values of up to 300 kN/m could be verified and therefore the target of an overall capacity of 2.500 kN has been met.

6. Conclusions

Dynamic pile testing during driving and redriving was used to verify the capacity of the deep foundation of LPG tanks in soft alluvial grounds. With respect to the complexity of the dynamics of driving however the results especially the skin friction distribution did not directly match the anticipated distribution as derived by soil investigation and geotechnical reasoning. It was shown that by a combination of results from different blows of driving and redriving the required values for the skin friction in the deep competent sandy K-layer could be verified and the ultimate capacity proven. By dynamic pile testing i.e. measurement of force and displacement at pile top, the distribution of resistances along the axes of the pile could be determined that would otherwise have been impossible.

References :

The paper does not refer to any special literature. For a general introduction into dynamic pile testing the reader is advised to take advantage of the webpages pile.com and gsp-mannheim.de.

Acknowledgement :

The cooperation with Bilfinger+Berger Bauaktiengesellschaft and Julius Berger Nigeria PLC staff as well as engineers of SHELL (owner), his consultants and Contractor Chicago Bridge and Iron is highly appreciated, especially the interesting and effective discussions with J.Karlsson, S.Proeck and Dr.Hoenisch of Bilfinger+Berger International Division/Ground Engineering Department and Dr.M.Moser of Julius Berger Nigeria PLC.

DER EINSATZ DYNAMISCHER PFAHLPRÜFUNGEN ZUR GRÜNDUNGSOPTIMIERUNG DES CONTAINER TERMINALS ALTENWERDER

Thomas Huch

Fabian Kirsch

Matthias Schallert

1 EINLEITUNG

Im April 1999 begannen die Bauarbeiten zur Errichtung einer neuen Kaianlage im Hamburger Hafen. Im ersten Bauabschnitt werden zunächst zwei Liegeplätze mit einer Gesamtlänge von 960 m errichtet.

Zum Nachweis der Tragfähigkeit der Gründung wurden in großem Maße dynamische Pfahltests eingesetzt. Bis heute wurden mehr als vierzig Pfähle unterschiedlichen Typs und unterschiedlicher Länge durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS) getestet.

Einige Pfähle wurden wiederholten Prüfungen unterzogen, um eventuell vorhandene Festwachseffekte nachweisen zu können. Zur Kalibrierung der dynamischen Pfahltests wurden statische Probelastungen durchgeführt, von denen eine an einem instrumentierten Pfahl stattfand.

Die Resultate der dynamischen Pfahltests ermöglichten eine schnelle und effiziente Anpassung der Pfahlsysteme an die über das Baufeld veränderlichen Baugrundverhältnisse.

Zusätzliche Vergleichsberechnungen nach der Methode der Finiten Elemente trugen dazu bei, Erklärungsansätze für zunächst unerwartete Testergebnisse zu finden.

3.2 STATISCH - INSTRUMENTIERTE PROBEBELASTUNG

Zur Abtragung der Lasten aus der Kaiplatte und der Kranbahn wurden Ortbetonrammpfähle als Gründungselemente verwendet. Zunächst wurde ein Probepfahl ($\varnothing$ 51 cm, Länge 28,0 m) zur Ermittlung des Last-Setzungs-Verhaltens hergestellt.

Um die Normalkraftverteilung im Pfahl bestimmen zu können, wurden am Bewehrungskorb des Probepfahles sieben Dehnungsmeßgeber in drei Meßebenen angebracht. Die Dehnungsmeßgeber wurden im Labor des IGB-TUBS auf Bewehrungsstähle appliziert und kalibriert, so daß auf der Baustelle ein rascher Einbau der vorgefertigten Stabstähle gewährleistet war.

Außerdem wurde der Probepfahl mit einer Kraftmeßdose am Pfahlfuß ausgestattet, um die Spitzendruckkraft in der untersten Meßebene erfassen zu können (Abb. 6).

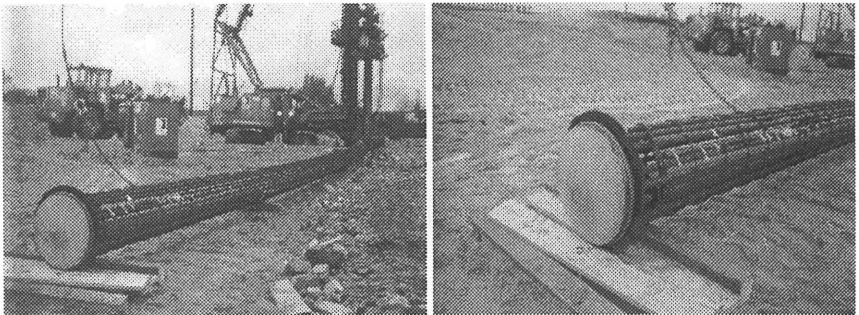


Abb. 6: Instrumentierter Bewehrungskorb des Probepfahles

Gegenüber anderen Probebelastungen wies dieser Test eine Besonderheit auf, da vom Bauherren aus statischen Gründen gewünscht wurde, die Mantelreibung im Bereich der oberen 21 m unter GOK bei der Probebelastung auszuschalten. Aus diesem Grund wurde unmittelbar vor der Durchführung der Probebelastung ein Ringspalt zwischen dem Boden und dem Pfahlbeton erzeugt und mit einer Schmierung aus Bentonit versehen, um sicherzustellen, daß die Pressenkräfte nahezu verlustfrei in das untere Drittel des Pfahles eingeleitet werden konnten.

Nach der Installation der Meßgeber im April 1999, deren Höhenlagen in Tabelle 2 angegeben sind, wurden diese durch das IGB-TUBS während der Probebelastung im Juni 1999 kontinuierlich ausgelesen und im Anschluß ausgewertet.

Die Baugrundverhältnisse im Bereich der Baustelle unterliegen starken Streuungen. In Tabelle 1 sind die bodenmechanischen Parameter, die als Grundlage für die statische Berechnung dienen, zu den in Abbildung 3 dargestellten Bodenschichten angegeben.

Tabelle 1: Bodenparameter

Bodenart	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]
Auffüllungen	19	11	27,5	0	8
Sande	18	10	32,5	0	40
Klei	17	7	20	10	2
Torf	14	4	17,5	10	1,5
Sande / Kiese	19	10	35	0	100
Geschiebmertel	22	12	30	20	25

Etwa auf halber Strecke der Kaimauer reduziert sich die Tiefe des unterlagernden Geschiebmertels, so daß die Tragelemente der Gründung nunmehr in diese Schicht einbinden (vgl. Abb. 3).

Da die Festigkeit dieser Schicht geringer als erwartet angetroffen wurde, mußten die tragenden Gründungselemente in diesem Bereich der Kaimauer ertüchtigt werden, um die anfallenden Lasten mit noch ausreichender Sicherheit abtragen zu können.

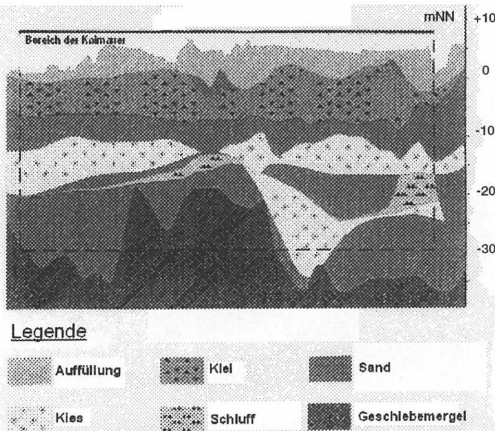


Abb. 3: Baugrundverhältnisse in Längsrichtung der Kaimauer [4]

3 DURCHGEFÜHRTE PROBEBELASTUNGEN

3.1 ALLGEMEINES

In Altenwerder wurden vom IGB-TUBS an insgesamt 19 Meßtagen über 50 dynamische Pfahltests durchgeführt. Dabei wurden 12 Reiberohre, fünf Tragbohlen und zwei Schrägpfähle, sowie 17 Ort betonrammpfähle teilweise mehrfachen Prüfungen unterzogen. In Abbildung 4 ist der prozentuale Anteil der einzelnen Gründungselemente an den durchgeführten Tests abgebildet.

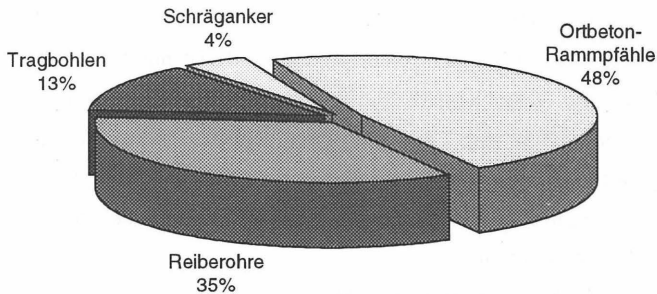


Abb. 4: Prozentuale Darstellung der dynamischen Probelastungen

Neben den Ort betonrammpfählen wurde auch die Tragfähigkeit der Tragbohlen der Kaimauer und der vorgelagerten Reiberohre, die aufgrund der Konstruktion des Kaimauerkopfes mit zum vertikalen Lastabtrag herangezogen werden, durch dynamische Probelastungen bestimmt. Dabei wurden sowohl herstellungsbegleitende Messungen als auch Wiederbelastungs-Tests durchgeführt. Ebenso wurden Schrägpfähle einer einmaligen dynamischen Prüfung unterzogen. In diesem Fall erwies sich jedoch der auf einem Hängemäkler von 51 m Länge geführte Rammbär (IHC S70) als zu schwach, um die Grenztragfähigkeit des 46 m langen Stahlprofils zu aktivieren.

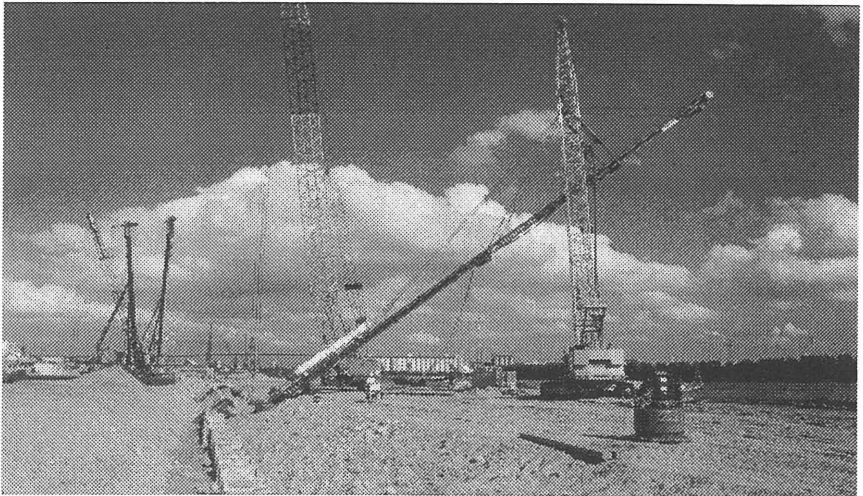
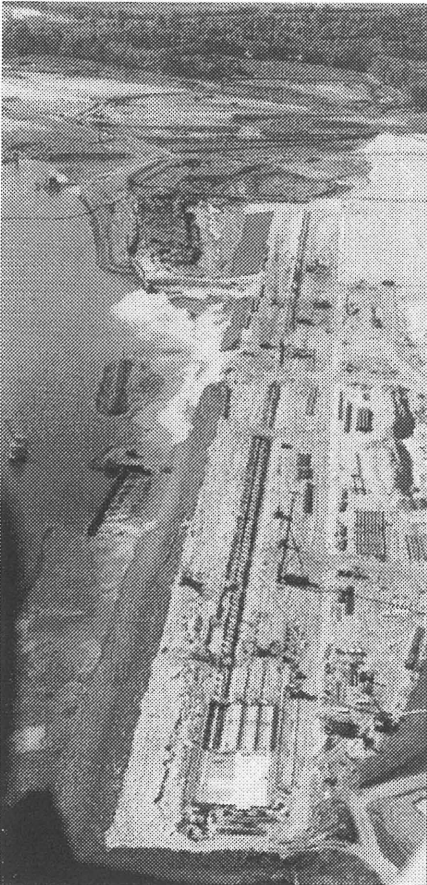


Abb. 5: Schrägpfahlrammung mit Hängemäkler

Die Kaiplattenkonstruktion des ersten Bauabschnitts ruht auf Stahlrohrpfählen ($\varnothing$ 1219x16 mm) und einer gemischten Spundwand, die aus tragenden Doppelbohlen (HZ 975 A) und Füllbohlen (AZ 18-10) besteht, sowie auf insgesamt 1.300 Ortbetonrammpfählen ($\varnothing$ 51 cm). Als Zuganker werden 46 m lange Stahlprofile (HTM 600/136) in einem Abstand von 2,27 m gerammt. Der hintere Kranbahnbalken ist auf einem gesonderten Pfahlbocksystem gegründet, welches ebenfalls aus Ortbetonrammpfählen besteht [3].



Für den Bau der ersten beiden Liegeplätze wurden insgesamt 32 Pfähle in den anstehenden Baugrund gerammt. Zur Beschleunigung der Herstellung der Kaimauerkonstruktion wurden die Tragelemente in einen 27,5 m tiefen Schlitz eingestellt und die verbleibenden 5 m mit freireitenden 12 t Menck-Bären (MHF 5-12) und aufgesetzter Jungfer auf Endtiefe gerammt.

Die 30,8 m langen Reiberohre wurden in einem Achsabstand von 4,92 m ca. 27 m tief einvibriert und ebenfalls auf den verbleibenden Metern mit einem Menck-Rammbär (MHF 10-15) gerammt.

Abbildung 2 zeigt einen Blick auf die Baustelle im Sommer 1999.

Abb. 2: Stand der Baumaßnahmen im Sommer 1999 [2]

Tabelle 2: Anordnung und Lage der Meßwertgeber

Meßebeene	Art und Anzahl der Meßwertgeber	Tiefe unterhalb des Pfahlkopfes [m]
1	2 Dehnungsgeber	2,20
2	3 Dehnungsgeber (120°versetzt)	23,40
3	2 Dehnungsgeber	26,7
4	Kraftmeßdose	27,7

Während der Probelastung wurde auf der Baustelle ein mehrkanaliger Analog-Digital-Wandler eingesetzt, der alle acht Meßwertgeber des Pfahles zeitgleich erfassen konnte. Die Abtastrate konnte beliebig gewählt und somit bei Bedarf dem Belastungsprogramm angepaßt werden.

Aus den derart bestimmten Dehnungen wurden die Normalkräfte in den einzelnen Meßebenen ermittelt, indem die Berechnung über das Flächenverhältnis zwischen Stahl und Beton erfolgte (Abb. 7). Weiterhin ist der Verlauf der Schubspannungen am Pfahlmantel dargestellt.

Die im Gesamtquerschnitt des Pfahles wirkende Normalkraft errechnet sich aus der Summe der Stahl- und der Betonnormalkraft zu

$$N_{\text{ges}} = N_S + N_B \text{ [N]}.$$

Zur Bestimmung der Normalkräfte ist die Kenntnis der E-Moduln von Beton und Stahl erforderlich. Der E-Modul von Stahl unterliegt aufgrund seiner industriellen Fertigung nur geringen Schwankungen, während für den E-Modul des Pfahlbetons und die Fläche des Pfahlquerschnittes eine sinnvolle Annahme getroffen werden muß. Über die zwangsläufig auftretenden Toleranzbereiche und Fehlerquellen wurde von Stahlhut / Ernst bereits ausführlich berichtet, so daß an dieser Stelle auf die dort beschriebenen Möglichkeiten der Ergebnisinterpretation hingewiesen wird [5].

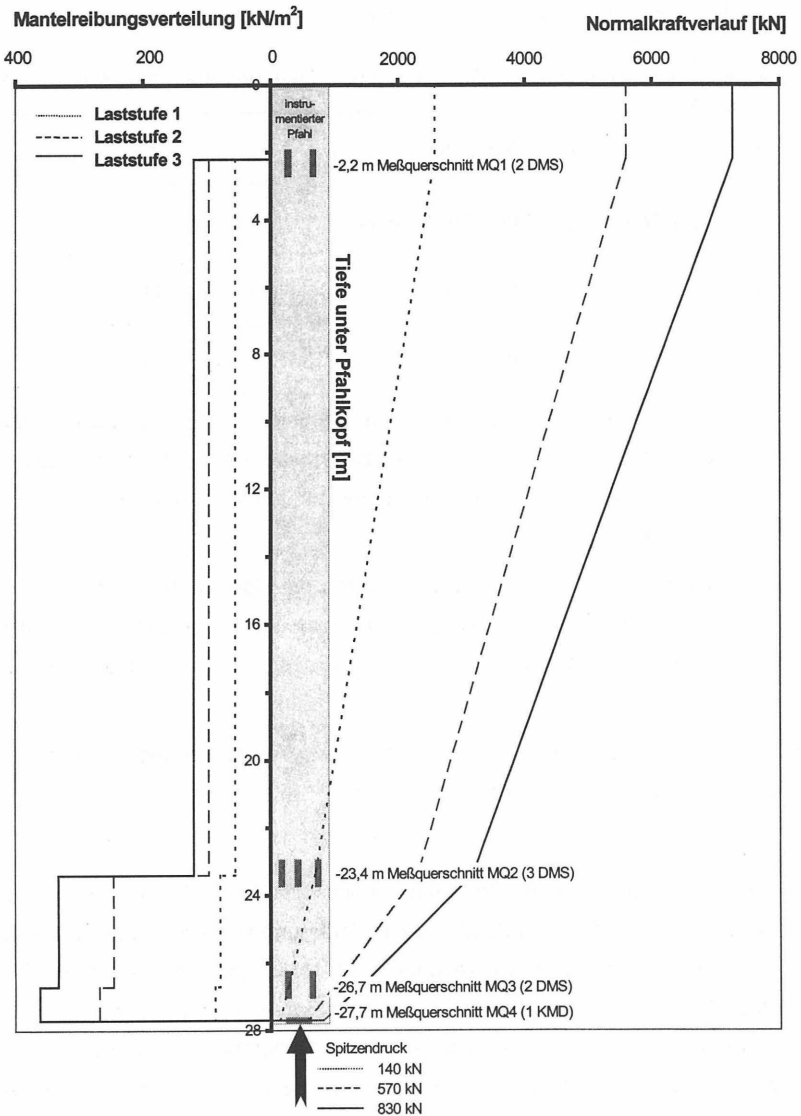


Abb. 7: Mantelreibungs- und Normalkraftverlauf im Probepfahl

Nach einigen Wochen wurde an dem Probepfahl außerdem eine dynamische Probelastung durchgeführt, wobei das Ergebnis der statischen mit dem Ergebnis der dynamischen Probelastung verglichen wurde. In Abbildung 8 sind die aus der statischen Probelastung und der Auswertung nach dem CAPWAP-Verfahren ermittelten Last-Setzungs-Linien des Pfahles gegenübergestellt.

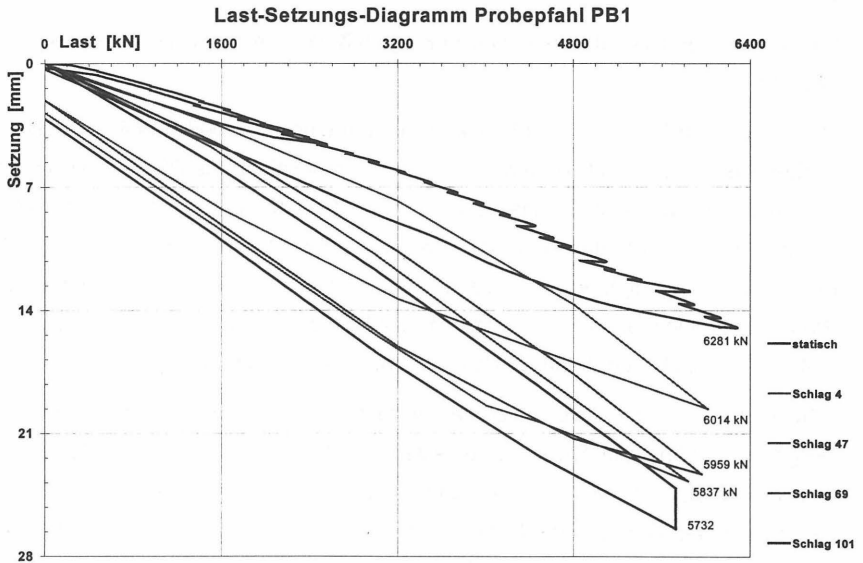


Abb. 8: Vergleich der Last-Setzungs-Linien aus statischer und dynamischer Probelastung

Aus diesem Vergleich konnte der für die Auswertung nach dem CASE-Verfahren erforderliche Dämpfungsfaktor J_c für die in Altenwerder anstehenden Bodenverhältnisse ermittelt und mit dem Ergebnis der iterativen Berechnung nach dem CAPWAP-Verfahren verglichen werden.

Bei der dynamischen Probelastung wurden mehr als 100 Schläge ausgeführt. Im Verlauf der Probelastung veränderte sich das Tragverhalten des Pfahles derart, daß sich mit zunehmender Schlagzahl der Mantelreibungsanteil reduzierte und der Anteil des Spitzendrucks stieg.

3.3 DYNAMISCHE PROBEBELASTUNGEN AN ORTBETONRAMMPFÄHLEN

Wie bei vielen Projekten wurde den Autoren auch in Altenwerder die Frage gestellt, woran zu erkennen ist, wann ein dynamischer Pfahltest abgebrochen werden kann bzw. wie viele Einzelschläge erforderlich sind, um die Grenzlast eines Pfahles zu bestimmen.

Die Antwort auf diese allgemein gültige Frage läßt sich im wesentlichen in zwei Teile gliedern.

Handelt es sich bei dem zu prüfenden Pfahl um einen Bauwerkspfahl, so sollte die Probebelastung beendet werden, wenn die Gebrauchslast des Pfahles mit der entsprechenden Sicherheit nachgewiesen wurde. Dadurch wird die stets vorhandene Gefahr reduziert, den Pfahl durch die dynamische Belastung zu beschädigen. Die Erfahrung der vergangenen Jahre zeigt, daß dieser Fall, in dem die Grenzlast des Pfahles noch nicht erreicht und trotzdem der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit erbracht ist, bei der heutigen Belastung der Pfähle selten auftritt.

Häufig kommt es vor, daß der Sicherheitsfaktor im Einvernehmen aller Beteiligten festgelegt und über die Anzahl der getesteten Pfähle gewährleistet wird, daß die anfallenden Lasten mit noch ausreichender Sicherheit in den Baugrund abgetragen werden können. Daraus wird deutlich, daß die dynamischen Pfahltests sehr gut geeignet sind, um eine wirtschaftliche Tiefgründung zu realisieren [6].

Bei einem Probepfahl können dagegen so viele Schläge aufgebracht werden, bis entweder die auftretenden Setzungen zeigen, daß der Pfahl keine größere Belastung mehr aufnehmen kann, oder die innere Tragfähigkeit des Pfahles überschritten wurde, d.h. der Pfahlbaustoff versagt. Wurde die Grenzlast eines Pfahles erreicht, so verringert sich die Tragfähigkeit nach mehreren Schlägen. In diesem Fall kann die dynamische Probebelastung nach wenigen Schlägen beendet werden.

Zur Verdeutlichung des beschriebenen Sachverhaltes soll eine Probebelastung an einem Ortbetonrammpfahl, System Simplex (Kopframmung und verlorene Fußplatte) mit einem Durchmesser von 51 cm und einer Länge von 23,5 m dienen, der im Rahmen der Testreihen in Altenwerder durch 25 Einzelschläge belastet wurde.

Die umfangreiche Auswertung der Messung erfolgte zunächst nach dem CASE-Verfahren für drei unterschiedliche Dämpfungsfaktoren (Abb. 9).

Der Anstieg der nachgewiesenen Tragfähigkeit des Pfahles während der ersten fünf Schläge ist auf den Einfluß der in den Pfahl eingeleiteten Energie zurückzuführen, die bis zum fünften Schlag langsam gesteigert wurde und anschließend annähernd konstant blieb.

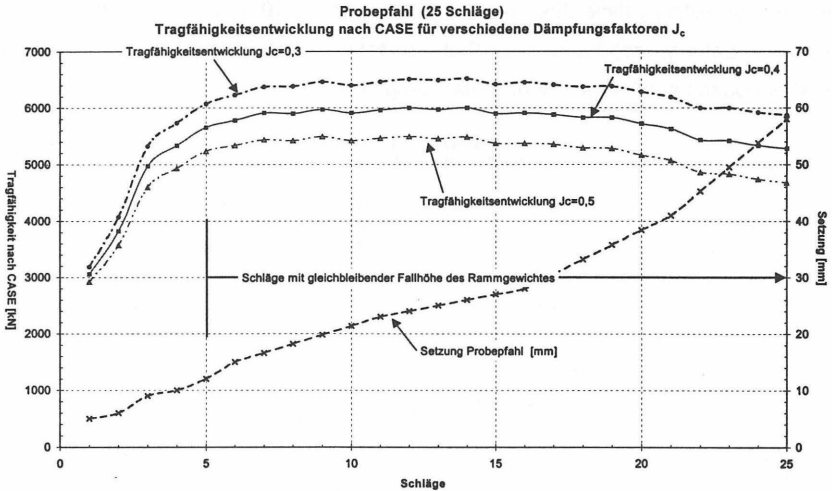


Abb. 9: Tragfähigkeits- und Setzungsentwicklung

Auch nach dem fünften Schlag wächst die nachgewiesene Tragfähigkeit noch an. Nach dem 15. Schlag ist dagegen eine geringfügige Abnahme der nachgewiesenen Tragfähigkeit zu erkennen, die zugleich mit einem stärkeren Anwachsen der am Pfahlkopf gemessenen Setzungen des Pfahles verbunden ist. Dieser Effekt ist jedem erfahrenen Ramppolier als ‚Losschlagen‘ eines Pfahles bekannt, der einige Zeit unbelastet im Boden verblieben und ‚festgewachsen‘ ist.

Spätestens nach diesem Schlag kann davon ausgegangen werden, daß alle am Pfahl angreifenden Reaktionskräfte aktiviert werden konnten, so daß zu diesem Zeitpunkt eine weitere Steigerung der äußeren Tragfähigkeit des Pfahles nicht zu erwarten ist und somit die Grenzlaster des Pfahles zwischen dem 8. und 14. Schlag erreicht werden konnte. Weiterhin ist der Grafik zu entnehmen, daß zum Erreichen der Grenzlaster des Pfahles ein Verschiebungsweg $\geq 1,5$ cm erforderlich war.

Dieses Maß korrespondiert zu der in der ‚alten‘ DIN 4014 für Ramppfähle festgesetzten Grenzlaster von $0,025 \cdot d_{\text{Pfahl}}$.

Um das Tragverhalten des Pfahles genauer zu erfassen, wurde für ausgewählte Schläge außerdem eine Auswertung nach dem CAPWAP-Verfahren durchgeführt. Als Ergebnis einer solchen iterativen Berechnung erhält man die Aufteilung der Tragfähigkeit in Spitzendruck und Mantelreibung, sowie die am rechnerischen Modell ermittelte Last-Setzungslinie des Pfahles. Aus Abbildung 10 ist zu erkennen, daß sich ab dem 9. Schlag, respektive einer Pfahlkopfsetzung von 2 cm (Abb. 9), ein Versagen des Bodens ankündigt, der den Pfahl umgibt.

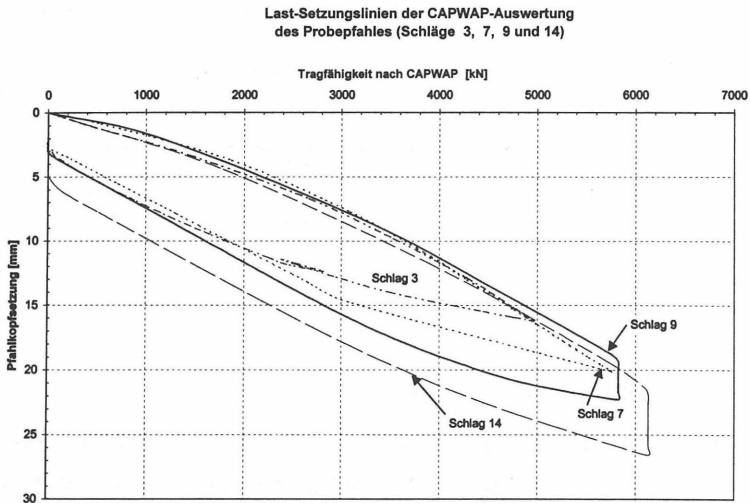


Abb. 10: Last-Setzungslinien aufeinanderfolgender Schläge nach CAPWAP

Aus der Analyse des Tragverhaltens wird deutlich, daß der Pfahl die Last zu Beginn der Probebelastung überwiegend über Mantelreibungskräfte abträgt. Ist die Scherfestigkeit des Bodens entlang des Pfahlmantels überschritten, so nimmt mit zunehmender Verschiebung (größerem Aktivierungsweg) der Mantelreibungsanteil ab und der Spitzendruckanteil zu. Es erfolgt eine Umlagerung der Reaktionskräfte von oben nach unten, d.h. entlang des Pfahlmantels bis zum Pfahlfuß.

Der in der Durchführung dynamischer Pfahlprobebelastungen erfahrene Ingenieur kann bereits während der Messung anhand der Form und der Klaffung der Meßkurven erkennen, ob der Pfahl die Last überwiegend über den Mantel oder über die Spitze abträgt.

Obwohl die tragfähigen Schichten im nördlichen Bereich des Baufeldes überwiegend aus nicht-bindigen Sanden und Kiesen bestehen, konnten auch in diesen Böden nicht zu vernachlässigende Festwacheffekte nachgewiesen werden. Um diese zu bestimmen, wurden an einzelnen Ortbetonrammpfählen Mehrfachprüfungen durchgeführt. In Abbildung 11 sind die mit dem CAPWAP-Verfahren ermittelten Tragfähigkeiten gezeigt.

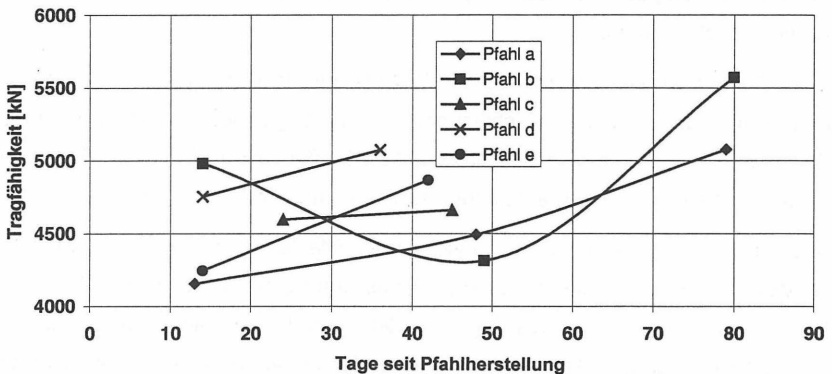


Abb. 11: Gesamttragfähigkeiten in Abhängigkeit von der Standzeit

Die wiederholten Tests zeigten einen Tragfähigkeitszuwachs von maximal 20 % innerhalb der ersten 3 Monate nach der Pfahlherstellung. Dabei wurde die Erstbelastung ca. 14 Tage nach der Pfahlherstellung vorgenommen. In bindigen Böden entstehen Festwacheffekte aufgrund des langsamen Abbaus von Porenwasserüberdrücken, die sich während der Pfahlherstellung entwickeln konnten. Bei rolligen Materialien sind diese Einflüsse mit der Wiederherstellung des ursprünglichen Spannungszustandes im Umfeld des Pfahlschaftes zu begründen, der infolge der Pfahlherstellung gestört werden kann [7].

Der unerwartete Abfall der Tragfähigkeit des Pfahles b war Anlaß für weitergehende Untersuchungen. Parallel zu der Herstellung der Ortbetonrammpfähle zur Gründung der Kaiplatte und des Kranbahnbalkens fanden Arbeiten am Schlitz statt, in den die Stahlprofile für die eigentliche Kaimauer eingestellt wurden. Dabei hatte die Ramm-
pfahlherstellung einen gewissen Vorlauf.

Zwischen dem ersten und dem zweiten Test am Pfahl b fand die Herstellung des Schlitzes in diesem Bereich statt. Mit Hilfe einer Vergleichsberechnung nach der Methode der Finiten Elemente konnte gezeigt werden, inwieweit die Beeinflussung des Spannungszustandes im Boden durch die Schlitzherstellung das Lastabtragsverhalten des Pfahles b veränderte. Dazu wurde eine statische Probelastung an diesem Pfahl vor der Schlitzwandherstellung simuliert. In der Simulationsberechnung folgte dann die Öffnung des nunmehr suspensionsgefüllten Schlitzes und eine erneute statische Probelastung.

Der numerischen Berechnung lag ein FE-Netz aus dreidimensionalen Rechteckelementen mit quadratischen Verschiebungsansätzen zugrunde. Das nicht lineare Materialverhalten wurde mit dem elastoplastischen Stoffgesetz nach Drucker-Prager modelliert. Näheres zu den Berechnungen kann [8] entnommen werden.

Abbildung 12 zeigt die Last-Setzungslinien des Pfahles b vor bzw. nach der Schlitzherstellung zum einen aus der CAPWAP-Auswertung der dynamischen Probelastungen und zum anderen als Ergebnis der numerischen Simulationsberechnung. Durch diesen Vergleich konnte die Schlitzherstellung als Ursache für den Tragfähigkeitsrückgang zwischen dem ersten und dem zweiten Test identifiziert werden.

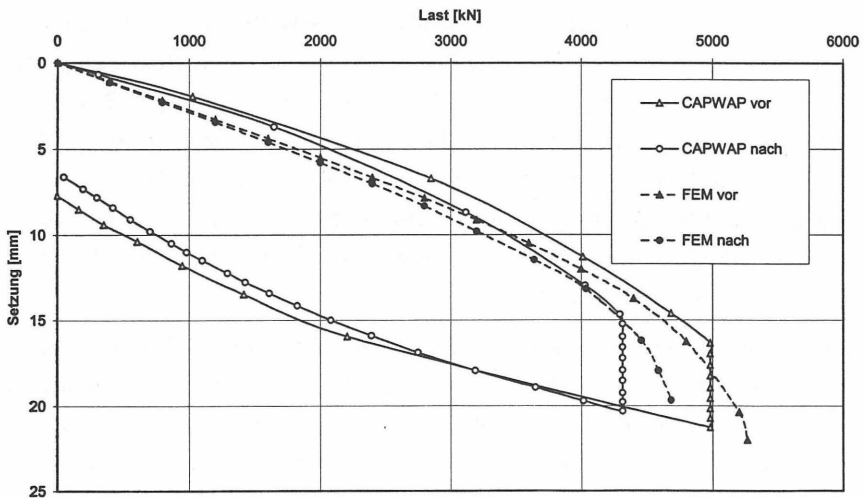


Abb. 12: Berechnete Last-Setzungslinien des Pfahles b

3.4 DYNAMISCHE PROBEBELASTUNGEN AN STAHLPROFILEN

Zu Beginn der Rammarbeiten der Tragbohlen für die Kaimauer wurde im April 1999 an einer einzeln stehenden Tragbohle ein dynamischer Pfahltest in Form einer rambbegleitenden Messung durchgeführt.

Das in den suspensionsgefüllten Schlitz eingestellte HZ975A-Profil wurde nach dem Absetzen durch 203 Schläge belastet, die zunächst mit geringer Energie des Menck-Rambbären ausgeführt wurden. Anschließend wurde das Profil mit der maximal möglichen Schlagenergie des Rambbären um weitere drei Meter in den Boden gerammt.

Die Auswertung erfolgte auf der Grundlage des CASE-Verfahrens. Das Ergebnis der Messung ist beispielhaft für einen Dämpfungsfaktor $J_c = 0,4$ in Abbildung 13 dargestellt. Daraus ist zu erkennen, daß nach ca. 400 Schlägen eine Tragfähigkeit von 4.500 kN nachgewiesen werden konnte.

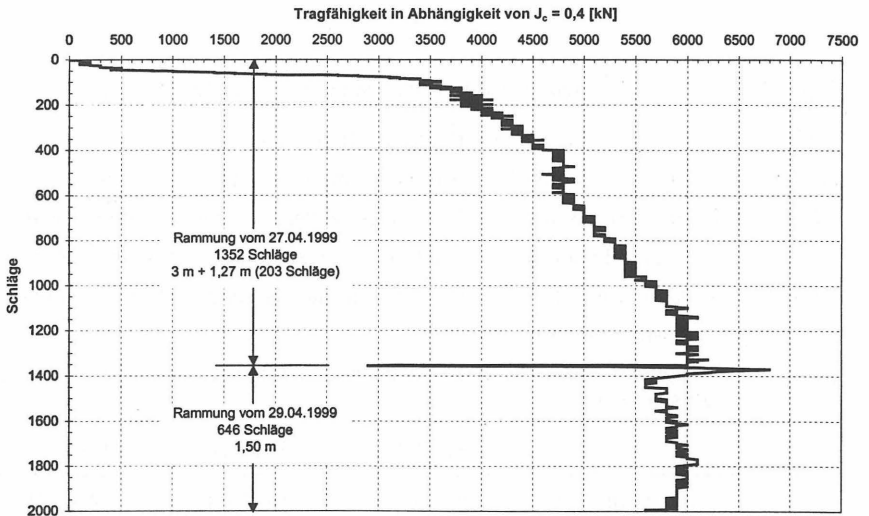


Abb. 13: Tragfähigkeitsentwicklung der getesteten Tragbohle

Die Tragfähigkeit stieg im weiteren Verlauf der Rammung bis auf ca. 6.000 kN an. Nach zwei Tagen Standzeit wurde die Tragbohle auf Endtiefe gerammt. Der sprung-

hafte Anstieg in der ermittelten Kurve ist auf das ‚Festwachsen‘, das anschließende Abfallen der Tragfähigkeit auf das ‚Losschlagen‘ des Profils zurückzuführen.

Mit zunehmendem Baufortschritt der Kaimauer wurde deutlich, daß sich die Festigkeit der zudem höher anstehenden Geschiebemergelschicht verringerte (vgl. Abb. 3). Um die Tragfähigkeit der Gründung weiterhin gewährleisten zu können, wurde auch die Tragfähigkeit der Reiberohre, die der eigentlichen Kaimauer vorgelagert sind, sowie der Tragbohlen (HZ975A-Profile) durch dynamische Pfahltests ermittelt.

Vor diesem Hintergrund wurden drei Tragbohlen mit unterschiedlichen Pfahlfußausbildungen (Flügel und eingeschweißte Bleche, Abb. 14) in den Boden eingebracht und deren Rammung meßtechnisch überwacht.

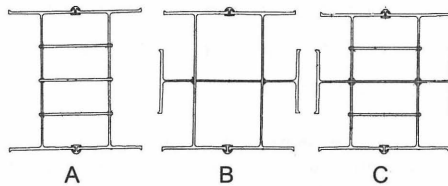


Abb. 14: Untersuchte Querschnittsvariationen der Tragbohlen der Kaimauer

Die Testreihe hatte das Ziel, den tragfähigsten Querschnitt der 39,0 m langen Profile zu ermitteln. Jedes Profil wurde 0,5 Meter gerammt. Die eingeschweißten Bleche besaßen eine Länge von 2,5 m. Die seitlich angeschweißten Flügel wurden mittig geschlitzt und über eine Länge von 5 m mit der ebenfalls geschlitzten Tragbohle verschweißt. Es zeigte sich, daß das Profil C die größte und das Profil B die geringste Tragfähigkeit aufwies (Tab. 3).

Tabelle 3: Tragfähigkeiten bei unterschiedlicher Fußausbildung (nach CAPWAP-Auswertung)

		Profil A	Profil B	Profil C
1. Test	Gesamttragfähigkeit	3692 kN	3052 kN	6730 kN
	Mantelreibung	1419 kN	1337 kN	4037 kN
	Spitzendruck	2273 kN	1715 kN	2693 kN

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, daß die Reiberohre infolge der Ergebnisse der dynamischen Pfahltests um bis zu 4 m verlängert wurden.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die Ergebnisse der dynamischen Probelastungen, die während der Bauphase der ersten beiden Liegeplätze des Containerterminals Altenwerder erzielt wurden, verdeutlichen einmal mehr, daß durch dynamische Pfahltests eine effiziente Anpassung der Pfahlssysteme einer Baumaßnahme erreicht werden kann, um im Ergebnis eine wirtschaftlich und konstruktiv optimierte Pfahlgründung zu erstellen.

Bei stark veränderlichen Baugrundverhältnissen, wie es in Altenwerder der Fall ist, ist eine Auswertung der dynamischen Pfahltests nach dem CAPWAP-Verfahren in jedem Fall zu empfehlen, um genaue Aussagen über die Tragfähigkeitsanteile an Pfahlmantel und –fuß zu treffen. Die Analyse nach dem CAPWAP-Verfahren ist durch einen erfahrenen Ingenieur durchzuführen. Die Mitarbeiter der Pfahlabteilung des IGB·TUBS qualifizieren sich auf diesem Gebiet durch kontinuierliche Weiterbildung, wie z.B. durch die Einarbeitung und Anwendung neuester Software-Produkte (Abb. 15).

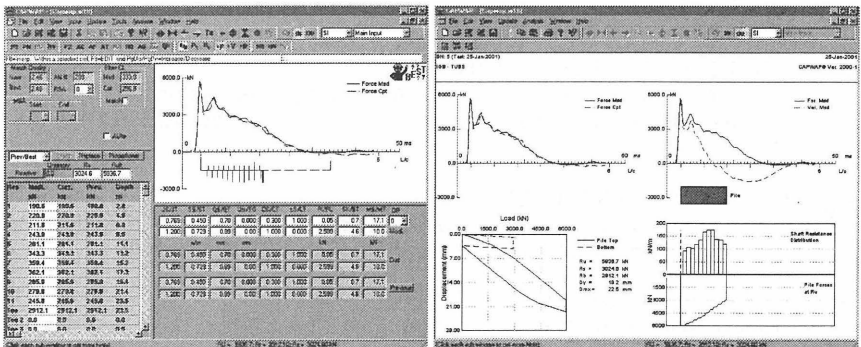


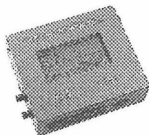
Abb. 15: Programmoberfläche CAPWAP Version 2000-1

Wie auch im 1. Bauabschnitt Altenwerder deutlich wurde, zeigt sich hinsichtlich der Ergebnisse sehr gute Übereinstimmung zwischen dynamischen und statischen Probelastungen am gleichen Pfahl. Statische Probelastungen können somit zur Kalibrierung der dynamischen Probelastungen dienen, um durch diese im weiteren Bauablauf die Qualität der Pfahlgründung zu kontrollieren.

Die Autoren möchten an dieser Stelle die Gelegenheit nutzen, um den am Projekt Beteiligten, der Arge HOCHTIEF / Fr. Holst, der Fa. GKT Spezialtiefbau Hamburg und dem Bauherren, dem Amt für Strom und Hafenbau der Freien und Hansestadt Hamburg, für die beispielhaft gute Zusammenarbeit zu danken.

LITERATUR

- [1] FREIE UND HANSESTADT HAMBURG (1999)
Hamburger Hafen – Zahlenspiegel
- [2] FREIE UND HANSESTADT HAMBURG, WIRTSCHAFTSBEHÖRDE STROM-UND HAFENBAU (1999)
Container Terminal Altenwerder – Neubau Kaimauer, 1. Bauabschnitt
- [3] WITTMER, G. & KREFFT, R. (1999)
Bau der Liegeplätze 1 und 2. *Hansa* 10/1999
- [4] MILLER, C. (1999)
Aspekte zur Planung der Kaianlage. *Hansa* 10/1999
- [5] STAHLHUT, O., ERNST, U. (1999)
Durchführung und Analyse instrumentierter Pfahlprobebelastungen am Beispiel Doppelschleuse Hohenwarthe, Mitteilungen des IGB-TUBS, Heft 60, 1999
- [6] HUCH, T., SIEGERT, T. (2000)
Optimierte Pfahlgründungen für die Gebäude der Autostadt VW in Wolfsburg, Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover, VGE Verlag 2000
- [7] SEIDEL, J.P. & KALINOWSKI, M. (2000)
Pile set-up in sands. Proc. 6th Int. Conf. Appl. Stress-Wave Theory to Piles, Balkema 2000
- [8] KIRSCH, F., PLASSMANN, B., HUCH, T., RODATZ, W. (2000)
Dynamic pile testing and finite element calculations for the bearing capacity of a quay wall foundation – Container terminal Altenwerder, Port of Hamburg. Proc. 6th Int. Conf. Appl. Stress-Wave Theory to Piles, Balkema 2000



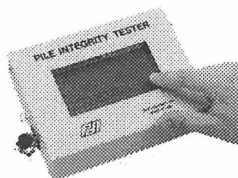
Pile Driving Analyzer®-PAL
vereinfachte Version
des PAK - für
Datenfernübertragung
ausrüstbar (PAL-R)



**Pile
Driving Analyzer®
PDA-PAK**
Meßgerät für dynamische
Probelastungen bei
Ramm-und Bohrpfehlen,
Überwachung des
Rammgerätes und des
Rammgutes



**Cross Hole
Analyzer™**
Zur Ultraschallprüfung
von Bohrpfehlen.



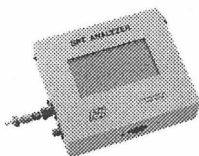
**Pile Integrity
Tester™.PIT**
Zur Bestimmung der
Pfahlintegrität und
Überprüfung der Länge



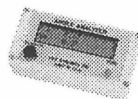
Pile Dynamics, Inc.
**Quality Assurance
for Deep Foundations**



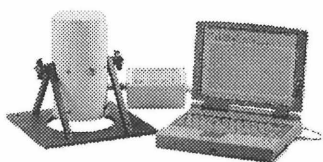
**Pile Installation
Recorder™.PIR**
Automatische
Erstellung von
Herstellungsprotokollen
(Großer Rammbericht
nach DIN 4026 für
Verdrängungspfehle oder
Bohrprotokoll nach
DIN 4014 für
Schneckenbohrpfehle)



SPT Analyzer™
Durchführung geeichter
Rammsondierungen



Angle Analyzer™
Gewährleistet die korrekte
Ausrichtung eines Mäklers



**Hammer
Performance Analyzer™**
Bestimmung der Rammenergie

E-Saximeter™
Zählen der Schläge
und Energie messung
für halbautomatisches
Rammprotokoll



Pile Dynamics, Inc.

4535 Renaissance Pkwy
Cleveland, OH 44128 USA
☎ (216) 831-6131 • FAX: (216) 831-0916
email: info@pile.com
www.pile.com



Pile Dynamics Europe

Käfertalerstrasse 164
D-60167 Mannheim Deutschland
☎ 0621 33 13 61 • FAX: 0621 33 42 52
email: gsp-ifc-ok@t-online.de
www.gsp-mannheim.de

VEREINFACHTE DYNAMISCHE PROBEBELASTUNGEN VON BOHRPFÄHLEN

Frank Rausche, Brent Robinson und Garland Likins

1 EINLEITUNG

Dynamische Probelastungen sind wegen ihrer schnellen und einfachen Anwendung zur Qualitätsüberwachung sowohl von Rammpfählen als auch von Bohrpfählen weltweit beliebt. Bei Rammpfählen ist der Testvorgang besonders einfach, da das Belastungsgerät - der Rammbar - vorhanden ist. Gemessen werden Dehnung und Beschleunigung unterhalb des Pfahlkopfes. Die Dehnung ergibt nach Multiplikation mit E-Modul und Querschnittsfläche die Pfahlkopfkraft. Da bei vorgefertigten

Rammpfählen diese Pfahlparameter ziemlich genau bekannt sind und der E-Modul sich wenig über dem Querschnitt ändert, geben zwei Dehnungsgeber in den meisten Fällen gute Ergebnisse. Sie werden zusammen mit zwei Beschleunigungsgebern an gegenüberliegenden Pfahlseiten am Pfahl angeschraubt.



Bei Bohrpfählen ist der Aufwand etwas größer, weil ein Fallgewicht zur Baustelle geschafft werden, mit einem Kran vor dem Probeschlag angehoben werden und dann aus 30 cm bis 3 m Höhe fallengelassen werden muß.

Bild 1: Vorbereitungen am Bohrpfahl

Die erforderlichen Messungen, Beschleunigung und Dehnung, werden

normalerweise ein bis zwei Pfahldurchmesser unterhalb des Pfahlkopfes vorgenommen werden. Da Bohrpfähle ohne bleibendes Schutzrohr oft unbestimmte Querschnitts-flächen und Materialgrößen haben, ist es am besten, einen Sockel guter Betonqualität, mit einer Länge von ein- bis zweimal Pfahldurchmesser, in einem dünnwandigen Stahlschalungsrohr auf dem Pfahlkopf aufzubetonieren. Nach Entfernung des Stahlrohrs im Geberbereich, werden die Geber am Sockelbeton mit Hilfe von Dübeln angeschraubt. Wegen der möglichen Unterschiedlichkeit der Betonqualität über dem Pfahlquerschnitt werden zur Steigerung der Genauigkeit der gemessenen Pfahlkopfkraft häufig vier Dehnungsgeber am Pfahlkopf eingesetzt (Bild 1). Das Stahlrohr dient auch als eine wirksame äussere Bewehrung, die ein Abplatzen des Betons im Aufschlagbereich verhindert.

In einer jüngsten Weiterentwicklung konnten Belastungs- und Meßsystem kombiniert, vereinfacht und verbessert werden. In diesem neuen System wird die Pfahlbewegung immer noch am Pfahlkopf, die Pfahlkopfkraft dagegen als Bärverzögerung gemessen und dann mit der Bärmasse multipliziert. Dieser Vorgang ist wesentlich einfacher und auch genauer als die Dehnungsmessung am Pfahl. Im folgenden wird beschrieben, wie die dynamischen Pfahlprüfungen an Bohrpfählen heute und in der Zukunft durchgeführt werden.

2 ALLGEMEINES

Seit 1970 werden dynamische Probelastungen regelmäßig in vielen Ländern und auf hunderten Baustellen jährlich als Qualitätskontrolle von vorgefertigten Rammpfählen angewendet. Seit dem Ende der 70er Jahre wurden auch zunehmend mehr Ortbetonrammpfähle und Bohrpfähle mit dieser Methode auf Tagfähigkeit geprüft und mit statischen Versuchen verglichen. Besonders umfangreiche Vergleichsergebnisse und Erfahrungen mit dynamischen Probelastungen an Bohrpfählen lieferte eine Versuchsreihe, die in Australien in 1982 an 12 Pfählen mit etwa 60 m Länge und 1,5 m Durchmesser durchgeführt wurde (Seidel und Rausche, 1984). Nachdem die Vergleichstest eine gute Übereinstimmung der statisch und dynamisch ermittelnden Pfahltragfähigkeiten

ergeben hatten wurden noch ca. 100 weitere Pfähle auf dieser Baustelle dynamisch getestet. Weitere Vergleiche von statischen und dynamischen Probelastungen wurden unter anderem von Seitz, 1984; Hussein et al., 1992; Wienholz und Huch, 1997; Schau und Weigel, 1997 veröffentlicht. Die Literatur enthält noch zahlreiche andere Beispiele solcher Vergleichsversuche. Eine ausführliche Beschreibung der Grundlagen des Verfahrens kann man im Kapitel Grundbau des Beton-Kalenders 1998 finden. Die Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen der DGGT (1998) geben über die richtige Ausführung dynamischer Probelastungen weitere Auskunft.

3 DURCHFÜHRUNG DER DYNAMISCHEN PROBEELASTUNGEN

Für dynamische Probelastungen von Rammpfählen steht der Belastungsapparat, d. h. der Rammbär, bereits zur Verfügung. Bei Bohrpfählen muß ein Fallgewicht zur Baustelle gebracht werden, dessen Gewicht, G , entsprechend der nachzuweisenden Pfahltragfähigkeit, Q , gewählt werden muß. Die folgenden Erfahrungswerte geben i. a. zufriedenstellende Ergebnisse:

$G/Q = 1\%$ für Pfähle, die im harten bindigen Boden oder Fels einbinden

$G/Q = 1,5\%$ für Mantelreibungspfähle

$G/Q = 2\%$ für Bohrpfähle mit Spitzendruck in rolligen Böden.

Hussein et al. (1996) hat diese Thema ausführlich behandelt und zeigt dabei, wie mit Hilfe der Wellengleichungsberechnung die Wahl von Fallgewicht und Futterstärke auf die Pfahl- und Bodenverhältnisse abgestimmt werden kann.

Die wichtigste Voraussetzung für gute Ergebnisse sind genaue Messungen. Beschleunigungsmessungen sind i. a. problemlos, da sie unabhängig von der Qualität des Pfahlmaterials an der Befestigungsstelle des Beschleunigungsgebers sind. Theoretische Untersuchungen und praktische Erfahrungen haben auch gezeigt, daß selbst ein einzelner Beschleunigungsgeber, seitlich am Pfahl angebracht, die Bewegung der Pfahlachse genügend genau mißt. Auch die

Entfernung des Beschleunigungsgebers von Oberkante Pfahlkopf kann beliebig klein gewählt werden.

Bei der Dehnungsmessung am Pfahl, über die die Pfahlkopfkraft ermittelt wird, muß aber sorgfältiger vorgegangen werden. Dehnungsmeßwerte reagieren empfindlich auf Unebenheiten der Aufschlagsfläche, wenn die Geber zu nahe am Pfahlkopf angebracht werden. Sie müssen auch an einwandfreiem Pfahlbeton angebracht werden, da Verunreinigungen des Betons ein weiches Material und dadurch lokal größere Dehnungen verursachen können. Für gute Dehnungsmessungen wird deshalb oft ein zusätzlicher Sockel am Pfahlkopf aufbetoniert. Der Sockel sollte zwei Pfahldurchmesser lang sein. Bewehrung braucht nicht im Sockel eingebaut zu werden, wenn als bleibende Betonschalung ein dünnwandiges Stahlrohr verwendet wird, das während der Probelastung die horizontalen Querkzugsspannungen am Pfahlkopf aufnimmt. Zur Anbringung der Geber werden dann Fenster in das Rohr geschnitten oder ein unterer Ring, etwa 200 mm breit, des Schalungsrohres wird entfernt, wodurch eine ebene Betonoberfläche mit guten Betoneigenschaften zur Anbringung der Geber freigelegt wird. Der aufbetonierte Sockel kann auch sehr leicht mit einer ebenen und horizontalen Pfahlkopfoberfläche, für eine einwandfreie Übertragung der dynamischen Belastung in den Pfahl, hergestellt werden.

Für die dynamische Probelastung muß der Beton die entsprechende Festigkeit erreicht haben. Außerdem sollte beachtet werden, daß je nach Einbauart der Pfähle die Bodenschicht am Pfahlmantel gestört ist und nur langsam ihre langzeitliche Festigkeit zurückgewinnt. Die Probelastung sollte daher frühestens eine Woche nach dem Betonieren durchgeführt werden.

Nachdem die Geber am Pfahl angebracht sind, wird oft ein Sperrholzfutter auf den Pfahlkopf gelegt und darauf eine lastverteilende Stahlplatte. Zur eigentlichen Probelastung läßt man dann das Fallgewicht einige Male mit zunehmenden Fallhöhen auf die Stahlplatte fallen, bis so viel Energie in den Pfahl übertragen wird, daß entweder die erforderliche Tragfähigkeit oder die Grenztragkraft des Pfahles

kurzfristig aktiviert wird. Noch während des Schlages rechnet der Pile Driving Analyzer® (PDA) die dynamischen Spannungen am Pfahlkopf und entlang des Pfahles aus, sodaß der Testingenieur sofort entscheiden kann, ob die Prüfung schadlos weitergeführt werden kann. Wenn notwendig, d.h. wenn die dynamischen Spannungen die zulässigen Werte überschreiten, sollte dann entweder zusätzliches Rammfutter zwischen Pfahl und Fallgewicht eingebaut oder die Fallhöhe verringert werden. Der PDA rechnet auch nach der vereinfachten Case Methode die Tragfähigkeit aus, damit der Testingenieur beurteilen kann, wann die Probelastung abgebrochen werden kann. Für die PDA-Berechnungen braucht man den dynamischen E-Modul des Pfahlmaterials, dessen Größe von der Qualität der Betonzuschläge und der Betonfestigkeit abhängt. Häufig ist der E-Modul von vergleichbaren Baustellen her bekannt; im übrigen kann er in erster Näherung mit 35 GPa angenommen werden. Während der dynamischen Probelastung kann der E-Modul durch die im Pfahl dynamisch gemessene Wellengeschwindigkeit überprüft und, wenn notwendig, korrigiert werden.

Wie bei allen schnellen Pfahl- oder Materialprüfungen, ist die maximale Belastung nicht mit der Tragfähigkeit identisch. Beim Pfahltest kommt hinzu, daß die dynamische Pfahlkopfkraft nicht nur vom Bodenwiderstand, sondern auch von der Aufschlagsgeschwindigkeit des Fallgewichts und von den elastischen Eigenschaften des Pfahles abhängt. Deshalb muß bei dynamischen Pfahlprobelastungen der statische Bodenwiderstand von den Messungen berechnet werden. Das geschieht auf der Baustelle mit der einfachen Case Formel im PDA wird danach aber mit CAPWAP® (CAs e Pile Wave Analysis Program) genauer nachgerechnet. Dieses Programm führt eine Systemidentifikation durch Angleichen von gerechneten und gemessenen Pfahlkopfgößen durch. Es ist auf der Wellengleichung aufgebaut und berücksichtigt daher die Pfahlelastizität und –trä gheit. Ebenso wichtig ist aber, daß das Programm in der Lage ist, erstens die dynamischen Anteile des Bodenwiderstands von den statischen trennen zu können, zweitens, die Mantelreibung vom Spitzendruck zu unterscheiden und drittens, mit diesen Ergebnissen eine Lastsetzungslinie zu berechnen. Dieses simulierte Ergebnis kann

dann mit der Lastsetzungslinie einer statischen Probelastung verglichen werden. Natürlich können keine Kriech- oder Konsolidierungssetzungen mit dem dynamischen Test ermittelt werden. Außerdem ist es besonders bei Pfählen mit großen Durchmessern durchaus möglich, daß mit größeren Pfahleindringungen auch noch höhere Tragfähigkeiten aktiviert werden als beim dynamischen Versuch.

4 VERBESSERUNGEN MIT NEWTON

Das schon recht einfache Pfahltestverfahren kann noch weiter vereinfacht, verbilligt und verbessert werden, wenn das Aufbetonieren des Betonsockels vermieden und die Pfahlkraft unabhängig von den Betonmaterialeigenschaften bestimmt werden kann. Eine Möglichkeit der Verbesserung wäre natürlich, eine Kraftmeßdose zwischen Fallgewicht und Pfahl einzubauen, um die Kraft direkt zu messen. Das wäre aber unpraktisch, weil für die zu erwartenden dynamischen Belastungskräfte, die oft mehr als $2Q$ erreichen, relativ schwere und große Meßdosen erforderlich wären, und weil es nötig wäre für verschiedene Pfahlgrößen und -belastungen verschiedene Meßdosen bereitzustellen.

Glücklicherweise hat aber im Jahre 1666 Sir Isaac Newton gelernt, daß es weh tut, wenn einem ein harter Apfel auf den Kopf fällt. Er hat gefolgert, daß es dem Apfel ebenso weh tut, und daß $\text{actio} = \text{reactio}$ ist. Deshalb kann man also die Kraft sowohl am Apfel wie am Kopf messen. Weiterhin hat der geniale Newton festgestellt, daß Kraft gleich Masse mal Beschleunigung ist. Die schwierige Kraftmessung am Kopf kann daher auf eine einfache Beschleunigungsmessung am Apfel reduziert werden. (Dabei ist am Rand zu vermerken, daß Beschleunigungsgeber eigentlich eine Kraft messen, die proportional zur Beschleunigung ist).

Das Newton Konzept vereinfacht den Testvorgang wesentlich. Im einmassigen System, das nur aus Bär, Futter und Pfahl besteht, wird während des Aufschlages die Verzögerung des Fallgewichtes gemessen. Multiplikation mit der Bärmasse ergibt dann die Pfahlkopfkraft (Bild 2). Beim Newtontest verwendet man am besten

ein Fallgewicht mit großer Aufschlagsfläche, die den sauber und eben abgezogenen Pfahlkopf gleichmäßig belastet. Dadurch kann die dynamische Aufschlagskraft ohne eine lastverteilende Platte auf dem Futter schadlos auf den Pfahl übertragen werden. Die Newtonkraft, F_N , d.h. die auf dem Pfahlkopf direkt angreifende Kraft, kann von der Bärbeschleunigung, a_H , und der Bärmasse, M_R , berechnet werden:

$$F_N = M_R a_H \quad (1)$$

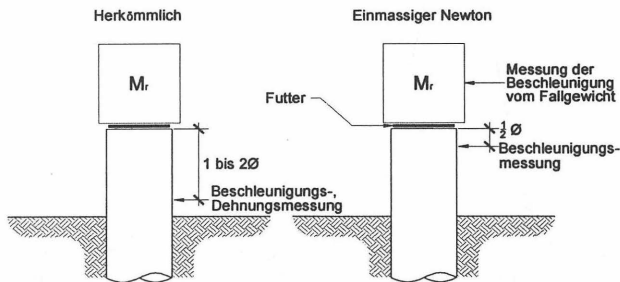


Bild 2: Messungen im herkömmlichen und einmassigen Newton System

Die Beschleunigung, a_P , die zur Pfahlkopfgeschwindigkeit v_P integriert wird, muß aber in jedem Fall am Pfahlkopf gemessen werden, da die Geschwindigkeiten von Fallgewicht und Pfahlkopf verschieden sind. Die Beschleunigungsgeber können und sollen aber viel näher am Pfahlkopf angebracht werden als im herkömmlichen System, damit die Phasenverschiebung zwischen Kraft und Geschwindigkeitsmessung so klein wie möglich ist.

Beim etwas komplizierteren zweimassigen Newton-System gibt es eine lastverteilende Platte, mit Masse M_H , zwischen Fallgewicht und Pfahlkopf. Die Beschleunigung, a_H , dieser Platte muß auch gemessen werden, damit ihre Trägheitskraft von der des Fallgewichts abgezogen werden kann.

$$F_N = M_R a_R - M_H a_H \quad (2)$$

Bei der Meßauswertung stellt man i.a. fest, daß die vom Aufschlag im Fallgewicht erzeugten Stoßwellen eine hochfrequenzige Bewegungskomponente erzeugen, die im Pfahl nicht auftreten. Je länger das Fallgewicht ist, desto niedriger sind diese Frequenzen. Eine digitale Filterung kann die berechnete Kraftkurve ohne weiteres

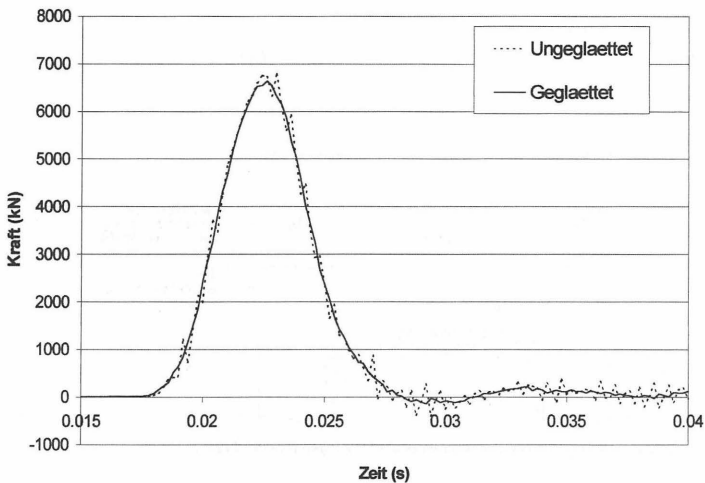


Bild 3: Pfahlkopfkraft von Beschleunigungsmessung am Fallgewicht (Amherst, S4, BN2)

glätten, solange die Bärlänge, L_R , so klein ist, daß die Bärfrequenz, f_R , wenigstens zwei mal größer ist als die Frequenz wesentlicher Pfahlkraftanteile. Wenn man die höchsten wichtigen Frequenzen im Bohrpfahl mit 500 Hz annimmt, wird mit einer Wellengeschwindigkeit im Bär, c_R , von ca. 5000 m/s, die maximale Bärlänge, die eine einwandfreie Glättung zuläßt:

$$\max L_R = \frac{1}{2} c_R / 2 f_R = \frac{1}{2} 5000 / [(2)(500)] = 2,5 \text{ m} \quad (3)$$

Bild 3 zeigt für einen Bohrpfahl von 1 m Durchmesser und für ein Fallgewicht mit $L_R = 1.2 \text{ m}$ Länge (s. Beispiel 2) die unglättete Messung und die gefilterte Kraftkurve.

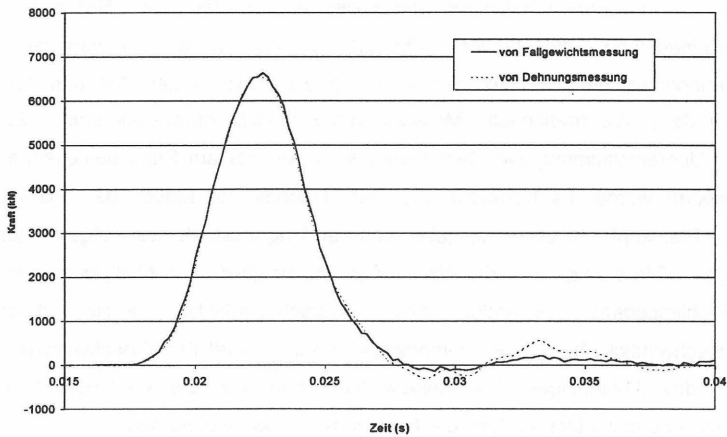


Bild 4: Kraftkurven von Beschleunigung am Fallgewicht und Dehnung 0,7 m unter Pfahlkopf (Amherst, S4, BN2)

Ein offensichtlicher Unterschied zwischen der Kraftmessung am Pfahl und am Fallgewicht ist deren vertikale Distanz, und die damit zusammenhängende Zeitverschiebung der Kraftmessungen. Da die Dehnungsgeber mit einer absoluten Mindestentfernung von einem Pfahldurchmesser unterhalb der Pfahloberfläche angebracht werden müssen, enthalten diese Messungen Spannungswellenanteile, die sich von denen am Pfahlkopf unterscheiden. Z. B. kann am Pfahlkopf selbst nur eine Druckkraft entstehen, während am Dehnungsmeßpunkt auch kurzfristig Zugkräfte auftreten können. Bild 4 zeigt für den Pfahl von Beispiel 2 die Ergebnisse von Messungen, die mit zwei verschiedenen PDA-Geräten am Fallgewicht und Pfahl gemessen wurden.

5 BEISPIELE

5.1 Modelpfahl

Das erste Beispiel ist ein SPT Stahlrohr mit 28 mm Durchmesser und 4,9 m Länge, das zur Überprüfung der Genauigkeit des neuen Meßsystems sowohl als einmassiges als auch zweimassiges System ausgebildet wurde. Die Massen von Bär und Schlaghaube waren 49 und 3,2 kg. Die Genauigkeit des neuen Verfahrens

wurde mit verschiedenen Fallhöhen und Futterstärken untersucht. Bild 5 zeigt Versuchseinrichtung und Geber, während im Bild 6 die verschiedenen Kraftkomponenten der zweimassigen Messung als Funktion der Zeit und zum Vergleich damit die traditionelle Messung am Pfahlkopf dargestellt sind. Zur genauen Übereinstimmung zwischen Newtonkraft und der am Pfahl gemessenen Pfahlkopfkraft wurde als Korrektur auch die Trägheit der Masse des Pfahles zwischen Pfahlkopf und Dehnungsgeber von der Trägheitskraft des Fallgewichtes abgezogen. Bild 6 zeigt auch die Pfahlkopfgeschwindigkeit nach Multiplikation mit der Pfahlimpedanz ($E\text{-Modul} \text{ mal Querschnittsfläche} \text{ geteilt durch Wellengeschwindigkeit}$). Die Proportionalität zwischen Kraft und Geschwindigkeit zur Zeit des Aufschlages des Fallgewichtes kann auf die Wellengleichung zurückgeführt und zur Überprüfung der Messungen verwendet werden.

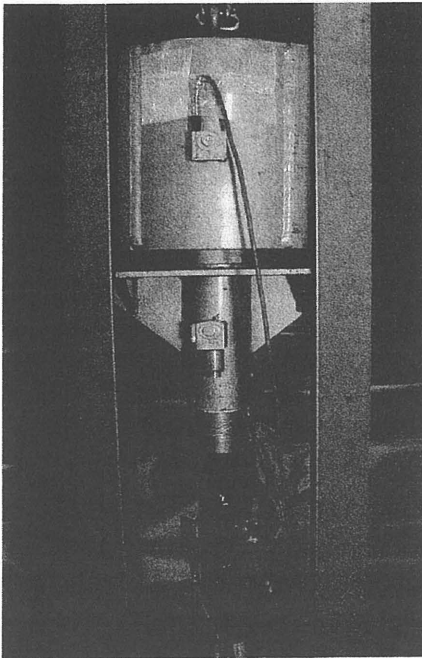


Bild 5: Modelpfahl , Fallgewicht
und Geber

5.2 Amherst Pfähle

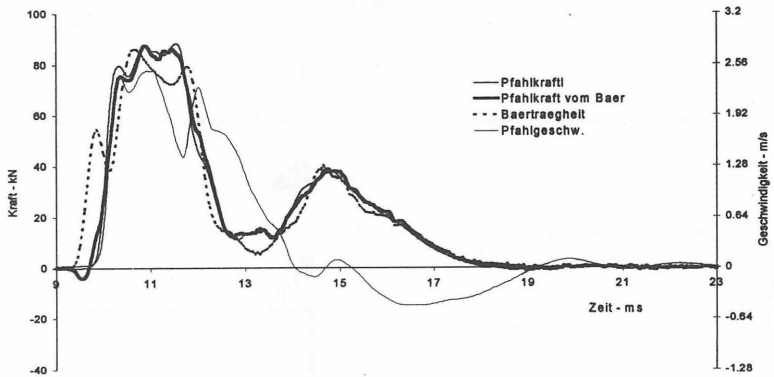


Bild 6: Vergleich von Pfähkopfkraftkurven, direkt und am Baer gemessen

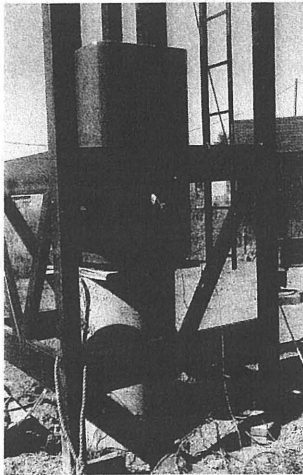


Bild 7: Amherst Bohrpfalttest mit instrumentiertem Newton

Das zweite Beispiel ist eine Versuchsreihe, die auf einer der National Geotechnical Experimentation Sites in Amherst, Massachusetts durchgeführt wurde. Die amerikanische Bundestrassenverwaltung (FHWA) hat mehrerer solcher Versuchsfelder in verschiedenen Teilen der USA eingerichtet. Hier werden neue

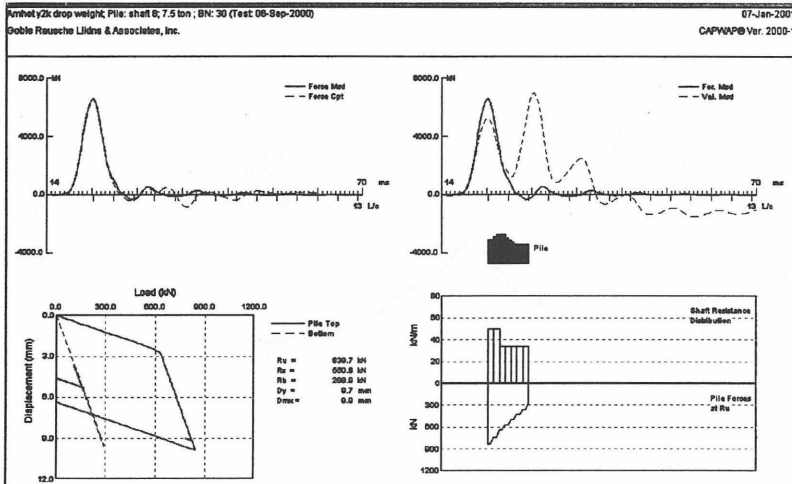


Bild 8: CAPWAP Ergebnisse von Amherst

Bau- und Testmethoden unter verschiedenen geologischen Bedingungen durchgeführt und auf ihre Tauglichkeit hin geprüft.

Drei Bohrpfähle, Länge $L = 14,5$ m, Durchmesser 1000 mm in den oberen 6 m und 900 mm im unteren Bereich wurden mit je drei Schlägen des 60 kN schweren Newton getestet (Bild 7). Der Bär wurde mit Hilfe einer hydraulischen Schere frei auf ein 35 mm starkes Sperrholzfutter (ohne lastverteilende Platte) mit Fallhöhen zwischen 250 mm und 1,15 m fallengelassen. Die Belastungseinrichtung erlaubte es, das Fallgewicht und seine Führung mit einem relativ kleinen, hydraulischen Autokran aufzubauen, den Bär anzuheben, das Bärgewicht auf den Führungsrahmen abzusetzen und dann eine Seilschleife hydraulisch abzuschneiden. Das Entladen des Lastwagens, der Aufbau und das Umsetzen der Belastungsvorrichtung auf drei Pfähle, die dynamische Probelastung von drei Pfählen, Abbau und Wiederbeladen des Lastwagens dauerte weniger als 7 Stunden. Zur Überprüfung der neuen Methode wurden die Messungen sowohl am Newton als auch am Pfahl nach herkömmlicher Weise vorgenommen. Bild 4 zeigt im Vergleich

die am Pfahl und am Bär gemessenen Pfahlkräfte. Maximale Pfahlkopfkkräfte erreichten mit der höchsten Fallhöhe nahezu 10 MN was einer Pfahldruckspannung von ca. 15 MPa entspricht. Die in die Pfähle übertragenen Energien schwankten zwischen 20 und 40% des Produktes Fallgewicht mal Fallhöhe. Dabei wurden die höheren Wirkungsgrade beim dritten Schlag erzielt, bei dem das Sperrholzfutter sich schon am Pfahlkopf angepaßt hatte.

Der Boden in Amherst bestand hauptsächlich aus weichen, tonigen Seeablagerungen (Varved Clay) unter einer 4,5 m starken, überkonsolidierten Schluff- und Tonschicht. Die von CAPWAP berechneten Tragfähigkeiten lagen zwischen 850 und 1160 kN. Ein Beispiel der CAPWAP Ergebnisse zeigt Bild 8 (von oben rechts im Gegenuhrzeigersinn): die Kraft- und Geschwindigkeitsmessung, die gemessene und die angepaßten bzw. berechneten Kraftkurven, eine simulierte statische Last-Setzungslinie und die berechnete Verteilung der Mantelreibung. des Verfahrens begrenzen.

5.3 Houston Pfähle

Je drei Schraubenpfähle von 350, 400 und 450 mm Durchmesser mußten auf 3 verschiedenen Baustellen dynamisch getestet werden. Die Pfähle waren ungefähr 24 m lang mit gleicher Einbettung, sodaß die Pfahlköpfe zur Anbringung der Geber für die Standard-PDA Messung freigelegt werden mußten. Wie bei den Amherst Tests wurden Messungen sowohl am Newton (Pfahlgeschwindigkeitsmessung 350 mm unter Pfahloberkante) als auch am Pfahl (Geber 700 mm unter Pfahloberkante) vorgenommen. Bild 9 zeigt einen Vergleich der Kraft- und Geschwindigkeitskurven, (die Geschwindigkeitskurven unterscheiden sich kaum), die am Newton und am Pfahl mit zwei verschiedenen PDA's gemessen wurden. Die im Vergleich mit der Geschwindigkeit hohe Pfahlkopfkraft, i.a. proportional zur Zeit des Aufschlags, kam durch einen vergrößerten Pfahlquerschnitt unter dem Pfahlkopf zustande.

Dynamische Probelastungen an Bohrpfählen werden in vielen Ländern mit gutem Erfolg durchgeführt. Belastungssysteme mit bis zu 40 Mg Masse werden dabei

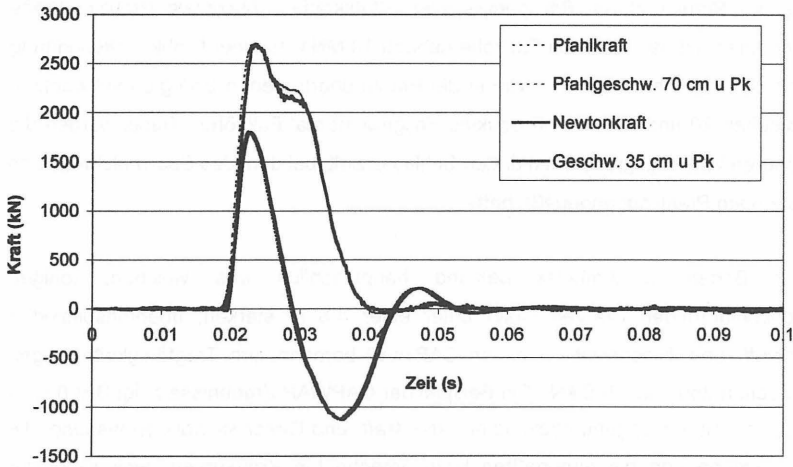


Bild 9: Kraft - und Geschwindigkeitskurven von Newton und von PDA
Messungen am Pfahl (Houston, P14, BN3)

eingesetzt. Pfahlkopfkraft und -beschleunigung werden i.a. ein bis zwei Pfahldurchmesser unter dem Pfahlkopf vorgenommen. Das bedeutet, daß zur Verbesserung der Meßgenauigkeit einige Vorarbeiten, einschließlich einer Pfahlverlängerung des Pfahles, geleistet werden müssen, die die Wirtschaftlichkeit

6 ZUSAMMENFASSUNG

Die Wirtschaftlichkeit und Genauigkeit der dynamischen Probelastungen von Bohrpfählen können aber noch weiter gesteigert werden, wenn die Messung der Pfahlkopfkraft am Fallgewicht und nicht am Pfahl vorgenommen wird. Am einfachsten und genauesten ist es mit dem einmassigen System zu arbeiten, obwohl eine Korrektur mit zusätzlichen Beschleunigungsmessungen am Schlagstück vorgenommen werden kann.

Erfahrungen mit diesem Verfahren sind ermutigend aber noch begrenzt. Z. Zt. werden noch Vergleichsmessungen und Verbesserungen am Rechenprogramm im

PDA gemacht. Es ist aber vorgesehen, die Methode bereits im Jahre 2001 routinemäßig anzuwenden.

7 LITERATUR

Beton-Kalender 1998, Grundbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998, Arbeitskreis 2.1 der DGGT, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Braunschweig

Hussein, M., Likins, G., und Rausche, F., 1996, Selection of a hammer for high strain dynamic testing of cast-in-place shafts, Fifth Int. Conf. on the Application of Stress Wave Theory on Piles, Orlando, FL.

Hussein, M., Townsend, F., Rausche, F., and Likins, G., 1992, Dynamic testing of drilled shafts, Transportation Research Record 1336, National Research Council, Washington, DC.

Schau, D., und Weigel, A., 1997, Korrelationsstudie der Probelbelastungen mit Hilfe der statischen und dynamischen Meßmethode unter Berücksichtigung unterschiedlicher Analysemethoden und Parameter, Pfahlsymposium, Technische Universität Braunschweig.

Seidel, J. und Rausche, F., 1984, Correlation of static and dynamic pile tests on large diameter drilled shafts, Third Int. Conf. on the Application of Stress Wave Theory on Piles, Stockholm, p. 313

Seitz, J.M., 1984, Correlation of static and dynamic pile tests on large diameter drilled shafts, Third Int. Conf. on the Application of Stress Wave Theory on Piles, Stockholm, p. 201

Wienholz, B., und Huch, T., 1997, Tragfähigkeitsbestimmungen an Ortbetonpfählen; Vergleich von statischen und dynamischen Probelbelastungen, Pfahlsymposium, Technische Universität Braunschweig.

PFAHLINTEGRITÄTSPRÜFUNGEN - ENTWICKLUNGEN BEI MESSUNG UND AUSWERTUNG

B. Pläßmann

1 EINLEITUNG

In Hinblick auf die immer größer werdende Auslastung von Pfahlgründungen in Bezug auf die Tragfähigkeit gewinnt die Qualitätskontrolle während und nach der Herstellung zunehmend an Bedeutung. In der Geotechnik bieten dynamische Prüfverfahren eine wirtschaftliche Möglichkeit zur Qualitätskontrolle von Pfahlgründungen. Bei diesen Verfahren werden die dynamischen Vorgänge in Form von Stoßwellenausbreitung in Bohr- und Rammpfählen meßtechnisch erfaßt. Der anschließenden Auswertung wird ein mathematisch-physikalisches Modell des Pfahl-Boden-Systems zugrunde gelegt, um Aussagen über die Pfahlqualität zu treffen. Es wird zwischen der Tragfähigkeitsprüfung und der Integritätsprüfung von Pfählen unterschieden.

In einem aktuellen Forschungsvorhaben am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) wird die Methode der Integritätsprüfung untersucht, um verbesserte Aussagen über Ort und Ausbildung von Fehlstellen treffen zu können. Das Vorhaben befaßt sich derzeit mit der Untersuchung der Meßmethode, speziell durch Variation der Impulseinleitung und Auswahl der Meßaufnehmer zur Erfassung hochfrequenter Anteile des Stoßvorgangs bei Modell- und Feldversuchen.

Zur Erweiterung der Anwendungsgrenzen des Verfahrens ist die Entwicklung von Auswertealgorithmen ein wesentlicher Bestandteil der Forschung. Die Standardauswertung besteht derzeit aus der visuellen Beurteilung des zum Geschwindigkeitsverlauf integrierten Meßsignals. Ein Ziel der Untersuchung ist die Entwicklung geeigneter Auswertealgorithmen zur Beurteilung der Ergebnisse von Integritätsmessungen. Die Aussagemöglichkeiten werden neben der genauen Kenntnis der physikalischen Zusammenhänge wesentlich durch weitere Informationen aus z.B. Baugrund erkundung oder Pfahlherstellung bestimmt.

2 GRUNDLAGEN DER INTEGRITÄTSPRÜFUNG

Um die Integrität bzw. Unversehrtheit eines Pfahles zu prüfen, existieren neben der Integritätsprüfung nach der „low-strain“ Methode weitere Methoden wie z.B. Ultraschallmessungen [5], auf die hier jedoch nicht eingegangen wird. Das dynamische Pfahlprüfverfahren nach der „low-strain“ Methode basiert auf der Reflexionsmethode [6]. Hierbei wird ein Stoßimpuls mit einem speziellen Impulshammer geringer Masse in den Pfahlkopf eingeleitet. Die Ausbreitung der Stoßwelle im Pfahl bzw. das Reflexionsverhalten wird hierbei mit Beschleunigungsaufnehmern am Pfahlkopf gemessen (Abb. 1). Wellenreflexionen treten nicht nur am Pfahlfuß, sondern auch im Bereich von Impedanzänderungen entlang des Pfahlschafes auf. Die Impedanz ist abhängig von der Querschnittsfläche, dem Elastizitätsmodul, der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle im Pfahl und dem vorhandenen Bodenwiderstand. Impedanzänderungen können daher z.B. durch Querschnitts- bzw. Materialänderungen entlang eines Pfahles verursacht werden. Die hieraus entstehenden reflektierten Wellenanteile können im zum Geschwindigkeitsverlauf integrierten Meßsignal abgelesen werden. Die Interpretation des Geschwindigkeitsverlaufs ermöglicht somit Aussagen zur Pfahllänge und darüber hinaus über eventuelle Impedanzänderungen wie z.B. Einschnürungen oder Risse entlang des Pfahlschafes [1].

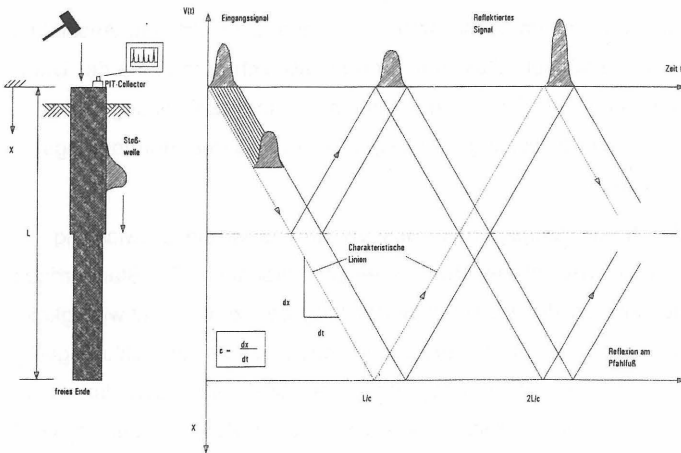


Abb. 1: Meßaufbau und Geschw. - Zeit-Darstellung der Wellenausbreitung im Pfahl

3 EINFLÜSSE AUF DAS MESSERGEBNIS

Die Interpretation der Meßsignale ist nicht immer eindeutig möglich, da die Ursachen für Impedanzänderungen und damit für die reflektierten Wellenanteile nicht in jedem Fall zweifelsfrei bestimmbar sind. Weitere Informationen, z.B. über die Pfahlherstellung und über den anstehenden Baugrund, müssen in die Interpretation mit einbezogen werden. Zahlreiche Freilegungen von Pfählen bei aufgetretenen Schäden verbunden mit der entsprechenden Erfahrung bei der Anwendung des Meßverfahrens ermöglichen in den meisten Fällen eine Zuordnung der Ursachen von Impedanzwechseln.

Impedanzänderungen treten sprungartig oder allmählich auf. Sie können durch Querschnittswechsel, durch Materialinhomogenitäten oder durch Schichtgrenzen und damit verbundene extreme Wechsel des Bodenwiderstandes hervorgerufen werden. Weitere Faktoren resultieren aus dem Pfahlsystem und der Pfahlherstellung, wobei Risse, Hohlräume sowie der Verbund mit dem Boden ebenfalls die Meßergebnisse beeinflussen. Dabei sind Kombinationen dieser Einflußgrößen möglich. Eine häufig vorkommende Kombination ist z.B. eine Querschnittsänderung im Bereich von Schichtwechseln.

Darüber hinaus können Störeinflüsse aufgrund meßtechnischer Rahmenbedingungen auftreten. Dazu gehören z.B. die unzureichende Kopplung des Meßgebers mit dem Pfahlmaterial oder die Art der Impulseinleitung bei z.B. vorhandener schlechter Betonqualität am Pfahlkopf.

4 AKTUELLE UNTERSUCHUNGEN ZUM VERFAHREN DER INTEGRITÄTSPRÜFUNG

4.1 Allgemeines

In einem aktuellen Forschungsvorhaben am Institut für Grundbau und Bodenmechanik werden Untersuchungen zum Pfahlprüfverfahren nach der „low-strain“ Methode durchgeführt, um die Anwendungsgrenzen des Verfahrens bezüglich Aussagen über Ort und Ausbildung von Fehlstellen zu prüfen. Neben der Untersuchung der Meßmethode befaßt sich das Vorhaben mit der Weiterentwicklung von Auswertemethoden. Die Anwendung des Verfahrens auf weitere Gründungselemente wie z.B. überschnittene Bohrpfahlwände, Schlitzwandlamellen, etc. wird untersucht.

4.2 Untersuchungen zum Meßverfahren

4.2.1 Anforderungen an die Meßkette

Die Aussagemöglichkeiten der Integritätsprüfung werden wesentlich durch die verwendete Meßausrüstung beeinflusst. Zur Durchführung des Standardtestverfahrens wurden von verschiedenen Herstellern Meßausrüstungen entwickelt. Sie bestehen im wesentlichen aus folgenden Komponenten:

- Meßverstärker
- A/D Wandler
- Steuerung mit Speichermedium
- Beschleunigungsaufnehmer
- Impulshammer

Im Rahmen des Forschungsvorhabens des IGB-TUBS werden die Anforderungen und Einflüsse aller Komponenten der Meßkette geprüft und weitergehend zur Erfassung hochfrequenter Anteile des Stoßvorgangs untersucht.

Meßverstärker und A/D-Wandlung

Meßverstärker und A/D-Wandlung müssen die notwendige Verstärkung und hinreichende Auflösung des Meßsignals ermöglichen. Für hochfrequente Impulseinleitungen sind entsprechend hohe Abtastraten bzw. Bandbreiten zu realisieren.

Steuerung mit Speichermedium

Zur Steuerung der Messung und Analyse wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens eine Applikation mit der Entwicklungsumgebung des Programms TESTPOINT erstellt. Die Programmierung des externen A/D-Wandlersystems zur Erzielung der erforderlichen hohen Abtastraten erfolgte mit einem speziellen A/D-Compiler. Für die Meßanalyse stehen Standard-Filter und Transformationen zur Verfügung.

Beschleunigungsaufnehmer

Die Wahl des geeigneten Beschleunigungsaufnehmers und die Kopplung mit der Betonoberfläche am Pfahlkopf ist ein ebenso wesentlicher Bestandteil wie die Impulseinleitung. Ob das Frequenzspektrum des Stoßimpulses auf den verwendeten Meßaufnehmer übertragen bzw. von diesem meßbar ist, wird durch die Kopplung des Aufnehmers mit der Pfahloberfläche bestimmt. Die hieraus resultierende Frequenzauflösung bestimmt die Möglichkeit der Fehlstellenauflösung. Dies setzt voraus, daß ein der Meßaufgabe entsprechender hochfrequenter Impuls eingeleitet wird.

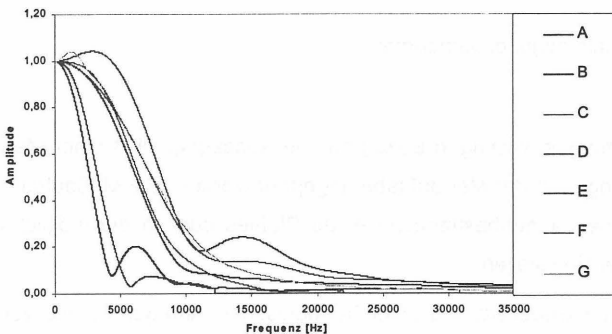


Abb. 2: Frequenzspektren infolge unterschiedlicher Aufnehmerankopplung

Durchgeführte Messungen an Modellpfählen zeigen die übertragbaren Frequenzspektren in Abhängigkeit verschiedener Aufnehmerankopplungen (Abb. 2). Um so starrer die Ankopplung ist, je größer ist der meßbare Frequenzgehalt.

Mögliche Eigenschwingungen des Aufnehmers werden durch dessen Eigenfrequenz und durch die Kopplung mit der Pfahlkopfoberfläche bestimmt. Modellpfahlmessungen zeigen die Auswirkung der Wahl unterschiedlicher Beschleunigungsaufnehmer (Abb. 3). Der Meßgeber 1 zeigt bei der vorgegebenen hochfrequenten Impulseinleitung Eigenschwingeffekte. Die Eigenfrequenz des Meßgebers ist hier in Abhängigkeit der Ankopplung zu gering. Die Aussagemöglichkeit der Messung wird dadurch stark vermindert.

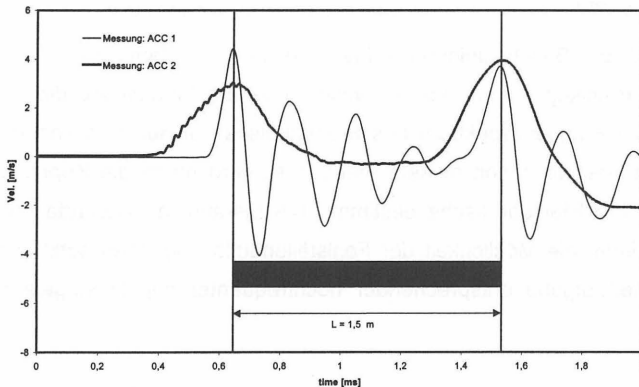


Abb. 3: Einfluß des Beschleunigungsaufnehmers

Impulshammer

Die Art der Impulseinleitung ist wichtig in Bezug auf die Aussagequalität einer Messung. Die Impulseinleitung muß der Meßaufgabe angepaßt werden. Die Meßaufgabe unterteilt sich in die reine Längenbestimmung eines Pfahles oder in die möglichst genaue Auflösung kleiner Fehlstellen.

Ein Stoßimpuls enthält im Gegensatz zu einer harmonischen Anregung keine vorherrschende Frequenz, sondern ein breites Frequenzspektrum. Dieses Spektrum wird durch die sogenannte Grenzfrequenz als maximaler Frequenzgehalt beschränkt. Aus der Grenzfrequenz ergibt sich in Abhängigkeit von der vorhandenen Wellenlänge

schwindigkeit die Grenzwellenlänge. Mit Hilfe der durchgeführten Messungen an Modell- bzw. Testpfählen aus Stahlbeton kann ein Zusammenhang zwischen Grenzwellenlänge und meßbarer bzw. erfaßbarer Fehlstellengröße aufgezeigt werden (siehe Kap. 4.2.3). Hierfür wurden neben der Betrachtung verschiedener Fehlstellengrößen auch unterschiedliche Impulsgeber verwendet. Abb. 4 zeigt die Stoßimpulse unterschiedlicher Impulsgeber (unterschiedliche Härte der Schlagkappe) mit den zugehörigen Frequenzspektren.

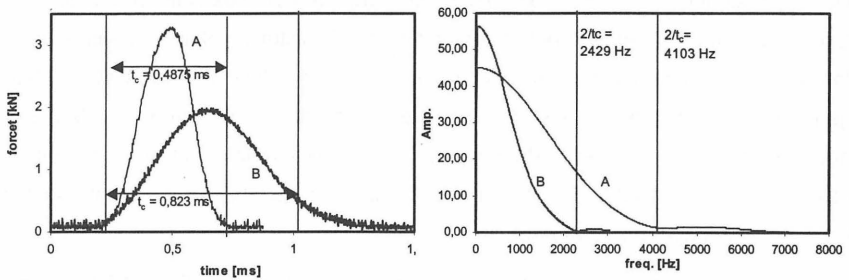


Abb. 4: Stoßimpulseinleitung

Es ist eine möglichst gute Anpassung der Impulseinleitung an die Meßaufgabe zu erreichen. Unabhängig von der gewünschten Fehlstellenauflösung ist die optimale Impulsdauer durch Pfahlänge und -durchmesser beschränkt. Die Obergrenze der Impulsdauer ist durch die Pfahlänge beschränkt und die minimale Impulsdauer durch den Pfahldurchmesser gegeben. Ist die Impulseinleitung in Verhältnis zum Pfahldurchmesser zu hochfrequent, treten störende Querschwingungen auf.

4.2.2 Erweiterung der Meßkette

Die Standardmessung wird mit einem Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlkopf durchgeführt. Die Aussagemöglichkeiten können durch eine sinnvolle Erweiterung der Meßkette erhöht werden. Im Rahmen der Untersuchungen wird die Erweiterung der Meßkette entlang der Pfahlachse in mehreren Meßebenen realisiert. Für die praxisrelevante Baustellenmessung müssen die nicht wiedergewinnbaren Meßgeber möglichst kostengünstig sein. Im Rahmen der Untersuchungen wurde am IGB-TUBS

ein Meßgeber auf DMS-Basis entwickelt, der die Stoßwellenausbreitung ausreichend auflösen kann und dessen Herstellungskosten als gering einzustufen sind. Die Einbettung der Meßgeber muß während der Pfahlherstellung erfolgen. In mehreren Testpfählen wurden drei Meßgeber je Pfahl eingebaut. Die Testergebnisse der erweiterten Meßkette werden im folgenden Kapitel vorgestellt.

4.2.3 Untersuchungen zur Fehlstellenauflösung

Die Untersuchungen zur Fehlstellenauflösung erfolgten an Testpfählen aus Stahlbeton. Betrachtet wurden hierbei unterschiedliche Fehlstellentiefen, -breiten und -formen. Die Messungen erfolgten mit und ohne Bodeneinfluß. Bei den Untersuchungen wurde die erweiterte Meßkette verwendet. Hierbei erfolgte neben der Messung am Pfahlkopf eine zeitgleiche Messung in drei weiteren Tiefenstufen mit den entwickelten DMS-Aufnehmern. Zur Stoßeinleitung wurden Impulshämmer mit unterschiedlichem Frequenzgehalt verwendet.

Eine Übersicht über die durchgeführten Fehlstellenvariationen an Pfahl 1 ist in Abb. 5 gegeben. Die Variationen 10, 12, 13, 16, 19, 21 und 23 wurden bei gleicher Fehlstellenbreite mit unterschiedlich starken Reduzierungen der Querschnittsfläche durchgeführt.

Die Auswertung der Messungen erfolgte hinsichtlich der Fehlstellenlage unterhalb des Pfahlkopfes, der Fehlstellenbreite, d.h. die Ausdehnung über die Pfahllänge, und der Fehlstellentiefe, d.h. die Größe der Querschnittsreduzierung.

Weiterhin wurde für jede Variation die mittlere Wellengeschwindigkeit bei exakt bekannter Pfahllänge bestimmt. Mit Hilfe der DMS-Meßaufnehmer konnte außerdem eine abschnittsweise Auswertung der Wellengeschwindigkeit zwischen den Meßebenen erfolgen.

In Abb. 6 ist als Beispiel ein Signal für die Messung mit der erweiterten Meßkette dargestellt. Die Meßverläufe der DMS-Aufnehmer ermöglichen auch eine Bestimmung der Fehlstellengröße.

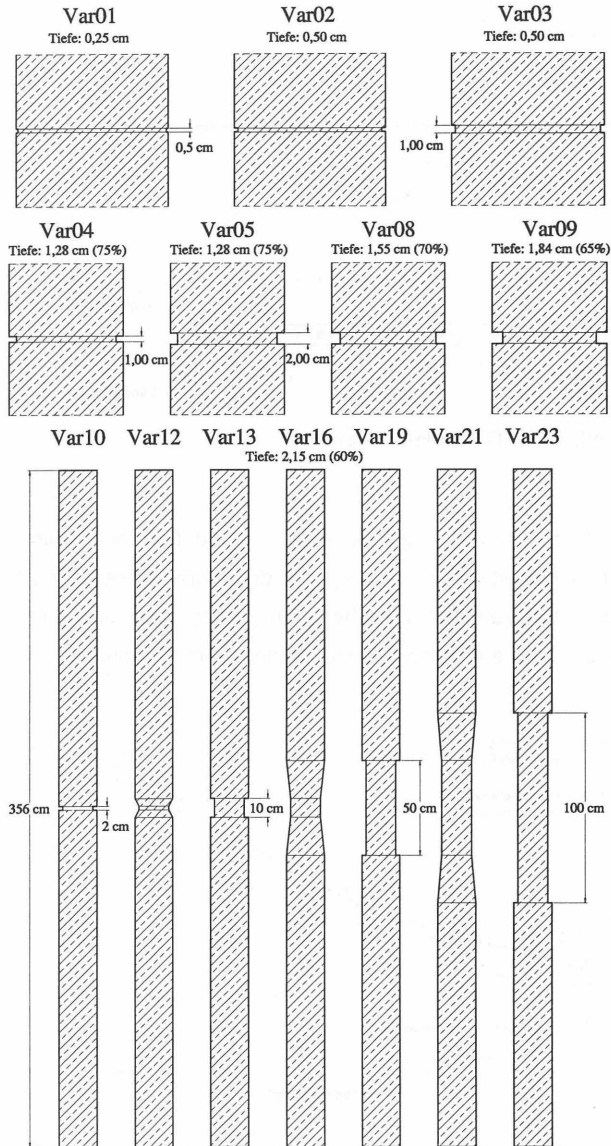


Abb. 5: Fehlstellenvariationen am Pfahl 1

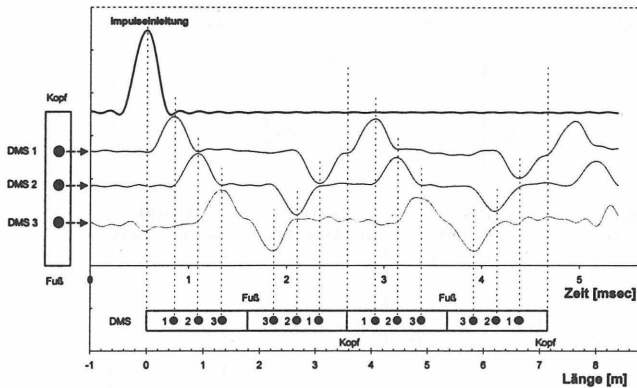


Abb. 6: Kraftverlauf der DMS-Meßaufnehmer

Die Auflösung hinsichtlich der Lage, Ausdehnung und Tiefe der Fehlstellen ergeben eine starke Abhängigkeit vom Frequenzgehalt des Stoßimpulses. Die Abbildungen 7, 8 und 9 zeigen den Vergleich zwischen den gemessenen und den vorhandenen Fehlstellengrößen für die Impulseinleitung mit dem Impulshammer B.

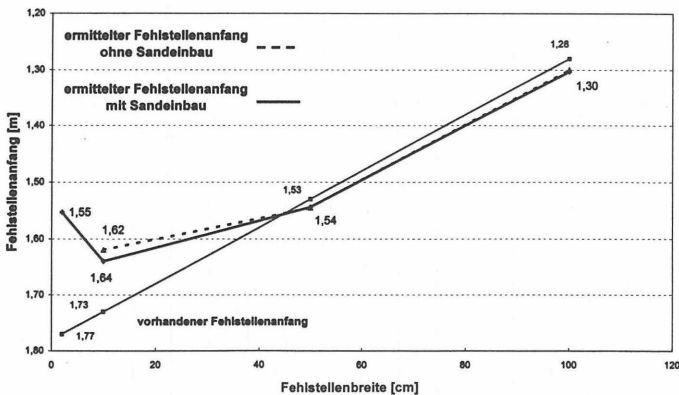


Abb. 7: Fehlstellenlage von Pfahl 1 mit Impulshammer B

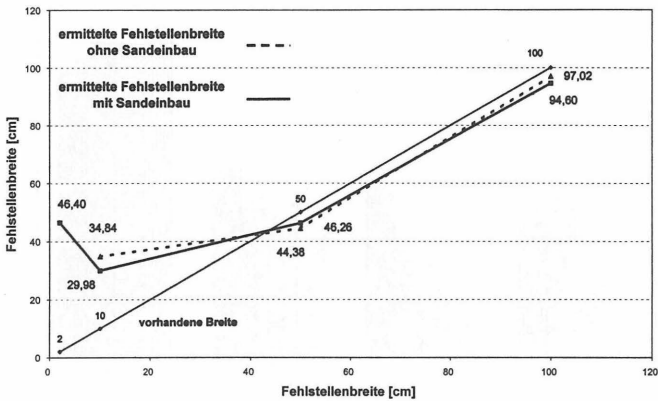


Abb. 8: Fehlstellenbreite von Pfahl 1 mit Impulshammer B

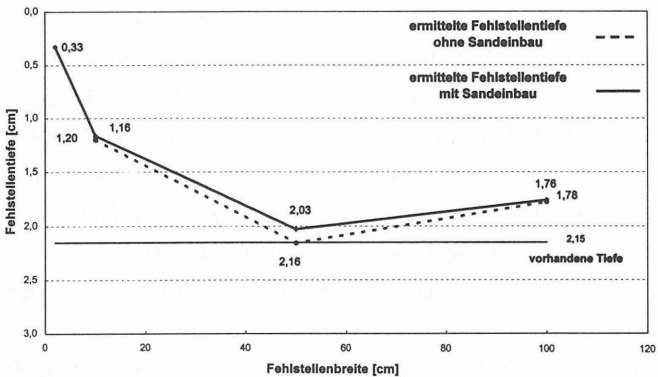


Abb. 9: Fehlstellentiefe von Pfahl 1 mit Impulshammer B

Aufgetragen ist die gemessene bzw. vorhandene Größe (Lage, Breite, Tiefe der Fehlstelle als Ordinate) über die Fehlstellenbreiten der betrachteten Geometrievariationen (Abszisse). Ab einer bestimmten Fehlstellenbreite wird die Abweichung zwischen gemessener und vorhandener Größe deutlich geringer. Abb. 10 zeigt die Abweichung der gemessenen von der vorhandenen Fehlstellenausdehnung für drei unterschiedliche Impulseinleitungen (Impulshammer A – C). In Abhängigkeit der Impulseinleitung zeigen sich hierbei unterschiedliche Abweichungsgrenzen.

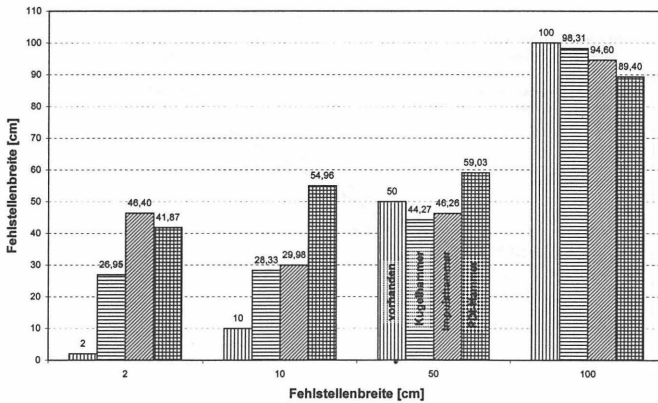


Abb. 10: Ermittelte Fehlstellenausdehnung in Abhängigkeit der Impulseinleitung

Aus den Untersuchungen kann ein Zusammenhang zwischen der Fehlstellenauflösung und dem Frequenzgehalt abgeleitet werden. Wie bereits erläutert, läßt sich aus der Annahme einer Grenzfrequenz der Stößeinleitung bei $f_{\text{grenz}} = 1/t_{\text{Impuls}}$ die Grenzwellenlänge bestimmen. Bis zu einer Größe von einem Viertel der Grenzwellenlänge ist die Auflösung der Fehlstellengröße möglich. Bei kleineren Fehlstellen oder geringerem Frequenzgehalt des Stoßimpulses kommt es zu so großen Überlagerungen der Wellenanteile, daß sich die Maxima der Reflexionspeaks verschieben und eine exakte Bestimmung der Fehlstellengröße nicht möglich ist. Wird die Überlagerung der Wellenanteile noch größer, kann bei einem entsprechendem Verhältnis von Grenzwellenlänge zur Fehlstellenausdehnung kein charakteristisches Reflexionsspektrum infolge der Fehlstelle erkannt werden.

Bei den durchgeführten Untersuchungen konnte eine weitere Auswirkung von Geometriefehlstellen erkannt werden. Neben dem Einfluß von Fehlstellen auf das Reflexionsspektrum, wurde eine Reduktion der gemessenen mittleren Wellengeschwindigkeit festgestellt. Die Größe der Wellengeschwindigkeitsänderung ist abhängig von der Fehlstellentiefe und ihrer Ausdehnung. Die in den Messungen erfaßte Entwicklung bis zu einer Fehlstellenbreite von 10 cm ist in Abb. 11 dargestellt.

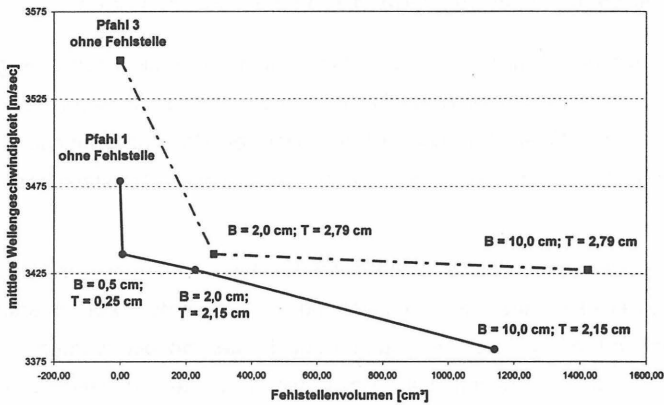


Abb. 11: Wellengeschwindigkeitsänderung in Abhängigkeit zum Fehlstellenvolumen

Die Wellengeschwindigkeitsänderung ist begründet in der lokalen Reduzierung der aus verschiedenen Wellenanteilen resultierenden Gruppengeschwindigkeit im Bereich der Geometriefehlstelle [2]. Aufgrund der eingeschränkten Länge der untersuchten Pfähle kommt es bei großen Fehlstellen zu Überlagerungen im Bereich des Fußreflexes. Somit kann die mittlere Wellengeschwindigkeit nicht störungsfrei für diese Fehlstellengröße ermittelt werden. Um den Zusammenhang zwischen Fehlstellenausbildung und Wellengeschwindigkeitsänderung genauer zu erfassen, wurden umfangreiche numerische Simulationsberechnungen mit veränderten Pfahlgeometrien durchgeführt, die demnächst veröffentlicht werden.

4.2.4 Untersuchungen des erweiterten Anwendungsgebiets

Das „low-strain“ Verfahren gilt als anerkannte Meßmethode bei Integritätsprüfungen an Pfählen. Eine Erweiterung des Anwendungsgebietes auf ähnliche Gründungselemente wird untersucht. Bei zahlreichen Baustellenmessungen des IGB-TUBS konnte z.B. an überschrittenen Bohrpfahlwänden und an Schlitzwandlamellen die Anwendbarkeit der Methode bei geänderten Rahmenbedingungen erfolgreich erprobt werden.

4.3 Untersuchungen zur Auswertung von Integritätsprüfungen

Die Standardauswertung der Integritätsprüfung erfolgt über die visuelle Begutachtung und Interpretation des Meßsignals im Zeitbereich. Zur Meßanalyse können hierbei verschiedene Filter verwendet werden. Um den Dämpfungseinfluß des Bodens auf das Meßsignal zu eliminieren, werden exponentielle Verstärkungsansätze verwendet.

Im Rahmen der Untersuchungen soll neben der direkten Auswertung des Meßsignals die Möglichkeit einer rechnerischen Auswertung geprüft werden. Zur Untersuchung der mehrdeutigen Einflußgrößen, wie sie im Kapitel 3 beschrieben wurden, erfolgten zunächst Simulationsberechnungen auf Basis der Finite Element Methode [4]. Für diese direkten Berechnungen wurde ein Berechnungsmodul erstellt, mit dem beliebige Pfahlgeometrien in Abhängigkeit variabler Pfahlmaterial- und Bodeneigenschaften simuliert werden können [3].

In Abb. 12 wird der Einfluß von Pfahlquerschnittsverringerungen anhand der durchgeführten Simulationsberechnungen deutlich. Dargestellt sind zwei Fehlstellen unterschiedlicher Ausdehnungen aber gleicher Querschnitts- bzw. Impedanzverringerung. Wie in Kapitel 4.2.3 beschrieben, ist in Abhängigkeit der Grenzwellenlänge des Stoßimpulses eine Längenbestimmung bei größeren Fehlstellen möglich.

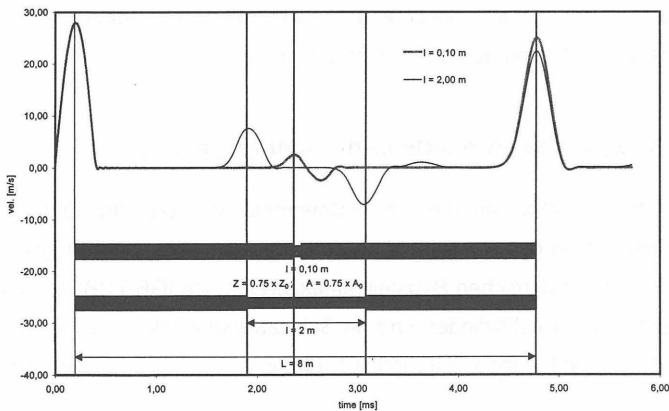


Abb. 13: Einfluß von Pfahlquerschnittsänderungen

Den Einfluß unterschiedlicher Grenzwellenlängen des Stoßimpulses auf das Auflösungsvermögen zeigt Abb. 14. Bei zu großem Unterschied von Grenzwellenlänge zur Fehlstellenausdehnung sind die entsprechenden Fehlstellen nicht mehr erkennbar.

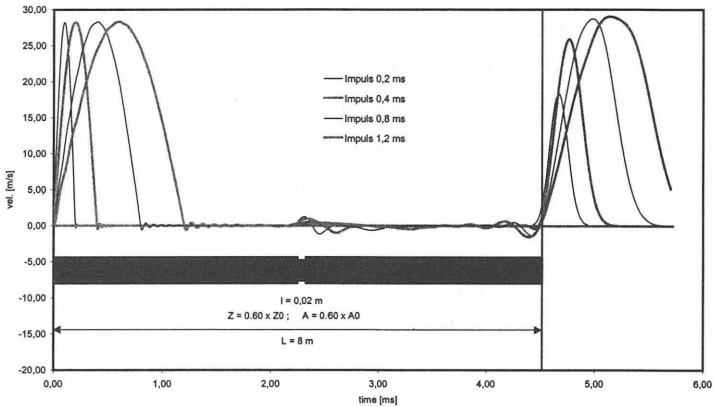


Abb. 14: Auflösung kleiner Fehlstellen in Abhängigkeit der Grenzwellenlänge des Stoßimpulses

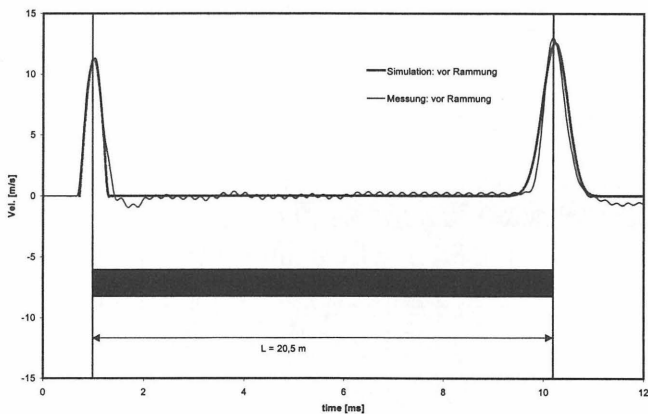


Abb. 15: Messung am freiliegenden Spannbetonfertigungspfehl vor der Rammung

Der unterschiedliche Einfluß von weiteren Größen wie z.B. Änderungen der Materialeigenschaften des Pfablbetons wird in [4] vorgestellt. Wie bereits erläutert, haben neben Geometrie- und Materialänderung des Pfahles auch die Eigenschaften des umgebenden Bodens Einfluß auf das Meßsignal. Der Bodeneinfluß soll am Beispiel eines Spannbetonfertigpfahls gezeigt werden. Bei einem Fertigpfahl können in der Regel Wechsel von Geometrie und Materialeigenschaften ausgeschlossen werden. Der 20,5 m lange Pfahl wurde zunächst freiliegend vor der Rammung getestet (siehe Abb.15). Nachdem der Pfahl gerammt war, wurde er erneut getestet. In Abb. 16 ist das Meßsignal und das Ergebnis der Simulationsberechnung gezeigt.

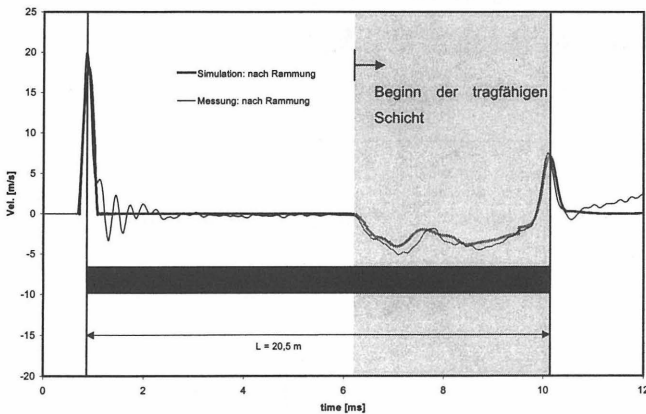


Abb. 16: Messung Spannbetonfertigpfahl nach der Rammung

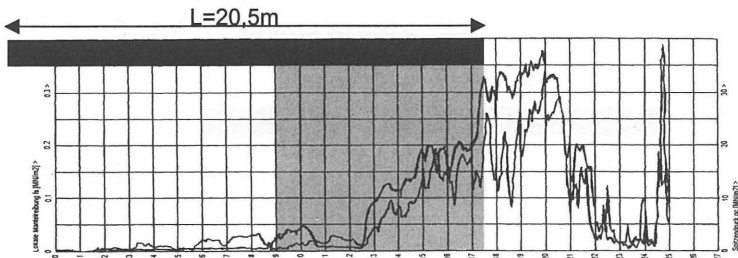


Abb. 17: Drucksondierung im Bereich des Spannbetonfertigpfahls

Um die auftretenden Reflexionsanteile zu interpretieren, sind Informationen über den anstehenden Baugrund erforderlich. Abb. 17 zeigt die Ergebnisse einer Drucksondierung in unmittelbarer Nähe des betrachteten Pfahls. Die Tiefenbereiche in denen der Spitzendruck und damit der Bodenwiderstand zunimmt, sind grau hinterlegt. In diesen Tiefenbereichen findet eine Beeinflussung des Meßsignals durch den umgebenden Boden statt. Dies wird anhand der gemessenen Reflexionsanteile deutlich. Die Messungen vor und nach der Rammung werden rechnerisch mit Hilfe von FEM - Simulationen nachvollzogen (vgl. Abb. 15 und Abb. 16). Hierbei werden die Dämpfungseigenschaften des Bodens aus den Ergebnissen der Drucksondierungen abgeschätzt.

Ein Ziel der Untersuchung zur Auswertung von Integritätsprüfungen ist die Entwicklung geeigneter Auswertelgorithmen zur Beurteilung der Ergebnisse von Integritätsmessungen. Die Aussagemöglichkeiten werden durch die genaue Kenntnis der physikalischen Zusammenhänge des entstehenden Reflexionsspektrums bestimmt. Hierzu gehören z.B. die im Kapitel 4.2 erläuterten Erkenntnisse zur Fehlstellenauflösung. Weiterhin sind die zu nutzenden Informationen aus Baugrunderkundung oder Pfahlherstellungsprotokollen sehr wesentlich. Dieses wird an dem vorgestellten Beispiel des Spannbetonfertigtgpfahls deutlich. Sind nur unzureichende Informationen vorhanden, können die Einflußgrößen bei der Analyse nicht ausreichend differenziert werden.

Sämtliche vorgestellten Aspekte müssen bei der Systemidentifikation mit Hilfe des Meßsignals bei Anwendung geeigneter Auswertelgorithmen berücksichtigt werden. Die Analyse der Meßsignale soll somit automatisiert und damit objektiviert werden.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND WEITERE UNTERSUCHUNGSZIELE

Es wurden die Grundlagen der Pfahlintegritätsprüfung erläutert und einige Ergebnisse des aktuellen Forschungsvorhabens vorgestellt. Die Auswirkungen der verschiedenen Einflußgrößen auf das Signal der Integritätsmessung wurden anhand von FEM-Simulationsberechnungen und Messungen aufgezeigt.

Neben der Durchführung von Simulationsberechnungen zur Untersuchung der verschiedenen Einflußgrößen wird z. Z. die Möglichkeit von Identifikationsberechnungen untersucht.

Die durchgeführten Messungen an den im Kapitel 4 vorgestellten Testpfählen behalten neben der Messung mit einer erweiterten Meßkette die Untersuchung der Auflösung von Fehlstellen unterschiedlicher Größe und die Abhängigkeit vom umliegenden Boden. Es kann ein Zusammenhang zwischen der möglichen Fehlstellenauflösung und der Grenzwellenlänge des Stoßimpulses abgeleitet werden. Als weitere Auswirkung von Geometriefehlstellen sind neben den Reflexionsspektren auch die Änderungen der Wellengeschwindigkeiten untersucht worden.

Die Anwendung des Meßverfahrens auf weitere Pfahl- bzw. Gründungssysteme wie z.B. überschnittene Bohrpfähle, Schlitzwandelemente, vermörtelte Stopfsäulen o.ä. werden bei Baustellenmessungen untersucht. Weitere Anwendungen der „low-strain“ Methode wie Untersuchungen zur Ermittlung der Bettung, Kontakt von Gründungskörpern zum Baugrund oder Qualitäts- und Festigkeitsuntersuchungen von Naturgestein sind in zukünftigen Forschungsvorhaben geplant.

6 LITERATUR

- [1] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik: Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der DGGT für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998.
- [2] Kalinke, P.: Die Änderung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit als Symptom zur zerstörungsfreien Schadensdetektion, Dissertation vom Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Hannover, 1998.
- [3] Pläßmann, B.: Auswertung von Integritätstests mit der Finite Element Methode, Fachseminar Pfahl-Symposium, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 53, 1997, S. 93 - 105.
- [4] Pläßmann, B.; Kirsch, F.: Qualitätskontrolle von Pfahlgründungen mit Hilfe von dynamischen Prüfmethoden – Entwicklung bei Messung und Auswertung, Fachseminar Dynamische Probleme – Modellierung und Wirklichkeit, Mitteilungen des Curt Risch Institutes der Universität Hannover, 2000, S. 121 - 142.
- [5] Rodatz, W.: Abschlußbericht über das Forschungsvorhaben Pfahlintegrität, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, 1997.
- [6] Smith, E.A.L.: Pile driving analysis by wave equation, Journal Soil Mech. Found. Div. ASCE SM4, 1960, S. 35 - 61.



TNO Profound Professional Pile Testing Equipment (FPDS) under Windows

Profound

Treubstraat 1j
2288 EG Rijswijk
The Netherlands

Phone: +31 70 415 56 35
Fax: +31 70 398 94 38

E-mail:
FPDS@Profound.tno.nl
www.Profound.nl
www.TNOProfound.com

New Sonic Integrity Testing equipment under Windows



For our professional users Sonic Integrity Testing (SIT) has become easier operating under a Windows environment. Our systems run with a PCMCIA signal conditioning card allowing for optimal flexibility in use in the field.

A waterproof aluminum case protects your instrument under all weather conditions.

For the low budget users Profound has developed the BabySIT which can be connected to the serial port of any PC and has all

functions of the professional system. This small device perfectly suitable for high quality field checks and is attractively low priced.

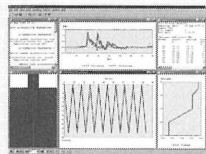


PdaDlt: State of the Art in Dynamic Load Testing / Pile Driving Analysis Completely renewed under Windows



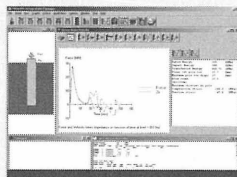
Our FPDS systems have been further improved and are fully operating under a Windows environment. PDA and DLT testing and the interpretation of results can be done on any PC easier and

quicker saving time and money. Our professional FPDS-7 systems runs on with a PCMCIA signal conditioning card allowing for optimal flexibility in use in the field.



TNOWAVE : Powerful Stress wave program, Upgrade under Windows !

The Stress Wave program TNOWAVE serves as a powerful simulation tool to predict pile behaviour under set input parameters. The program is renewed under Windows and is tailored for use by geo-technical experts. It contains TNOPDP for impact hammer pile driving prediction, TNODLT to determine load displacement behaviour of a pile from DLT test results, TNOSIT to determine the dimensions and location of pile defects from SIT signals and TNOSTN to predict the soil, pile and loading device behaviour for a Statnamic test.



NEUENTWICKLUNGEN BEI DEN PFAHLPRÜFMETHODEN IN DEN NIEDERLANDEN

Gijs van Ginneken, Peter Middendorp, TNO Profound

R. van Foecken, TNO Bauforschung

D. Pluimgraaf, Geomet

AUSZUG

Eine Einführung in die geläufigen Methoden der Qualitätsprüfung von Pfählen in den Niederlanden. Nachstehend wird die Anwendung in der Praxis und die rezenten technischen Entwicklungen bei den gängigsten Testmethoden behandelt. Es wird eine Übersicht über die zukünftigen Möglichkeiten zur Verbesserung der Qualitätsbewertung von Pfählen mittels Prüfstrategie aufgezeigt, womit eine wirtschaftlich günstige Kombination aus "Low Strain"-Prüfungen, wie Integritätstests (Sonic Integrity Testing) und "High Strain"-Prüfungslösungen, wie Statnamic-Tests möglich wird. Ferner werden verschiedene Fallstudien angeführt.

1. EINFÜHRUNG

Nach dem Aufstellen der Gründungspfähle müssen die Pfähle auf ausreichende Tragfähigkeit und Pfahlsteifigkeit geprüft werden. In den Niederlanden bestimmen wir die Pfahlqualität gewöhnlich anhand der Bodenuntersuchungsergebnisse, der Entwurfsnormen und der Integritätsprüfungen zur Ermittlung der Pfahlgeometrie. In anderen Ländern ist die Ermittlung der Tragfähigkeit von Gründungspfählen integraler Teil des Pfahlgenehmigungsverfahrens.

Bei Rammpfählen muss das empfindliche Gleichgewicht zwischen der für das Eintreiben der Pfähle benötigten Energie und dem Bodenwiderstand berücksichtigt werden. Beim Eintreiben des Pfahls müssen die Druckwellen schwach genug sein und der Widerstand der Erdmatrix sollte nicht durch eine zu hohe Hammerschlagfrequenz beeinflusst werden. Die technischen Aspekte im Hinblick auf die Aufstellungsverfahren werden von Weele und Lencioni (4) behandelt.

Die Qualität von Ortbetonpfählen hängt maßgeblich von der Sorgfalt beim Pfahlgießen und der Erfahrung des Maschinisten ab. Die meisten Anlagen erfassen die Pfahltiefe und den Betondruck, es ist jedoch wünschenswert, dass eine mehr automatisierte Überwachung des Pfahlgründungsprozesses zu einer zuverlässigen Verbesserung der Gesamtqualität der Gründungspfähle führt.

Die in den Niederlanden eingesetzten Prüfmethode sind die anerkannte Standardroutine für eine Integritätsprüfung aller Gründungspfähle. Die Methode hat an Beliebtheit gewonnen, weil sie schnell und einfach durchzuführen und außerdem kostengünstig ist. Rezente technische Innovationen von TNO haben die Signalqualität der Integritätsprüfung verbessert, wodurch folglich die Prädiaktivtauglichkeit der Methode verbessert worden ist.

Zur Prüfung der Tragfähigkeit von Rammpfählen ist die Probelastungsmethode (SLT) am verbreitetsten, seitdem sie in den Richtlinien vorgeschrieben wird. Diese Methode ermöglicht eine möglichst praxisgetreue Prüfung, die Anwendung ist jedoch auf Grund verschiedener maßgeblicher Abhängigkeitsfaktoren recht begrenzt. Hauptgründe sind u.a. die Faktoren Zeit und Geld. Die statische Probelastung ist zeitaufwendig und kostbar, wodurch sie im allgemeinen eine Überziehung des Zeitschemas zur Folge hat. Eine andere Beschränkung sind die vielen unterschiedlichen Methoden in den jeweiligen Ländern, wodurch ein Vergleich der Prüfungsergebnisse bei ähnlichen Pfahl-Bodenkombinationen sehr erschwert und die Anwendungsmöglichkeit der Prüfungsergebnisse für neue Fälle beschränkt wird.

Obige Einschränkungen sind leicht zu überbrücken und nicht nur über Prüfungen. Eine alternative Lösung ist die dynamische Probelastung (DLT), bei der man ein Gewicht auf den Pfahl fallen lässt und die Belastungs- und Akzelerationssignale über Transducers am Pfahlschaft erfasst. Das ist eine schnelle, jedoch indirekte Methode zur Ermittlung der Tragfähigkeit. Für Ortbetonpfähle mit wechselnder Geometrie hat diese Methode verschiedene Nachteile.

Statnamic bietet seit Anfang der 90er Jahre eine Antwort auf den Bedarf der Industrie an preisgünstigen und akkuraten Prüfungsmethoden für hochwertige Gründungen. Berminghammer Foundation Equipment aus Kanada entwickelte zusammen mit TNO Building und Construction Research in den Niederlanden das Statnamic-Verfahren. Inzwischen ist Statnamic seit mehreren Jahren in Großbritannien anerkannt und in den Niederlanden als eine preisgünstige Prüfmethode eingeführt worden. Das weltweite Interesse an Statnamic nimmt rasch zu. In den USA hat sich die Statnamic-

Prüfung in den vergangenen drei Jahren von 1 Test/Monat auf einen 1 Test/Tag erhöht. Die verschiedenen Prüfmethoden werden unten kurz zusammengefasst:

	Vorteile	Nachteile
SIT	Schnell und kostengünstig Auslegung ist Erfahrung nötig	Gute Signale erforderlich, für die
SLT	Wirklichkeitsnah	Zeitaufwendige und teure Methode
DLT	Relativ einfach, für für Ramppfähle ideal	Indirekte Methode, weniger geeignet für Ortbetonpfähle
STN	Akkurat, schnell und relativ einfach erfordert Zeit	Sonderausrüstung Die Akzeptanz in den Richtlinien

2. "LOW STRAIN"-PRÜFUNG (SIT)

In den frühen 70er Jahren hat TNO die Integritätsprüfung für die Ermittlung des Pfahlkopfes und von Mängeln wie Rissen, Einschlüssen und Einschnürungen entwickelt. Das Prinzip der Integritätsprüfung ist, dass mit einem Hammerschlag auf den Pfahlkopf eine Druckwelle durch den Pfahl geschickt wird. Der Respons wird mit einem Beschleunigungs-Transducer gemessen, der am Pfahlkopf befestigt ist. Das gemessene Signal gibt die Schallreflektion von Pfahlkopf, Pfahlschaft,

Pfahlgeometrie, Rissen, Verdickungen und Einschnürungen wieder. Das Prinzip der Integrität ist im Standard ASTM D 5882-96 beschrieben worden(5).



Die Zuverlässigkeit und Zweckmäßigkeit der Integritätsprüfung wurde in früheren Entwicklungsphasen in Frage gestellt. Wie mit jeder Prüfmethode sollte man sich der Beschränkungen auch dieser Testmethode bewusst sein. Die Methode eignet sich besonders zur Ersterfassung der Pfahlqualität. Für die Interpretation der Signale sind Instrumente und Erfahrung nötig und muss Einsicht ins jeweilige geo-technische Erdprofil und die Pfahlgründung vorhanden sein. "Distant"-Interpretation, die für neue Benutzer als leicht propagiert wird, impliziert das Risiko von Interpretationsfehlern.

Die Qualität und der Benutzerkomfort der Integritätsprüfung als sachgerechtes Erfassungs-Tool wird von folgenden Elementen beeinflusst:

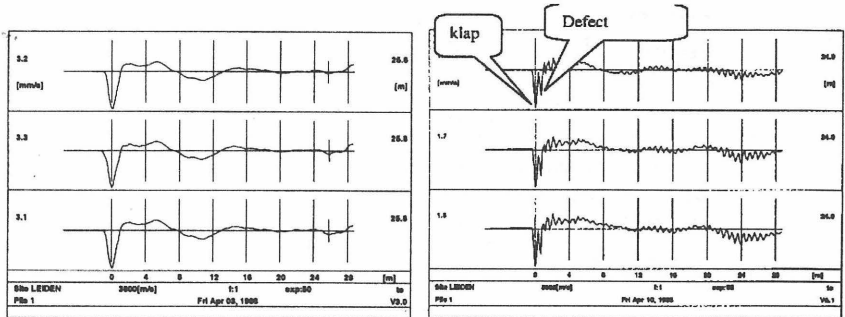
1. Signalqualität
2. Professionelle Interpretation der Signale
3. Einfache und schnelle Protokoll-Tools

Signalqualität

Die Signalqualität wird primär von der Genauigkeit der Messung bestimmt, der Hammerschlaglänge, dem Elektroschallpegel des Signals und dem Einfluss des Energieverlusts beim Abwärtsfließen der Schallwelle.

Um "verkehrte" Schläge mit dem Hammer zu vermeiden, schreibt die TNO-Methode ein Minimum von drei Schlägen pro Pfahl vor. Wenn die Ergebnisse sich gleichen, kann davon ausgegangen werden, dass die Messung korrekt durchgeführt worden ist. Die zeitliche Dauer eines Hammerschlags entspricht ungefähr 1-1,5 m Pfahllänge; damit sind die Reflektionsabweichungen in der Pfahlgeometrie im Pfahlkopf von 1,5 Meter und der Resonanz der Hammerschlagsüberschneidung

gemeint. Gemeinsam mit TNO-Bauforschung und Geomet wurde die Signalverarbeitung verbessert, um diese Beeinträchtigung zu überwinden (6). Die größte Verbesserung ist das andere Material für den Hammer, der kürzere Impuls im Pfahl und eine schwächere Signalverstärkung. Das heißt, dass härtere “Schläge” mit dem Hammer stärkere Signale aussenden.



Ergebnis mit “konventionellem” SIT-System

Ergebnis mit “verbessertem” SIT-System

Energieniveau und Signalgeräusche

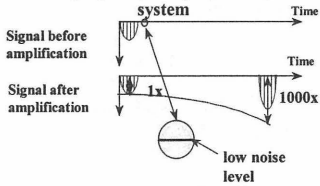
Wenn die Schallwellen nach unten fließen, verlieren sie durch die Bodenfraktion Energie – Interaktion des Pfahlschaftes. Bei festen Bodensorten ist die Reibung am stärksten. Die Signale müssen stärker verstärkt werden. Sind die Schallpegel hoch, wird die gleichzeitige Verstärkung des “Elektroschalls” mit dem Originalsignal interferieren. In der “BabySIT” Signalkonditionierungs-Unit ist die Verringerung des Elektroschalls extra berücksichtigt worden.

Einfluss von Elektroschall

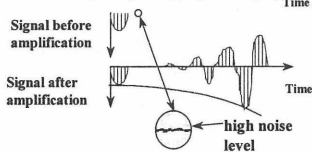
Die besseren Signale mit kürzeren Wellenlängen und niedrigerem Schallpegel sorgen dafür, dass der professionelle Benutzer Unregelmäßigkeiten im Pfahlkopf (80% der Pfahlmängel treten in den ersten 2 Metern unterhalb des Pfahlkopfes auf) rascher erkennt und er eine deutliche Pfahlkopfreaktion bei längeren Pfählen in schwerem Boden erhält.

For high shaft friction an amplifications of 100 to 1000x might be required

High quality integrity testing

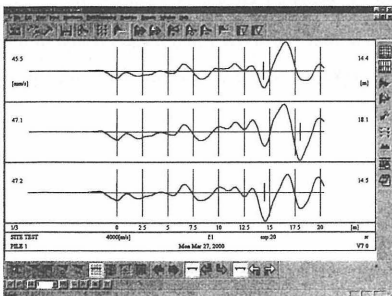


Low quality integrity testing system

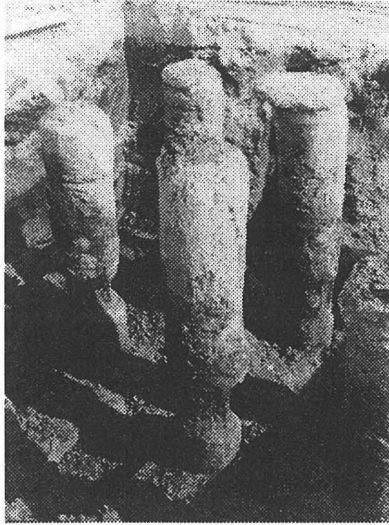


Signalinterpretation und Protokoll

Die Kunden heutzutage achten im Rahmen von IS 9001-Anforderungen mehr auf die Qualität der Pfeiler. Die ISO-Zertifizierung beinhaltet, dass die Baufirmen in den Niederlanden ihren Kunden nachzuweisen haben, dass ihre Pfahlgründungsarbeiten kontrolliert und dokumentiert worden sind. Das bedeutet, dass es für die Baufirmen und beratenden Ingenieure ein deutlicher Vorteil ist, wenn die schnelle und problemlose Protokollierung ihrer Prüfergebnisse in einem für sie zur Weiterbearbeitung geeigneten Format vorliegt. SIT unter Windows hat die Flexibilität in der Protokollierung und bietet außerdem zusätzliche Tools für "Standortdurchschnitt" und den "Referenzpfahl", die in unterschiedlichster Weise verwendet werden können.



Software-Maske SIT Windows



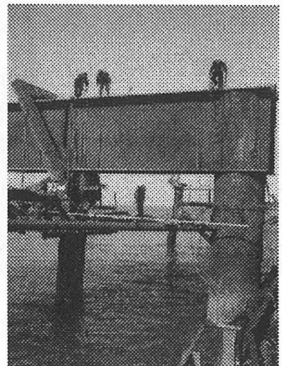
Pfähle mit starken Einschnürungen

3. AUTOMATISCHE STATISCHE PRÜFUNG (ASLT)

3000 Tonnen SLT (Jamnagar, India)

Für eine statische Probebelastung wird die aktuelle Belastung unmittelbar auf den Pfahl übertragen, sobald eine Verschiebung wahrgenommen wird. In der Praxis dauert ein Belastungstest keine 24 Stunden. Dies ist ein Bruchteil der Lebensdauer der Gesamtkonstruktion.

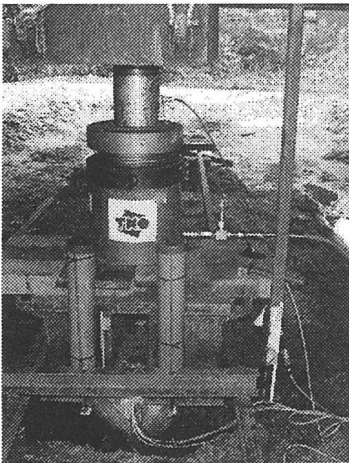
Wenn man auf den Pfahl für die Prüfung eine tote Last legt, wird sich der Boden von der toten Last ablösen und nach oben kriechen. Die Bezugsstellen zur Messung der Pfahlverschiebung müssen gut befestigt sein.



Wenn Reaktionspfähle verwendet werden, muss die Pfahlsteifigkeit im allgemeinen über den angenommenen liegen und muss der Abstand zwischen dem Pfahl und den Reaktionspfählen groß genug sein, um Interferenzen zu vermeiden. Bei ASTM D1143 (10) sollte dieser Abstand 5x der Pfahldurchmesser mit einem Minimum von 2,1 m sein. ATSM schreibt eine schrittweise Erhöhung der Last vor. Der nächste Schritt wird durchgeführt, wenn die Verschiebung kleiner ist als 0,25 mm/Stunde bei einer Dauerbelastung von bis zu 2 Stunden.

In den Niederlanden ist es üblich, erst 5 Änderungen vorzunehmen, bevor man zum nächsten Lastzyklus übergeht, siehe Weele-Methode (12).

Der Sinn dieser Methode liegt in der Abweichung zwischen der Schaft- und Pfahldefriktion, wenn die Last freigesetzt wird. In diesem Fall wird die Schaftfriktion rascher freigesetzt als die Friktion im Pfahlende. In der Gleichgewichtssituation gleicht die Schaftfriktion den verbleibenden Widerstand im Pfahlkopf aus. Die Prüfungen wurden in der Maasvlakte (13) mit fünf Änderungen und ohne Änderungen vor dem nächsten Zyklus durchgeführt. Das ergab, dass mit Änderungen der Schaftwiderstand bis zu 20% höher war.



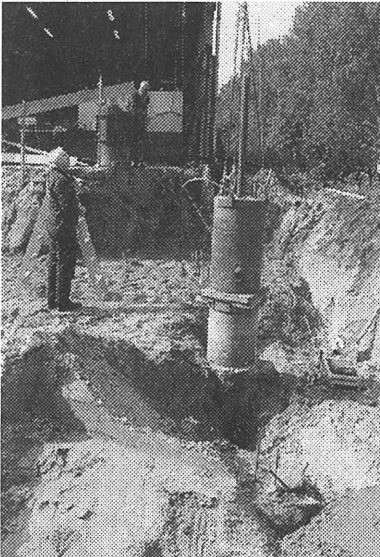
Die neueste Entwicklung in der statische Probelastung ist die vollautomatische Prüfung. TNO Profound hat ein automatisches Probelastungssystem (ASLT) entwickelt, das die Beobachtung der statischen Probelastungen aus Entfernung ermöglicht. Das erübrigt den manuellen Tonmitschnitt und spart die Kosten für den Techniker, der die Prüfung während der Nacht kontrollieren muss.

Automatische statische Probelastung (ASLT)

4. DYNAMISCHE PROBEBELASTUNG (DLT)

Die dynamische Probebelastung wird weltweit angewandt, um die Beschränkung der statischen Probebelastung zu überwinden. Für eine dynamische Probebelastung werden zwei Sensoren mit dem Pfahl in der Nähe des Pfahlkopfes verbunden. Die Sensoren haben eine Mehrfachfunktion: sie messen die Spannung und die Beschleunigung. Über Fertigbetonpfähle werden die Sensoren mit Ankerbolzen mit dem Pfahl verbunden. Das Pfahlgewicht ist in der Mitte der Stahlplatte mit einem Führungsbalken befestigt worden. Ein Schlaghammer oder ein schwerer Block wird auf den speziell dafür vorbereiteten Pfahlkopf niedergelassen. Die so entstandene Druckwelle fließt durch den Pfahl hinunter und wird vom Pfahlende zurückgeworfen. Die gemessenen Druckwellen werden verarbeitet und automatisch gespeichert.

Durchführung einer DLT-Prüfung



Das Lastverschiebungsdiagramm ist von einem Simulationsprogramm für Druckwellen berechnet worden (TNOWAVE oder CAPWAP). Ausgehend von der am Kopf gemessenen Kraft werden die Bodenparameter angepasst, um eine gute "Übereinstimmung" zwischen den aufgezeichneten und berechneten Geschwindigkeit zu erreichen. Das Erdbodenmodell gibt die Bodenmerkmale wieder und wird zur Berechnung des Lastverschiebungsdiagramms verwendet. Weil die verschiedenen Erdbodenparameter eine "Übereinstimmungsähnlichkeit" aufweisen können, ist die Erfahrung und Expertise des Ingenieurs von ausschlaggebender Bedeutung für eine richtige Auslegung der Daten. Der größte Störfaktor ist die Tatsache, dass örtliche Verdickungen ähnliche Reflexionen geben wie harte Bodenschichten.

Die berechnete Kraft $F = E \cdot \epsilon \cdot A$ (E = Elastizitätsmodul, A = Querschnittsbereich, ϵ = Dehnung) abhängig von den Materialkonditionen des Pfahls und dem Querschnitt des Pfahls. Der Elastizitätsmodul wurde berechnet ausgehend von $E = c^2 \cdot \rho$ mit $c = 2L/T$. (c = Wellengeschwindigkeit, ρ = Materialdichte, L = Pfahllänge, T = Fließzeit der Schallwelle durch den Pfahl). Einen Fehler von 5% bei c führt zu einem Fehler von 10% bei F .

E schwankt abhängig von Zeit, Betonqualität (16), Schlaggeschwindigkeit (17) und Temperatur (18).

Die dynamische Probelastung ist eine indirekte Prüfmethode. Man sollte auf die oben angegebenen Beschränkungen achten. Weil die Methode auf einer Druckwellenanalyse basiert, sollten die Signale deutlich genug sein.

Querschnitts-Verdickungen



Bei Ortbetonpfählen kann die gelieferte Schlagenergie zu gering sein, um die volle Kapazität zu mobilisieren bzw. kann der Druck zu hoch werden, wodurch das Risiko besteht, dass der Pfahl während der Prüfung beschädigt wird.

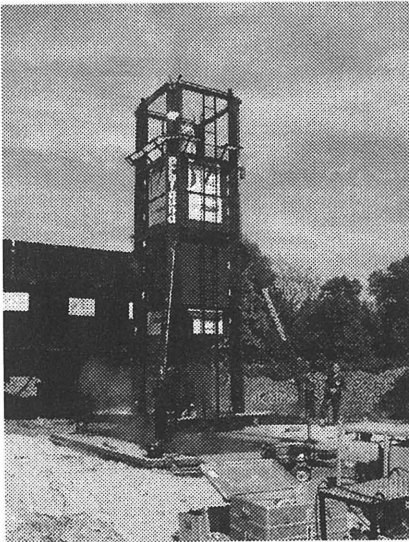
Im Hinblick auf Obiges eignet sich die dynamische Probelastung vor allem für Rammpfähle. DLT kann bei Ortbetonpfählen zu schweren Fehlern in der Feststellung der Tragfähigkeit führen und wird abgeraten. In einem Markt, in dem Ortbetonpfähle und überdimensionierte Pfähle stets öfter vorkommen, wird empfohlen, nach Alternativen für die dynamische Probelastung zu suchen.

5. STATNAMIC-PROBEBELASTUNG

Bis heute wurden mehr als eintausend Statnamische Probelastungen in Kanada, den USA, Japan und vielen anderen Ländern in der Welt durchgeführt. Die derzeit verfügbaren Anlagen können Statnamic-Probelastungen bis 30 MN durchführen. In den nächsten Jahren ist mit dem Bau einer sehr viel größeren Anlage zu rechnen (60 MN oder höher).

Das statnamische Prinzip basiert auf der Übertragung der Reaktionsmasse vom Pfahlkopf. Die Übertragung findet unter Generierung von Hochdruck in einem Zylinder statt, durch die Verbrennung einer speziellen Flüssigkeit. Als Reaktion auf die Übertragung wird der Pfahl vorsichtig in den Boden gedrückt. Die Last, die auf den Pfahlkopf kommt wird von einer Art von Lastzelle gemessen.

Eine 4MN Statnamic-Probelastung in den Niederlanden



Die Verschiebung des Pfahlkopfes wird mit einem speziell dafür entwickelten Laser-Sensor gemessen. Die Lastzelle und der Lasersensor sind integrierte Komponenten der Statnamic-Probelastungsanlage. Am Pfahlschaft werden keine Instrumente befestigt. Die benötigte Reaktionsmasse beträgt 5% der generierten Kraft. Die Statnamic-Hochpräzisionsanlagen können für mehr als nur Pfahlprüfungen verwendet werden, sie können auch für die Prüfung von Pfahlgruppen und strukturellen Elementen wie Brückenpfeiler und Flachgründungen verwendet werden. Weil das Statnamic-Prinzip auf der Beschleunigung der Masse beruht, können Pfähle in jeder Richtung geprüft werden, auch horizontal und unter Schräglagen.

Die Dauer und die Lastrate einer Statnamic-Prüfung kann mit dem Volumen der Brennkammer und der Form der Zylinder und des Pistons gesteuert werden, mit dem die Menge und die Art des Treibstoffs und der Umfang der Reaktionsmasse geregelt werden. Folglich kann die Last in kleineren Schritten erhöht werden und für eine sehr viel längere Zeitspanne als es mit einer dynamischen Probebelastung möglich ist. Diese Statnamic-Dauerprobebelastung eignet sich für alle Pfahlniveaus und ähnliche Verschiebeverhalten, die auch mit der statischen Probebelastung erfasst werden können. Das rechtfertigt eine einfache Formgebung von Pfahl und Boden, in die das Druckwellenphänomen nicht einbezogen werden muss. Der Pfahl wird als Masse erfasst, auf den die statnamiche Kraft, die Trägheitskraft und der Bodenwiderstand einwirken (Abb. 1).

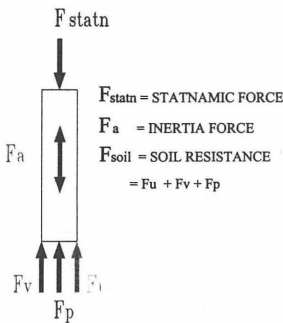


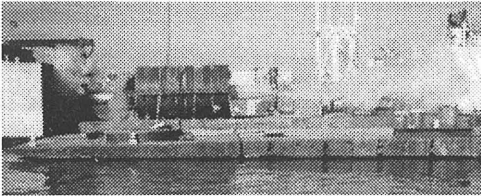
Abb. 1. Auf den Pfahl einwirkende Statnamic-Lastkräfte

Die Entwicklung von STATNOMIC

Weltweit wurden im letzten Jahrzehnt über tausend Statnamic-Prüfungen durchgeführt. Die ersten Entwicklungsschritte von Statnamic fanden in Kanada, USA, Fernost statt, wo die sich stark entwickelnden Wirtschaften einen lebhaften Bedarf an Pfahlprüfungen hatten. Dort konnte viel verdient werden, insbesondere bei größeren Bauvorhaben, bei denen sich die Pfahlprüfung als umständlich und teuer erwies. Zahlreiche Vergleiche zwischen den statischen und statisch-dynamischen (Statnamic) Prüfungen an Ramm- und Ortbetonpfählen haben die Behörden zufrieden gestellt und den Nachweis erbracht, dass Statnamic-Tests eine gute Alternative für statische Probebelastungen sind. Die Anerkennung war da, nachdem die Behörden gesehen hatten, dass die Ergebnisse den Statnamic-Prüfungen tatsächlich den statischen Tests entsprachen bzw. gleich waren.

Bereits im ersten Jahr zeichnete sich der Wunsch ab, Statnamic auch für höhere Belastungen zu verwenden. Es wurden Statnamic-Anlagen für bis zu 30 MN entwickelt, die noch immer in größeren Offshore-Projekten eingesetzt werden. Von Anfang an standen die wirtschaftlichen Vorteile bei den Großprojekten im Vordergrund.

Nachdem Statnamic die ersten Schritte in Asien setzen konnte, entwickelt sich schnell eine allgemeine Akzeptanz dieses Verfahrens, auch in den USA. Der Prüfungsbedarf wächst ständig und bis heute sind ungefähr 300 Statnamic-Prüfungen allein schon in den USA durchgeführt worden. Die Art und Weise, wie Statnamic in den USA eingeführt worden ist, war dieselbe wie für seine Anerkennung in Fernost. Erst wurden Vergleichsstudien zwischen der statischen und Statnamic-Probebelastungsprüfungen durchgeführt, um die Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Statnamic zu überprüfen, bevor die zuständigen Behörden bereit waren, diese Methode zu akzeptieren.



Querbelastungsprobe mit Statnamic in den USA

Verschiedene Fallhistorien in den Niederlanden und Deutschland in den frühen 90er Jahren beweisen die Zufriedenheit und gute Übereinstimmung zwischen dem statischen Lastverhalten den Statnamic- und den statistischen Probebelastungsergebnissen. Fazit:

- Bei der Statnamic-Probebelastung kann das Pfahlverhalten als Masse genommen werden, auf die Trägheitskräfte und Bodenwiderstand einwirken. Damit ist eine einfache Berechnung des statistischen Belastungsverhaltens möglich.
- Die Statnamic-Probebelastung kann für Pfähle in Böden mit stark dynamischem Response durchgeführt werden.
- Der Entladepunkt (maximale Verschiebung) im Statnamic-Lastverschiebungsdiagramm erlaubt eine direkte Berechnung des maximalen statischen Bodenwiderstands während der Prüfung.

Europa war ziemlich zurückhaltend in der Anerkennung von Statnamic als alternative Prüfungs-
methode. Der Grund dafür ist eine traditionell bedingte Vorliebe für die statische Probelastung bei
klar umrissenen und sicheren Fällen. Im Laufe der Jahre hat sich jedoch bei den Rammpfählen ein
Markt für die dynamische Probelastung entwickelt und inzwischen stabilisiert.

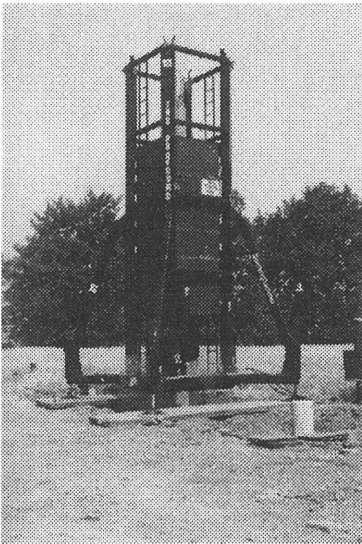
Das Bedürfnis andere Methoden anzunehmen war nicht groß, weil die bestehenden Vorschriften
die Statnamic-Prüfung nur selten oder nicht als anerkannte Methode für eine Pfahlprobelastung
erwähnen und der Markt davon ausgeht, dass die Statnamic-Prüfung sehr teuer sei. Die Frage, ob
eine Pfahlprüfung durchgeführt werden soll oder nicht hängt vor allem von den zur Verfügung ste-
henden Finanzen und dem Urteil des Experten vor Ort ab. Geld entscheidet offensichtlich über die
Qualitätssicherheit und folglich werden viele Bauwerke ohne reguläre Prüfung der Grundpfähle er-
richtet. Der Grund, weswegen man statische Probelastungen als zu teuer ansieht, ist der hohe
Zeitaufwand. Dynamische Probelastungen sind auf Grund ihrer Begrenzungen nur selten anzura-
ten.

Um Statnamic-Tests interessant zu machen, richtete man sich auf niedrigere Pfahlprobelastungen
bis zu 250 – 350 Tonnen insbesondere dort, wo Zeitdruck herrschte und eine Bauverzögerung ver-
mieden werden musste. Für größere Lasten (ab 1000 Tonnen aufwärts) ist Statnamic eine ausge-
zeichnete Lösung zusammen mit einem Referenzwert einer statistischen Probelastung in grösse-
ren Projekten, bei denen eine Prüfung ein integraler Teil der Gründungsgenehmigung ist, mit der
viel Zeit und Geld eingespart werden kann. Ein Nachteil ist, dass Statnamic ein Spezialgerät erfor-
dert und die Investition sich durch genügend Prüfaufträge zurückverdienen müssen. Der Wettbe-
werb mit den gängigen kostengünstigen statischen und dynamischen Prüfmethoden ist hart.
Außerdem sind die Vorschriften in den meisten europäischen Ländern im Hinblick auf Statnamic
als akzeptable Alternative für Pfahlprobelastungen als Ersatz oder zusätzlich zu den statistischen
Probelastungen noch lange nicht angepasst.

Einführung von Statnamic in den Niederlanden und Europa

Als Antwort auf das wachsende Interesse für Statnamic in Europa hat TNO sich dazu entschieden, TNO Profound (Professional Foundation Diagnostics) zu errichten, damit Statnamic in Europa weiter introduziert wird. Angesichts der umfassenden Expertise in der Gründungstechnologie bei TNO Bauforschung ist eine solide Grundlage für den Erfolg von Statnamic wie in Fernost und den USA gelegt.

Seit der Gründung im März 1999, hat TNO Profound 4 MN Statnamic-Anlagen an zentraler Stelle in den Niederlanden für Prüfungen in Europa. Das hat den Markt für Statnamic in Europa eröffnet. *Vergleichsstudie statische Probelastung, dynamische Probelastung und Statnamic mit WTCB (Belgien), August 1999.*



Es wurden Schritte unternommen, um ein zweites 16 MN-Gerät im mitteleuropäischen Markt zu positionieren mit dem Ziel, eine Statnamic-Prüfanlage für den lokalen Markt verfügbar zu haben, um die Prüfungsservices zu wettbewerbsfähigen Preisen zu liefern.

In 1999 war TNO Profound an verschiedenen Forschungsprojekten in Europa beteiligt, bei denen die statischen und dynamischen Probelastungen mit den Testergebnissen der Statnamic-Prüfungen an den selben bzw. ähnlichen Pfählen verglichen werden. Die Projekte wurden gemeinsam mit Jacobo (Niederlande), WTCB (Belgien), der TU von Budapest (Ungarn) durchgeführt. Die Schlussfolgerung war, dass Statnamic technisch eine gute Alternative für die

statische Pfahlprobelastung ist. Es sind Vorbereitungen getroffen worden, um ähnliche Projekte in Deutschland zu initiieren, obgleich in Deutschland eine starke Tradition in dynamischer Probelastung herrscht. Die Bereitschaft für die Verwendung von Statnamic in Deutschland nimmt zu, in dem Umfang, in dem die Statnamic-Prüfungen wirtschaftlich interessanter werden.

Diese Pilotprojekte sind Trendsetter in der Anerkennung der neuen Technologie im Markt. Die Methode von TNO Profound zur Einführung des neuen Konzeptes ist Seminare und Schulungskurse zu organisieren, um potentielle Benutzer mit dieser neuen Technologie vertraut zu machen. Diese Einführung umfasst einen theoretischen Teil, worin der geo-technische Hintergrund von Statnamic erläutert wird und ein weiterer Teil, in dem das Prüfverfahren vorgeführt wird.

Es bestehen Kooperationen mit führenden Universitäten und Forschungsinstituten in diesen Ländern, damit eine adäquate technische Unterstützung gesichert und eine Akzeptanz erteilt wird, um den Weg zur Einbindung von Statnamic in die nationalen Vorschriften zu erreichen. Das bedeutet Training, Ausbildung und eine permanente Einführung der Technikern in die Welt von Statnamic.

Neue Länder, die von TNO Profound abgedeckt werden sind Spanien und die Türkei, die lebhaft an der Einführung von Statnamic interessiert sind. TNO Profound bereitet derzeit ihre erste Statnamic-Vorführung in Spanien und Polen vor. TNO Profound arbeitet mit Schlüsselpartnern zusammen, um Statnamic in die Vorschriften zu bekommen und um 2001 und den folgenden Jahren mehr Statnamic-Vorführungen geben zu können. Infrastrukturelle von der EU geförderte Investitionen für die bereits aktiven Länder können sich als treibende Kraft für die Einführung von Statnamic in Europa erweisen.

Hauptgründe für die Einführung von Statnamic auf dem europäischen Kontinent

Vorschriften

Traditionsgemäß werden in den meisten europäischen Ländern statische Probebelastungen mit speziell dafür gefertigten Testpfählen durchgeführt. Die Last umfasst ungefähr das 1,5 – 2,0-fache der vorgeschriebenen Last. Diese statischen Probebelastungen erfordern viel Vorarbeit und die Testpfähle müssen sorgfältig ausgewählt und für die Prüfung vorbereitet werden. Ein kostbarer und zeitraubender Aufwand. Aus diesem Grunde sind statische Probebelastungen in den Niederlanden nahezu verschwunden und verlieren auch in anderen Ländern wie Belgien an Popularität. Zeit und Baukosten stehen unter Druck und aufwendige Prüfverfahren müssen auf ein absolutes Minimum beschränkt werden.

In Europa setzt man in den meisten Ländern alternative Belastungsprüfmethode ein, die nicht in den Vorschriften enthalten sind. Das verhindert die umfassendere Einführung und Akzeptanz anderer innovativer und einfacherer Methoden.

Insbesondere in Deutschland hat man wachsendes Interesse an der dynamischen Probelastung, weil sie benutzerfreundlicher sind. Das Fallgewicht des Hammers oder dynamischen Belastungsprüfgerätes (DLT) ist sehr viel kleiner (1%).

Bauingenieure oder lokale Organisationen können sich für DLT oder Statnamic entscheiden, wenn sie für den jeweiligen Zweck als geeignet angesehen. Die Anwendung hängt von der Verfügbarkeit einer Prüfungskapazität ab und wird fallweise dort eingesetzt, wo Bedienungskomfort, Zeitdruck und wirtschaftliche Aspekte wichtig sind. Für Ortbetonpfähle ist Statnamic die bevorzugte Methode. TNO Profound setzt sich dafür ein, dass alternative Prüfmethode wie Statnamic in die nationalen Vorschriften der EU-Länder integriert werden. Das ist die entscheidende Voraussetzung für die breite Akzeptanz von Statnamic in Europa. Es müssen Statnamic-Vorfürhungen abgehalten werden, bei denen akademische und staatliche Vertreter anwesend sind, um Entscheidungsträger mit dieser Methode vertraut zu machen.

Statnamic als geeignete Prüfungsalternative

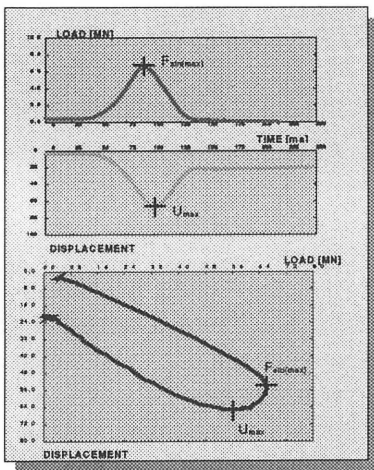
Statnamic wurde in den Niederlanden vor allem dort eingesetzt, wo alternative Prüfmethode auf Grund ihrer technischen Beschränkungen (DLT bei Ortbetonpfähle führt leicht zu unzulänglichen Ergebnissen) nicht wirklich in Betracht kommen, wo Zeitdruck herrscht oder unvorhergesehene Mehrkosten anfallen. Statnamic erfordert nicht, dass die Routine der statistischen Probelastung weggelassen wird, vielmehr wurde Statnamic entwickelt, um die Tragfähigkeit bestehender Pfähle für eine Wiederverwendung zu testen bzw. Zweifel über die Leistungsfähigkeit bei zerstörten Bodenprofilen zu klären, dort, wo konventionelle Berechnungs- und Prüfmethode nicht genügen. Versickerung von Grundwasser ist einer der Hauptgründe. Statnamic ist auch dort ideal, wo viele Pfähle in kurzer Zeit geprüft werden müssen. Bei solchen Großprojekten fehlen Statnamic im EU-Rahmen noch immer genügend Referenzprojekte.

Wenn in den Niederlanden neue Pfahlsysteme introduziert werden, müssen auch die geeigneten Berechnungsfaktoren für die Pfahltauglichkeitskriterien festgelegt werden. Routine ist, eine stati-

sehe Probelastung durchzuführen. In immer mehr Fällen entscheiden sich die Experten die Verwendung von Statnamic als Alternative.

Wirtschaftliche Aspekte

Der Preis pro Pfahl für eine statische Prüfung hängt von der erforderlichen Last und den jeweiligen Vor-Ort-Bedingungen ab, unter denen die Prüfung vorgenommen werden muss. Für Pfähle, bei denen Belastungen von ca. 300 – 500 Tonnen geprüft werden müssen, liegt der Preis pro Pfahl im allgemeinen zwischen EUR 10.000 – 20.000.



Signale einer Statnamic-Prüfung

Wenn mehr Pfähle getestet werden müssen, können keine Mengenvorteile erzielt werden, weil jeder Pfahl einzeln vorbereitet werden muss. Wenn eine statische Probelastung mit dem Statnamic-Verfahren verglichen wird, wird im allgemeinen eine Kosteneinsparung von 30-60% erzielt. Der wirkliche wirtschaftliche Mehrwert liegt nicht sosehr in den Prüfkosten selbst, sondern vielmehr in dem Zeitgewinn den Statnamic ermöglicht. Für Statnamic ist keine Vorbereitungszeit nötig, es sind keine Reaktionspfähle notwendig, die Pfähle für die Prüfung können frei gewählt werden und die

Prüfungsergebnisse sind sofort auf dem Bildschirm abzulesen. Damit eine sofortige Entscheidung im Hinblick auf weitere Prüfnotwendigkeiten möglich. Für die Kalibrierung von Statnamic ist es immer zu empfehlen, eine Vergleichsprüfung anhand einer statischen Probelastung vorzunehmen.

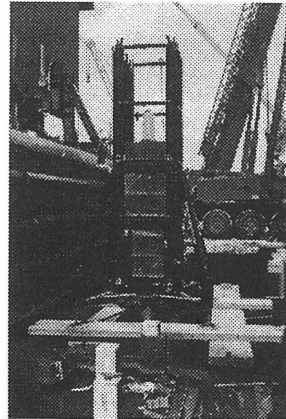
Der Preis für Statnamic und dynamische Probelastung wird weitgehend von den Kosten der benötigten Prüfanlage beeinflusst. Wenn die Prüfausrüstung für die Prüfung eines Pfahls benötigt wird, ist der Preis verhältnismäßig höher. Wenn mehrere Pfähle auf einer Baustelle geprüft werden müssen, liegt der Preis pro Pfahl entsprechend niedriger. Bei einem Vergleich von Statnamic mit einer DLT-Pfahlvorbereitung ist Statnamic einfacher, wohl wird für den Aufbau der Prüfanlage mehr Zeit benötigt. Wenn ein beweglicher Kran und Fallgewichte verfügbar sind, können mit DLT 4-6 Pfähle an einem Tag getestet werden. In Europa können mit DLT Preise von EUR 2.000 – 3.500 pro Pfahl erzielt werden, beim Statnamic-Verfahren liegen die Preise pro Pfahl in der Größenordnung von EUR 2.500 – 4.000 pro Pfahl. Die Differenz von 15 – 20% ist vor allem auf die Wertverminderung, den Treibstoff und die Frachtkosten der Statnamic-Prüfanlage zurückzuführen.

MARKANTE FALLSTUDIEN ÜBER STATNAGIC IN DEN NIEDERLANDEN

1. Statnamic-Pfahlprüfung in Rotterdam

Projektdaten

Standort	: Rotterdamer Hafen
	: Wilton-Feijenoord
Datum	: Juni 1999
Kunde	: Van Hattum & Blankevoort
Prüfung	: Vorgefertigte Pfähle 420x420
	4 Pfähle, 23 m Länge (neu)
	2 Pfähle, 24 m Länge (bestehend)
Auflast	: 2 – 4 MN



Projektangaben

Auf einem der Piere im Rotterdamer Hafen sollte ein neuer Container-Kran zur Beladung großer Schiffe gebaut werden. Man wollte den Bewegungsradius des neuen Krans bis auf einen Teil des vorhandenen Piers erweitern. Es stellte sich damit die Frage, ob die Pfähle unter dem bestehenden Pier stark genug sind, um die zusätzliche Last aufnehmen zu können. TNO Profound wurde gebeten, mit einer Höchstbelastung von 3,5 MN die Tragfähigkeit der Pfähle zu prüfen.

Projektmerkmale

Die Pfähle mussten über Wasser unter schwierigen Standortbedingungen und mit einer beschränkt verfügbaren Krankapazität sowie unter ständigem Zeitdruck (Seeschiffe müssen beladen werden) geprüft werden. Eine statische Probelastung und DLT waren auf Grund der Uferlinie nicht geeignet. Die 4 MN Statnamic-Anlage wurde als Ganzes von Pfahl zu Pfahl befördert. Die sorgfältige und genaue Installation der Statnamic-Anlage oberhalb der Wasseroberfläche ist eine zeitraubende Aufgabe. Zwei Pfähle wurden pro Tag mit einem bis zwei Testzyklen pro Pfahl geprüft.

Ergebnisse

Die Pfähle wurden mit folgenden Auflasten versehen:

	Max. Belastung (statisch) in kN	Verschiebung (in mm)	
		(gesamt)	(permanent)
Pfahl 1:	4190	20,8	3,5
Pfahl 2:	3980	19,5	3,7
Pfahl 3:	3960	18,8	5,0
Pfahl 4 (Schritt 1):	2750	12,1	2,0
Pfahl 4 (Schritt 2):	4340	17,6	1,5

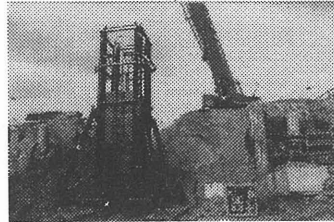
Ergebnis

Das Ergebnis war, dass die bestehenden Pfähle die errechnete Auflast ohne weiteres tragen können und für den Ausbau des Piers verwendet werden konnten. Nach dem ersten Test wollte der Kunde, dass das Prüfverfahren auf die Ermittlung der Höchstbelastung bzw. dem Grenzwert erweitert würde. Die Tests ergaben, dass die Aufnahmefähigkeit der bestehenden Pfähle die Tauglichkeitsanforderungen bei weitem erfüllt.

2. Statnamic-Pfahlprüfung in Eindhoven

Projektdaten

Standort	: Eindhoven Bahnhof
	: Großes Einkaufszentrum
Datum	: Oktober 1999
Kunde	: Inpijn-Blokpoel Consultants
Prüfung	: Jacobo Avegaar Palen (Ortbeton)
	15 Pfähle, 21 m Länge (neu)
Auflast	: 2,5 – 4 MN



Projektangaben

Hinter dem Bahnhof wurde ein großes Einkaufszentrum errichtet. Die Bauarbeiten hatten mit Verzögerungen zu kämpfen und die Schwierigkeiten mit der Gründung beeinträchtigen den termingerechten Projektfortschritt. Die Pfähle standen in einer 6-7 Meter tiefen Baugrube und die Prüfung hatte ergeben, dass verschiedene Pfähle im Versickerungsbereich schlecht waren. In der Mitte des höchsten Baus waren die Pfähle dicht nebeneinander im Abstand von 1,8 m eingerammt worden. Nachdem die Rammpfähle eingeschlagen worden waren, sickerte Grundwasser ein und stieg während der Arbeiten immer höher. Das Sickerwasser wurde durch Aufschüttung gestoppt, jedoch war die Bodenstabilität bei den Pfählen dadurch gestört. Man zweifelte, ob die Pfähle unter dem Hauptbau, deren Tragfähigkeit anhand durchschnittlicher Bodenbedingungen errechnet worden waren, ausreichen würden.

Projektmerkmale

Es wurde erst an einem Pfahl, der nicht in den Sickerwasserbereich viel, ein Referenztest vorgenommen. Die Ergebnisse der Statnamic-Prüfung wurden mit den Prüfergebnissen der vom Sickerwasser betroffenen Pfähle verglichen. Es war auch angegeben worden, dass abhängig von den Prüfergebnissen die Anzahl Pfähle bestimmt werden sollten, die geprüft werden mussten. Bei den für die Prüfung auszuwählenden Pfählen ging man von den am schwersten betroffenen in konzentrischen Kreisen bis zu den weniger vom Sickerwasser betroffenen Pfählen.

Ergebnisse

Das Ziel war die Minimierung des Zeitaufwandes für die Prüfung. Bei den ersten Prüfungen trat zu Tage, dass die zyklische Prüfung sich positiv auf die Tauglichkeit der Pfähle auswirken würde. Es wurde beschlossen, 2-3 zyklische Belastungsproben für die am schwersten betroffenen Pfähle durchzuführen. Die Pfähle wurden mit folgenden Auflasten versehen:

	Max. Belastung (statisch) in kN	Verschiebung (in mm)	
		(gesamt)	(permanent)
Pfahl 1:	2220	11,1	7,0
Pfahl 2:	2130	8,1	4,1
Pfahl 3:	3460	27,9	21,5
Pfahl 4 (Schritt 1):	2450	9,1	2,4
Pfahl 4 (Schritt 2):	3110	18,5	3,5

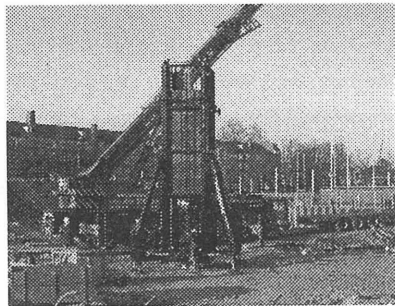
Ergebnis

Es konnte festgestellt werden, dass die Pfahlstärke noch gerade innerhalb der zulässigen Grenzen lag. Die Signalübereinstimmung mit TNOSTN wies aus, dass die Bodenoberschichtfraktion in den oberen 4 m sich auf 35% der von der Versickerungserscheinung betroffenen Pfähle betrug. Die gesamte Tragfähigkeit war davon ernsthaft betroffen, die unteren Bodenschichten kompensierten diesen Verlust und boten noch immer genügend Kapazität für die notwendige Unterstützung dieser Pfahlgründungen.

3. Statnamic Pfahlprüfung in Utrecht

Projektdaten

Standort	: Utrecht Jaarbeurs Messekomplex
Datum	: Dezember 1999
Kunde	: Jacbo/HBG
Prüfung	: Jacbo Omega Pfähle (Ortbeton) 2 Pfähle, 18 m Länge (neu)
Auflast	: 2,5 – 3,5 MN



Projektangaben

Auf dem Messegelände der Jaarbeurs will die Stadt Utrecht eine neue Halle errichten. Mit der Routineprozedur werden die Ergebnisse aus den CPT-Prüfungen vor und nach den Pfahlbauarbeiten verglichen. Diese Werte ihrerseits werden mit den zulässigen Belastungswerten verglichen, wie sie in den niederländischen Standard-Vorschriften für Omega-Pfähle niedergelegt sind. In einer der Ecken des Gebäudes wiesen die CPT-Ergebnisse nach der Verpfählung Werte auf, die unter den Grenzwerten lagen. Es wurden Statnamic-Prüfungen vorgenommen, um zu verifizieren, ob die Pfahlwerte innerhalb der zulässigen Grenzen lägen.

Projektmerkmale

Dieses Projekt ist für die allgemeine Situation in den Niederlanden typisch, bei der die Standardprozedur nicht die statische Probelastungen ist, sondern man sich auf die Ergebnisse der CPT-Prüfungen bei Verpfählungsarbeiten verlässt. Lassen die CPT-Ergebnisse zu wünschen, nur dann sind die Bauingenieure dazu geneigt, die Gründung kontrollieren zu lassen, wenn der Pfahlbaufrma nachweisen kann, dass die Werte der Pfähle binnen den Grenzwerten liegen. TNO Profound wurde gebeten die Prüfung vorzunehmen und die Tragfähigkeit der Omega-Pfähle zu beurteilen. Zyklischen Statnamic-Prüfungen an einem Referenzpfahl und dem fraglichen Pfahl wurden miteinander verglichen und anhand davon die Tragfähigkeit der getesteten Pfähle ermittelt. An beiden Pfählen wurden 4 zyklische Probelastungen zur Ermittlung des Ausfallrisikos durchgeführt. Die Ergebnisse waren zur vollen Zufriedenheit der Bauingenieure.

Ergebnisse

Das Ziel war die Kostenminimierung und damit die Zeit, die für die Prüfungen benötigt wurde. Die Ergebnisse waren befriedigend und die Grundpfähle wurden von den Bauingenieuren genehmigt. Die Pfähle wurden mit folgenden Auflasten versehen:

	Max. Belastung		Verschiebung (in mm)			
	(statisch) in kN		(gesamt)		(permanent)	
	Pfahl 1	Pfahl 2	Pfahl 1	Pfahl 2	Pfahl 1	Pfahl 2
Schritt 1	1690	1850	16,3	19,2	12,0	10,0
Schritt 2	2170	2570	16,0	15,5	13,0	12,0
Schritt 3	2190	2730	9,9	36,1	6,0	28,0
Schritt 4	3110	3140	18,5	38,5	9,0	31,0

Ergebnis

Man stellte fest, dass sich Statnamic wiederum auch dort als einfache und wirksame Methode zur Prüfung der Tauglichkeit von Ortbeton-Rammpfähle erwiesen hat, wo CPT-Tests ein zweifelhaftes Ergebnis gebracht hätte. Die Statnamic-Prüfung bestätigte, dass in manchen Fällen die Auslegung der CPT-Tests allein schon zu fragwürdigen Ergebnissen führen kann. Mit Statnamic hat man ein wirksames Tool zur unabhängigen Verifizierung der tatsächlichen Tauglichkeit der geprüften Pfähle in der Hand.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Die Pfahlprüfungsstrategie in den Niederlanden beruht auf dem Prinzip des maximalen Outputs zu möglichst niedrigen Kosten. Damit ist gemeint, dass die Genehmigung von Pfahlgründungen aus folgenden Schritten besteht.

Anhand eines CPT-Tests und einem bestimmten (bekannten) Pfahltyp erhält man eine Angabe über die Tragfähigkeit des Pfahls. Dann können als Standardroutine alle Pfähle mit der Integritätsprüfung getestet werden. In den Niederlanden testen erfahrene Prüfbetriebe bis zu 400-500 Pfähle am Tag. Die Kosten der Prüfung hängen mehr von den Mobilisationskosten als der für die Prüfung benötigten Zeit ab. Die Kosten für die zusätzliche Prüfung aller Pfähle sind ein Bruchteil und sind zu vernachlässigen. Wenn die SIT-Ergebnisse positiv ausfallen, werden die Pfähle im allgemeinen akzeptiert.

Sind die SIT-Ergebnisse fraglich, kann der Ingenieur vor Ort eine Probelastung anordnen. Als Alternative zur Probelastung ist bei eingetriebenen vorgefertigten Pfählen eine dynamische Probelastung zu empfehlen und bei Ortbetonpfählen empfiehlt sich eine Statnamic-Prüfung. Mit diesen zwei Vorgehensschritten werden die zusätzlichen Kosten für Probelastungen ausgespart, sofern die Pfähle keine anderen Mängel aufweisen. Falls Pfähle mit Mängeln erkannt werden müssen, kann der Bauingenieur vor Ort eine Probelastung für die fraglichsten Pfähle anordnen und daraus seine Schlussfolgerungen ziehen.

Wenn die schlechtesten Pfähle nach der Prüfung noch immer ein vertretbares Verhalten aufweisen, kann mit Sicherheit angenommen werden, dass alle Pfähle die erforderliche Tauglichkeit haben. Es lässt keinen Zweifel, dass die erläuterte Prüfungsstrategie auch für die anderen europäischen Länder ein umfassendes Potential aufweist. Europa ist eine Region, in der Statnamic ebenfalls ein großes Entwicklungspotential hat. TNO Profound hat aktiv die Promotion von Statnamic in Europa zur Hand genommen und strebt danach, Expertisecenter in europäischen Ländern anzuregen, um Statnamic-Aktivitäten zu initiieren. TNO Profound kann ihre 4MN-Anlage für Prüfungen zur Verfügung stellen und die Partner bei der Einführung unterstützen. Statnamic kann die Probelastung ersetzen, wenn durch abgeleitete Designmaßstäbe statische Probelastungen weiterhin die bevorzugte Prüfmethode bleiben werden.

REFERENZEN

- (1) Bermingham P., Janes M., 1989, An innovative approach to load testing of high capacity piles, Proceedings of the International Conference on Piling and Deep Foundations, London, S. 409-413.
- (2) Middendorp, P, Bermingham P., Kuiper B., 1992, Statnamic load testing of foundation piles. 4. Internationale Konferenz über Druckwellen, Den Haag, Balkema
- (3) Middendorp, P, 1993, First Experiences with Statnamic Load Testing of Foundation piles in Europe, Proceedings 2nd International geotechnical seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Gent, S. 265-272, Balkema
- (4) Weele, A.F. B.M.L.G. Lencioni
Het mislukken van een paalfundering is duur, maar leerzaam. Geotechniek, 3. Jahrgang Nr. 1 (Jan 1999).
- (5) ASTM D5882-96 : Standard Test Method for Low Strain Integrity Testing of pile,
American Society for Testing and Materials

(6) R. J. van Foeken, D.J.M.H. Pluimgraaff, J. de Vos
Kwaliteitscontrole van Paalfunderingen, Jan 2000

(7) Brown, D.A., 1994, Evaluation of Static Capacity of Deep Foundations from Statnamic Testing.
Geotechnical Testing Journal, Band 17, Nr.4, American Society for Testing and Materials

(8) Matsumoto, T., Tsuzuki, M., 1994, Statnamic Tests on Steel Pipe Piles Driven in a Soft Rock.
International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Orlando, U.S. Federal
Highway Administration

(9) Middendorp, P, Bielefeld, M.W., 1995, Statnamic Load Testing and the Influence of Stress
Wave Phenomena, First International Statnamic Seminar, Vancouver, 1995.

(10) ASTM D1143 : Standard Test Method for Piles under axial compressive load, American Society
for Testing and Materials

(11) Middendorp, P., Foeken van, R.J., 1998, When to Apply Dynamic Load Testing and Statnamic
Testing, 2. Statnamic-Seminar, Tokyo, 1998

(12) Weele, ir. A.F. van

Een methode om het evenwichtsdraagvermogen van een proefpaal te splitsen in ngesommeerde
wrijving en puntbelasting

De ingenieur No. 14, 15/04/1957

(13) Proefbelastingen op de Maasvlakte

Funderingstechnologie, 4. Jahrgang Nr.2

Dezember 1995

(14) Proceedings First international Statnamic Seminar

27-30 September 1995, Vancouver

(14) Proceedings Second international Statnamic Seminar

01-03 November 1998, Tokyo, Japan

(15) Proceedings 6 th Stresswave Conference

11-13 September 2000, Sao Paulo, Brazil

(16) Franklin, R.E. King, T.M.J.

Relations between compressive and indirect tensile strength of concrete, Road Research Laboratory
RRL report LR 412, 1971

(17) Sparks, Pr, Menzies, J.B.

The effect of rate of loading upon the static and fatigue strength of plain concrete in compression.

Magazine of Concrete Research Laboratory , Band 25/1973, Nr. 83 S. 73-80

(18) Abassi, A.F., Al-Tayyib,

Effect of hot whether on pulse velocity and modulus of elasticity of concrete.

Materials and Structures, 1990, 23, pp. 334-340

TNO Profound Professional Pile Testing Equipment (FPDS)

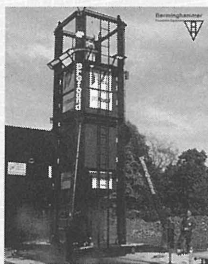
Profound

Treubstraat 1J
2288 EG Rijswijk
The Netherlands

Phone: +31 70 415 56 35
Fax: +31 70 398 94 38

E-mail:
FPDS@Profound.tno.nl
www.Profound.nl
www.TNOProfound.com

Statnamic: The accuracy and reliability of static load testing without high costs and long hours



4 MN STATNATIC device with catching mechanism

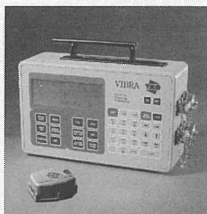
Statnamic is a joint development of Berminghammer (loading device) and TNO Profound (measurement system). Statnamic is a reliable and economic way to obtain the static behavior of foundation piles requiring only a reaction mass which equals 5% of the load applied.

The principle of Statnamic is launching reaction mass equal to only 5% of the load applied generating an opposite reaction force (push) on the pile foundation. A load - displacement diagram is recorded instantly. Statnamic can be applied in any direction. Statnamic systems can be rented or purchased. Profound has a 4MN and a 16MN Statnamic testing device at its disposal for testing in Europe.



Statnamic measuring system (FPDS)

Vibration Monitoring (VIBRA)



Vibra System

The versatile vibrations monitoring system (VIBRA) makes it easy to measure and analyze vibrations. They may be caused by pile driving, traffic, earthquakes, explosions, industrial machines or other sources, the system displays the vibrations and stores them in its memory.

The VIBRA- α system is a stand alone system specially designed for easy use in the field and requiring a minimum of expertise for the operator. The internal memory is large enough to store peak amplitude values of vibration signals for about one week of measurement. The sensors supplied with VIBRA- α are robust and work in a range from 1 to 100 Hz. Many presentation options allow for easy presentation and printing out of measurement results.

Pile Driving Controller (PDC) A simple tool for pile driving quality control

The Pile Driving Controller (PDC) is a complete system to control automatically the quality of the pile driving process. PDC assists the supervisor, is installed permanently in a rig and operated by the rig operator. No transducers are mounted on the pile. PDC registers the pile penetration depth by a pulse decoder, the blow count for each drop of the hammer and the impact velocity. The reporting option allows for a daily report on each pile driven.



CAST-IN-SITU DRIVEN SHELL PILES

Don Godenzie

1. INTRODUCTION

In parts of Egypt, where difficult ground conditions exist, there are currently 2 types of thin-walled, closed end, driven steel shell piles which are commonly used as a primary foundation system. Both types of pile use an internal mandrel for installation which transfers the driving forces away from the top of the shell, thereby allowing a reduction in wall thickness. These types of piles offer an economic, easily controlled and relatively low risk foundation system that is particularly suited for installation in soft and very soft soils.

1.1 The Lacor Pile

This pile consists of a thin corrugated steel shell, usually either 1.5 mm or 2.0 mm thick, which is formed into tubes of 356 mm diameter (14 inch) and driven up to depths of around 22 metres.

The Lacor pile is particularly suited for use in the soils found in large areas west of Alexandria, which have been reclaimed by back-filling former salt lakes. The area has a thick surface crust of 3 – 5 metres, which will support general construction activity, but is underlain by 8 – 12 metres of very soft silts, overlying a dense sand bearing strata. The deep silt layers offer no lateral resistance when placing materials for either bored or CFA piles, leading to a very high over-consumption of concrete for these pile types, which is of course not the case when placing inside a confining shell.

1.2 The Multiton Pile

This pile consists of a slightly thicker, non-corrugated tubes, manufactured from 7 – 10 mm thick steel, which are initially welded into 25 metre long sections. It is formed from 2 different diameters, 406 mm and 457 mm, and driven up to depths of 50 metres.

The Multiton pile is particularly suited for use in the deep, soft silt deposits of the Nile Delta around the North coast of Egypt, where the natural ground offers little or no bearing capacity for the industrial development projects associated with the petrochemical industry. The pile is formed by driving the closed end, larger diameter section first, welding the upper smaller diameter section and continue driving to the full depth. Special connections and internal fittings are incorporated to provide driving rings at various levels to allow efficient driving with the internal mandrel.

2. DESIGN CONSIDERATIONS

2.1 Lacor

The design of Lacor piles is based on conventional driven pile design, but as they are usually installed in areas with soft or very soft upper soils, an allowance is made for the effects of negative skin friction [NSF] in this zone.

The pile is considered essentially as end bearing, as it is driven to a predetermined set. The ultimate bearing capacity is determined using one of the various dynamic formulae, and a Factor of Safety [FOS] of 3 is usually applied to obtain the safe working load capacity.

The normal ultimate load capacity, assuming a final set of less than 1.3 cms per blow with a Delmag D36 hammer, is considered as 225 tonnes. When considering a FOS of 3, and an allowance for negative skin friction, the safe carrying capacity for this type of pile is around 60 – 65 tonnes.

The steel in the shell of the Lacor pile is not considered as contributing to the overall bearing capacity of the pile.

2.2 Multiton

The design of Multiton piles is similar to that for Lacor with regard to the load carrying capacity of the soil/pile system. It is treated as end bearing for calculation purposes and allowances are also made for negative skin friction in the areas of the soft and very soft upper soils.

However, as the larger diameter section is at the lower end of the pile, and the thinner diameter section is in the upper areas, the end bearing is considerably increased and the effects of the NSF is decreased. The effects in the upper zones may also be reduced further by the application of an isolation coating, such as bitumen or similar.

When this pile type is driven to a final set of less than 1.0 cm per blow with a Delmag D46, the ultimate carrying capacity of the soil/pile system is never reached. Therefore, the internal system is usually the governing factor when considering the safe carrying capacity of the Multiton pile.

For the structural calculation, the allowable stress in the concrete is enhanced due to the confining action of the shell, and a contribution to axial load capacity is also gained from the steel shell itself. This combined effect leads to safe carrying capacities of up to 260 tonnes, depending upon the grade of concrete used and the shell thickness.

3. SHELL PRODUCTION

The shells for each type of pile are fabricated from locally available materials, and produced for each project individually, depending upon particular requirements.

3.1 Corrugated shell - Lacor

The shell for the Lacor pile is formed from flat steel coils, usually 700 mm wide. The steel coils weigh up to 5 tons each, are produced by local steel factories and delivered directly to the shell production facility. Specially developed rolling

equipment forms the flat coils into tubes of the required diameter and simultaneously spirally welds the overlapped joints.

The most commonly used thickness of steel is 1.5 mm thick, although both 2 mm and 2.5 mm coils may also be used to provide additional protection if required.

The tubes are formed and cut into 14.2 metres lengths and passed to a second line which forms corrugations along the entire length by pressing the tube with an expanding, hydraulic former from the inside, against a counter-stamp on the outside. The corrugations are spaced at 33 mm centres and are between 9 and 11 mm deep. This arrangement gives the optimum strength against collapse, whilst providing sufficient rigidity for handling and driving.

The quality and strength of the shells are checked at regular intervals and collapse testing is performed on the tube sections, in order to control the spacing and depth of the corrugations for the thicker sections.

During the corrugation process, the tubes reduce in length slightly, and the original 14.2 m long tubes end up at 12 metre long, this being the maximum length allowed for road transport in Egypt. The bottom shoes are fitted on site and the shells extended by butt welding additional sections to provide the required lengths for driving for each area of the site.

3.2 Tubular Shell - Multiton

The shells for the Multiton piles are produced from thin walled tubes of high grade steel, and welded together using specially produced fittings to provide the necessary connection and driving positions.

The lower section is usually produced from 457 mm diameter tube with a wall thickness of 9 mm, which is welded to the upper, thinner section produced from 406 mm diameter tube with a wall thickness of 7 mm.

The connections between the tubes are machined steel fittings which provide either a taper for the 2 differing diameters or ring connections for tubes of the same diameter. All fittings are produced to provide an internal shoulder which coincide with driving rings on the internal mandrel. The bottom plate is machined to fit inside the lower tube section to give a flush fit when welded in place.

The tubes are initially welded together to form 2 no. 25 meter sections and the lower portion driven with the first stage of the mandrel. The upper section is then positioned, the second stage of the mandrel connected and the 2 tube sections then fully welded together. Driving is then continued up to refusal or a maximum depth of 50 metres.

4. INSTALLATION

Both pile types are driven using diesel hammers mounted on fixed leaders, together with the necessary trolleys, guide brackets and hoisting mechanisms. The base units are conventional crawler cranes which provide sufficient power and manoeuvrability to enable high production rates.

4.1 Lacor

The Lacor pile is installed using an expanding mandrel that is equipped with ridges along the entire length to correspond to the corrugations of the shell.

For the installation of shorter piles – up to 18 m – the shell is threaded over the mandrel whilst suspended from the top of the leaders. For longer piles, the shell is inserted into a previously driven, larger diameter tube and the mandrel lowered within.

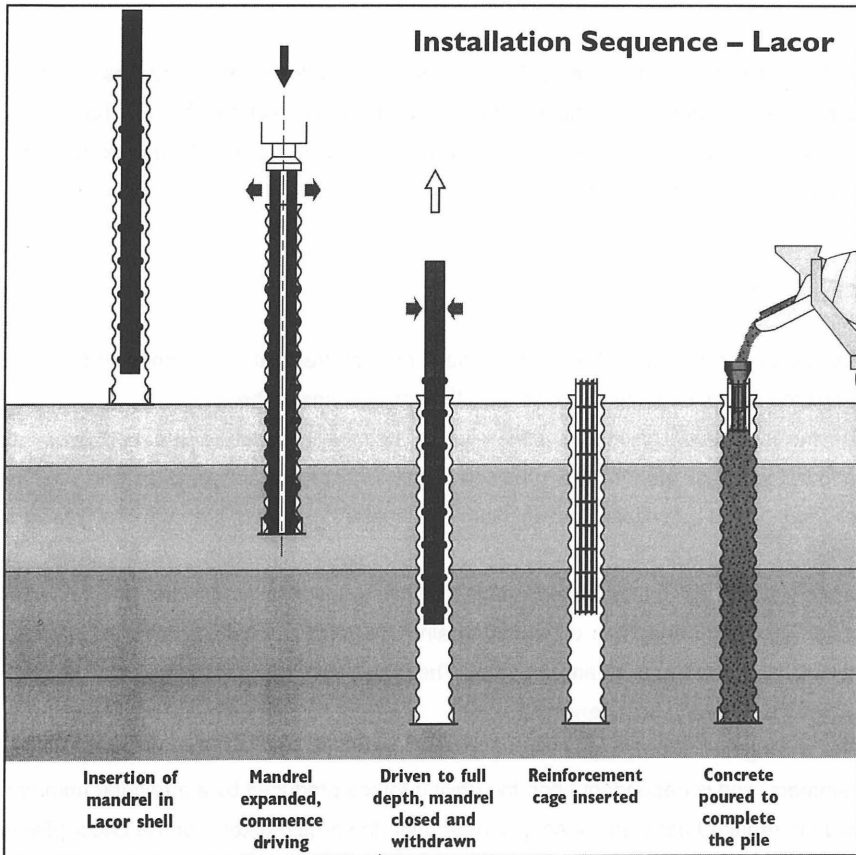
In both cases, the mandrel is fully inserted until the toe in direct contact with the base plate. The mandrel is then expanded against the inside surface to form an intimate contact between the shell and mandrel. The pile is then positioned over the required location and driving commenced.

The driving procedure is similar to that of conventional installation using diesel hammers, and is dependant upon the driving forces produced by a particular hammer and the required carrying capacity to determine the required set. For the Lacor pile, it is usually driven with a Delmag D36 to a final set.

Once installed, the mandrel is closed and withdrawn from the shell, leaving a dry, stable pile which can be inspected visually. The prefabricated reinforcement cage is

then inserted – either full depth – or more commonly hung from the shell as only the upper 6 – 12 meters needs to be reinforced.

The piles are then concreted using conventional placement methods and high slump concrete, which, can be co-ordinated with the suppliers delivery programme, utilising full deliveries each time.



4.2 Multiton

The Multiton pile is installed using a 2 piece, solid core mandrel, which is prepared to the same length as the shells, and has a connection midway along its length to enable the shell to be driven in 2 stages.

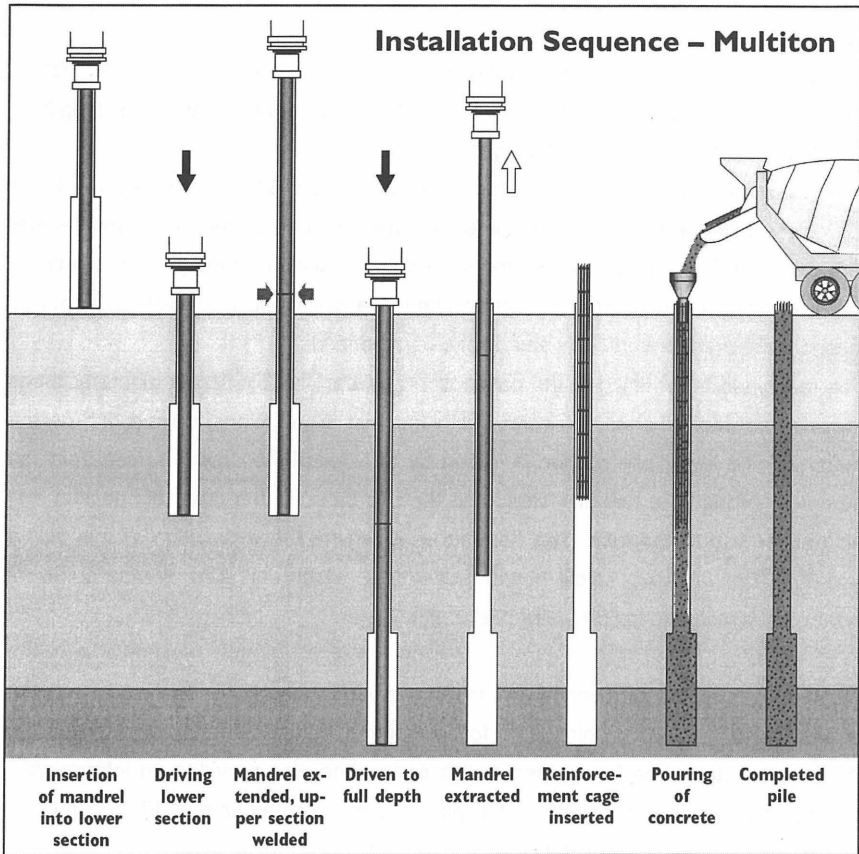
The first section, which is usually 25 meters long, is formed from 2 tubes, the lower 12 meters is the larger 457 mm diameter, and the upper 13 meters is the smaller 406 mm diameter. The mandrel is inserted into the lower section of the pile shell until the toe is in direct contact with the bottom plate, the pile positioned over the required location, checked for verticality and driving commenced.

The machined taper fitting at the connection between the 2 different diameter tubes provides an internal shoulder which coincides with an additional driving ring on the mandrel. The lower pile section is driven by transfer of the driving forces from the hammer, through the mandrel directly to the pile base, at the taper connection and also at the top of the tube. The hammer required for the installation of this pile is usually a Delmag D46, single acting diesel type, which can also provide sufficient driving energy for the full 50 meter pile length.

The second section of the mandrel is then connected to the lower one, and the upper portion of the pile shell, which is all formed from 406 mm diameter tube, welded to the lower section. The fitting used at this connection also provides an intermediate driving edge around the inside of the pile, which coincides with a driving ring that protrudes from the mandrel at the same elevation.

There is also a driving ring at the top of the mandrel, which, because it has been previously prepared to same length as the completed shell, also gives intimate contact at the pile head. Therefore the completed pile is driven at various sections simultaneously - the base, the taper joint, the connection fittings and the pile head.

The driving is continued to the required set, or full length of 50 metres and the mandrel withdrawn, The prefabricated reinforcement cage is then inserted, usually 12 metre in length, and the pile concreted. As with the Lacor pile, the completion of the pile can be co-ordinated with the concrete delivery schedule as the shell is both dry and stable during this period.



5. Load Carrying Capacity

The load carrying capacity of each pile type is largely dependant upon the actual soil conditions encountered on each site. However, assuming the normal soil profile experienced in the areas where these pile types are commonly used, the following capacities are usually considered :-

Lacor pile - 356 mm diameter - 18 m to 20 m long - 60 to 65 tonnes

Multiton - 457 mm diameter - up to 50 m long - 200 – 230 tonnes

The above are typical safe load carrying capacities, using a factor of safety of 3, and are usually adapted to allow for the effects of any NSF that may be applicable for the soft upper soils layers in which they are used.

6. Advantages

- Speed of Installation.

The high energies produced by the diesel hammers ensure that the shells are driven into the ground at high rates. The prefabrication and preparation of the shells leads to an efficient on site system for handling and pitching, which in turn leads to higher production. Typical rates for installation are around 180 to 200 meters per rig shift for the Lacor pile and around up to 350 meters per rig shift for the Multiton.

- No Site Spoil

As with all driven piling, there is no excavated material from the pile bore which eliminates the need for additional equipment for handling and disposal. Therefore, the site remains in a dry and clean condition for the duration of the installation activity. If the soils are contaminated, any additional handling and disposal also requires additional precautions and expense.

- Cut-off Level

As all piles are formed with a permanent shell, the cut-off level can be determined above the existing ground level, if required, and the pile cast to suit. This avoids the need for extensive site filling to above the cut-off level prior to installation and major excavation works following the piling activity.

- Quality Control

As the shells are installed using internal mandrels, the vertical alignment is assured, as all piles are driven with the mandrel in place, thereby providing rigidity during installation.

The shells are dry and stable following extraction of the mandrels, and may be visually inspected throughout their length, prior to concreting. There is no chance of failure due to unseen problems (which could be the case for precast piles – broken below ground level)

As the concrete is placed under dry conditions, there is no risk of segregation of the aggregates, and can be placed under controlled conditions up to the pile top. This limits the amount of cutting down that would normally be required.

In addition, as the soft soils are supported radially by the steel shell, there is no risk of necking of the diameter during concreting.

- Defined quantities

The presence of the shells provide a pre-determined quantity of materials to be placed, which avoids in particular, the large over-consumption of concrete that may normally be experienced with soft and very soft upper soils.

- Low Risk

As with all driven piling, the installation can be continually monitored, and the number of blows in relation to the penetration can be recorded. This gives the opportunity to assess the pile behaviour during installation and assure that the required set is achieved during the final stages of driving. The final driving criteria itself, once achieved, acts as a self-proving assurance that the required carrying capacity is achieved for each pile installed.

7. Conclusion

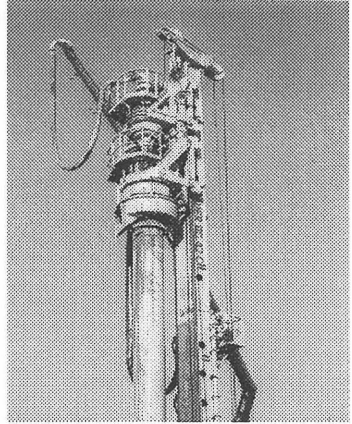
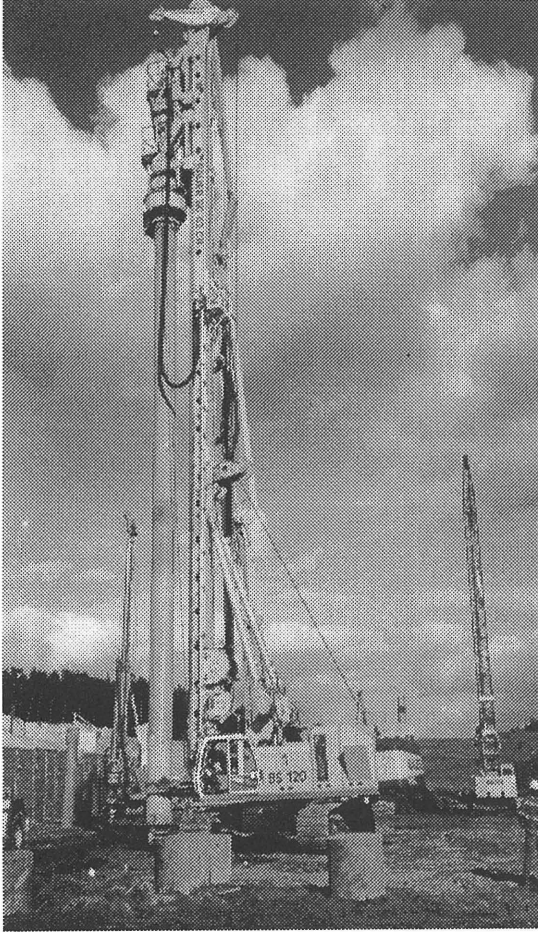
It is generally accepted that in certain soil conditions, the use of driven piles has a number of advantages over other forms of piling. The use of steel shell piles offer additional advantages with regard to the installation procedure and quality control.

However, the system of installation using internal mandrels as described above, offers even further advantages with regard to cost savings, as the material content is reduced substantially.

When combined with the risks that are normally associated with conventional piling in such soil conditions, it is felt that there is still an important place for this system within the piling industry.

Bauer Maschinen

Großdrehbohrgerät BG 42 C mit Doppelkopfsystem



Mit dem Bauer-Großdrehbohrgerät BG 42 C mit Doppelkopfsystem wurden im Herbst 1999 nahe Magdeburg die 5,5 Meter dicke Sohlplatte der Schleuse Hohenwarthe auf 1248 Großbohrpfähle gegründet. Die Pfähle binden bis 8 Meter in den Geschiebemergel ein und sind bis zu 21 Meter lang.

Die BG 42 C konnte das Bohren und Betonieren von 880 mm dicken Pfählen im verrohrten SOB-Verfahren teilweise in Rekordzeiten von 20 Minuten je Pfahl realisieren – bei gleichzeitig gegenläufigem Antrieb von langer Schnecke und durchgehendem Bohrohr.



BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH

Wittelsbacher Str. 5

88522 Schrobenhausen

Tel. 08252/97-0

Fax 08252/97-1359

Internet: www.bauer.de

DOPPELKOPF BOHRSYSTEM (DKS)

Wolfgang Harttig

1. DOPPELKOPF BOHR SYSTEM

Das Verfahren wird bei der Firma BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH seit 1997 eingesetzt, wobei mit dem Durchmesser 620 mm begonnen wurde.

Ende 1998 kam dann der Durchmesser 880 mm hinzu, der dann Anfang 2000 durch den Durchmesser 1180 mm ergänzt wurde.

1.1 Entstehung des DKS Verfahrens

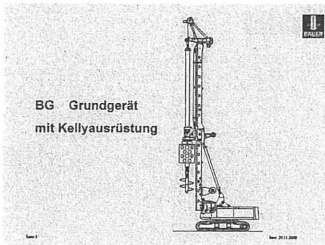
Grundgedanke war die Forderung, ein Verfahren zu entwickeln, welches in allen Böden zum Einsatz gebracht werden kann.

Dabei gab es zum einen die Forderung in der DIN 4014 (6.2.4.), die bei speziellen Böden (Ungleichförmigkeitsgrad $U \leq 3,0$ - bei nicht bindigen Böden - und die undrained Scherfestigkeit $c_u \leq 15,00 \text{ KN/m}^2$ - bei bindigen Böden) bestimmte Bohrverfahren ausschloss – zum anderen die Forderung der Firma Bauer, ein leistungsstarkes Verfahren zu entwickeln, und dieses unabhängig vom anstehenden Boden einsetzen zu können.

1.2 Chronologie der Entwicklung

Bei der Entwicklung der Doppelkopftechnik konnten wir auf zwei, bereits seit vielen Jahren bewährte Techniken im Hause Bauer zurückgreifen.

Zum einen auf das **Kelly Bohrverfahren**, das seit einigen Jahrzehnten im Einsatz ist,



zum anderen auf das **SOB (Schneckenortbeton)** Verfahren, welches ebenfalls seit vielen Jahren im Einsatz ist.

Beide Verfahren bildeten die Grundlagen der DKS Bohrtechnik.

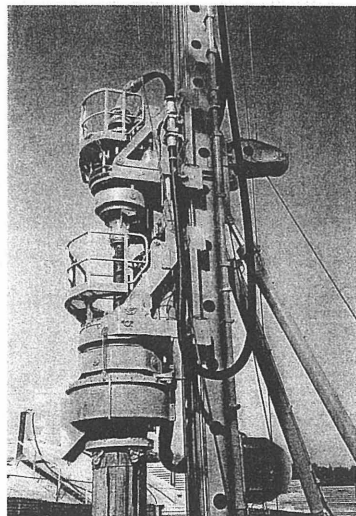
Beschreibung dieser beiden Verfahren (Kelly und SOB) im Vortrag !

1.3 DKS Bohrverfahren

Das Doppelkopf Bohrsystem wurde Ende der 90iger Jahre entwickelt.

Derzeit können drei Bohrdurchmesser angeboten werden.

- Durchmesser 620 mm
- Durchmesser 880 mm
- Durchmesser 1120 mm



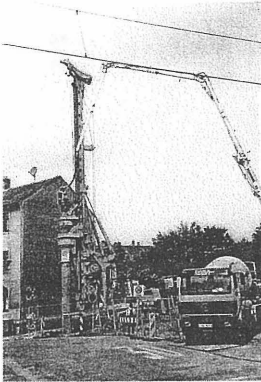
DKS- System

oberer Drehantrieb

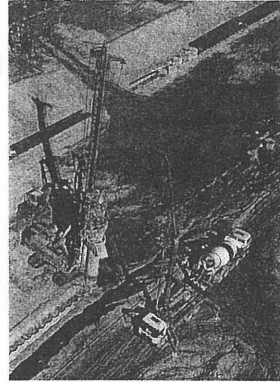
unterer Drehantrieb

Es stehen zur Zeit zwei unterschiedliche Bohrgeräte zur Verfügung:

- BG 15 für Durchmesser 620 mm
- BG 42 für Durchmesser 880 mm und 1180 mm



BV: Lahr (BG 15)



BV: Flughafen MUC 2 (BG 42)

Bis zum Jahresende 2000 wurden folgende **Leistungen (Gesamtmeter)** ausgeführt:

Durchmesser 620 mm - ca. 20.000 Bohrmeter

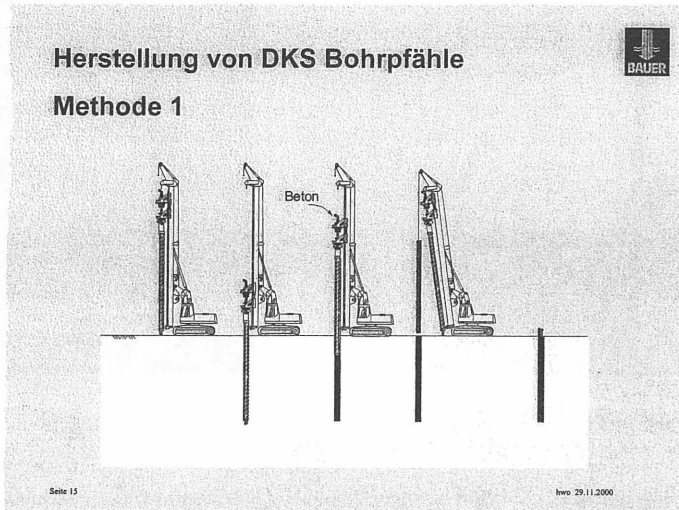
Durchmesser 880 mm - ca. 15.000 Bohrmeter

Durchmesser 1180 mm - ca. 7.000 Bohrmeter

Die Herstellungsfolge der Pfähle wird nachfolgend beschrieben:

- Gemeinsames Abbohren der Schnecke und des Bohrrohres bis zum Fußpunkt des Bohrpfahles.
- Über die Seele der Bohrschnecke wird dann, unter gleichzeitigem Zurückziehen der Schnecke und des Rohres, mit Hilfe einer Betonpumpe der Pfahl von unten nach oben betoniert.

- In den flüssigen Betonzylinder wird dann in einem weiteren Arbeitsgang der Bewehrungskorb (mit dem Bohrgerät oder mit einem Hilfsbagger) eingebaut.



Systemzeichnung: Herstellung DKS Pfähle mit Betonpumpe

Selbstverständlich können mit diesem Verfahren alle bekannten Pfahlsysteme (Gründungspfähle, überschnittene und tangierende Pfahlwände, Träger) hergestellt werden.

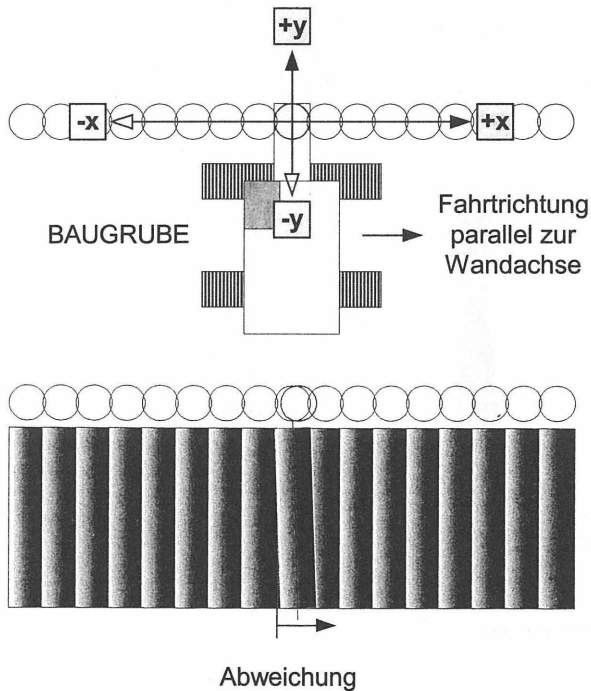
Die maximalen Bohrtiefen sind beim:

- Durchmesser 620 mm - 12,50 m
- Durchmesser 880 mm - 19,50 m
- Durchmesser 1180 mm - 17,00 m

1.4 Meßsysteme (Medef und B-Tronic)

Mittlerweile stehen sehr umfangreiche und komplexe Meßmöglichkeiten zur Verfügung.

- Alle Bohrparameter können erfasst und ausgedruckt werden.
- Über Inklinometer in der Bohrschnecke können während des Bohrens Vertikalitäten in zwei Achsrichtungen gemessen werden.



- Der Betondruck wird während des Einbaues immer am Tiefpunkt der Schnecke gemessen.

- Alle Messdaten können ausgedruckt und an den Bauherren weitergegeben werden.

Bohrprotokoll DKS-Pfähle

Baustelle: Steinmauern Hochregallager
Auftraggeber: Fa. Schläger

Auftrags-Nr.: A0131315

Bohrgerät: BG 15DKS Getriebe: 2xKD-K 15
I-Nr.: 45900086 I-Nr.: 49115002
Geräteleiter: Kleber Erich

Pfahl-Nr.		00000062
Plan-Nr.		
Datum		15.09.1998
Durchmesser		620 mm
Neigung		0
Bohransatzpkt. 0 NN		0.00 m
Bohrstrecke Soll.		8.50 m
Pfahllänge Ist.		9.01 m
Pfahllänge Soll.		8.50 m
Lernbohrung		9.01 m
Betonverbr. Ist.		0.00 m³
Betonverbr. Soll.		2.78 cbm
Mehrverbrauch		2.71 cbm
Bohrbeginn		14:22
Bohren		14:26
Betonbeginn		14:28
Betonierende		14:30
Herstellungszeit		00:08

Beton: B 25 Zement: CEM132-SM 320 kg/cbm
Körnung: 16 mm SF: 80 kg/cbm
Konstanz: KF W/L: 0.60
Betonzusatzmittel: BV: 0.0 % vom Zementgewicht
FM: 0.0 % vom Zementgewicht
VZ: 0.0 % vom Zementgewicht
Wirkbarkeit: 0.0 h
Ausbreitmaß Soll.: von 55 bis 60 cm
Ausbreitmaß Ist.: von bis cm
Probewürfel: ja / nein
Lieferschein-Nr.:

Bewehrung: lt. Plan-Nr.:
Rüttelhilfe: ja / nein

The figure contains four vertically aligned graphs sharing a common y-axis representing depth from 0 to 10 meters.

- Bodenprofil:** Shows soil conditions. From 0 to ~3.5m, it is labeled "Auffüllung" (filling). From ~3.5m to ~7m, it is labeled "Sand, schluffig" (loose sand). Below 7m, it is labeled "Sand, Kies" (sand with gravel).
- Pfahlprofil (α):** A solid black vertical bar representing the pile's cross-section, spanning the full 10-meter depth.
- Betondruck (bar):** A line graph showing concrete pressure during pouring. It starts at 0 bar, rises to about 1.5 bar at 1m, fluctuates between 1.5 and 2.5 bar down to 8m, and then drops to 0 bar for the remaining 2 meters.
- Gießgeschwindigkeit (l/min):** A line graph showing the pouring rate. It starts at 0 l/min, peaks at approximately 15 l/min around 1 meter depth, and then fluctuates between 5 and 10 l/min for the rest of the depth.

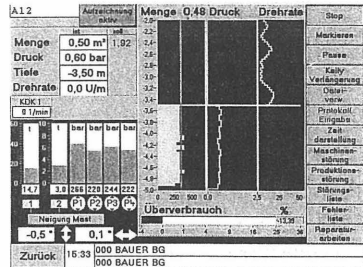
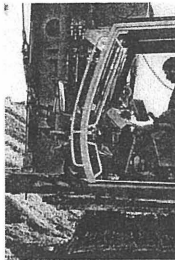
Bodenprofil gemäß Aufschlußbohrung Nr.:
Bemerkungen

Polier/Baufeiler:

Auftraggeber:

- In Erprobung ist derzeit die Online Übertragung der Messwerte nach Schrobenhausen.

- Ferner wird derzeit die Erfassung der Gerätestandpunkte über GPS (Global Positioning System) getestet.

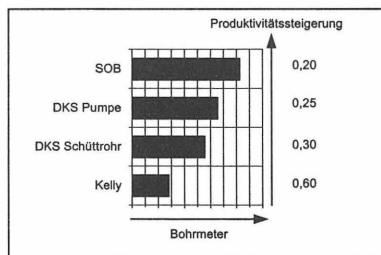


1.5 Zusammenfassung

Mit dem Doppelkopf Bohr System (DKS) steht ein wirtschaftliches und **hochproduktives Bohrverfahren** zur Verfügung, welches in allen anstehenden Böden eingesetzt werden kann. Als Einschränkung gibt es derzeit nur die zur Verfügung stehenden drei Durchmesser und die maximal möglichen Bohrtiefen.

Warum **hochproduktiv** ?

- kontinuierliche Produktion möglich



- keine Unterbrechungen durch Kellyspiele
- minimale Anzahl von Arbeitsschritten
- kein Rohr Aufschrauben oder Abschrauben
- keine Wartezeit auf Beton (Logistik !!)

KRITISCHE ÜBERLEGUNGEN ZUR MOMENTANEN AUSSCHREIBUNGSPRAXIS VON DAUERANKERN

Dipl.-Ing. E.F. Ischebeck

Momentane Ausschreibungspraxis ist, für alle dauerhaften Rückverankerungen z.B. einer Bohrpfahlwand, fast automatisch und konsequent Dauer-Verpressanker - natürlich mit bauaufsichtlicher Zulassung nach DIN 4125 - auszuschreiben, obwohl Zugpfähle (Verpresspfähle) nach DIN 4128 sinnvoller, gleichwertig und vielleicht sogar wirtschaftlicher wären. Nachfolgend einige Gesichtspunkte, wann Dauer-Verpressanker - vorgespannte, aktive nach DIN 4125 - oder wann Dauer-Verpresspfahl - schlaff, passiv nach DIN 4128 - auszuschreiben wären.

Für Gebrauchslasten von 500 kN sind z.Zt. übliche Marktpreise für Dauer-Verpressanker von ca. 180 DM/m und für Verpresspfähle ca. 130 DM/m. Warum werden diese Preisvorteile bei der Ausschreibung von Dauerankern meistens übersehen?

1 TECHNISCHE ENTWICKLUNG VON DAUERANKERN

Bis heute dominieren Schwergewichts-Stützwände oder Schwergewichts-Fundamente das Bauen im Straßen-, Bahn-, Wasser- und Mastbau. Der Anteil preiswerter, rückverankerter Stützwände nimmt jedoch ständig zu, nachdem es korrosionsgeschützte und bauaufsichtlich zugelassene Daueranker seit ca. 1970 gibt.

Seitdem wurde eine ganze Generation von Ingenieuren weltweit so ausgebildet, daß Daueranker selbstverständlich nur aus hochfesten Spannstählen bestehen, daß Daueranker auf 80% ihrer Gebrauchslast vorgespannt werden, und daß Daueranker immer eine freie Ankerlänge besitzen müssen.

Die vielen früheren, positiven Erfahrungen, die z.B. mit gerammten und verpressten MV-Pfählen zur Rückverankerung bei der Sanierung der deutschen Häfen nach dem 2. Weltkrieg oder bei der Reichsbahn gemacht wurden, traten zurück oder gingen ganz verloren.

Wahrscheinlich, weil mit dem Vertrieb von nicht patentierten Zugpfählen weniger Geld zu verdienen war, für solche Zugpfähle weniger geworben und geforscht wurde und lange Zeit niemand eine bauaufsichtliche Zulassung nach DIN 4128 beantragte.

Typisch für die Gesamtsituation ist z. Zt wieder, daß die Europa Norm EN 1537 „Ground Anchors“ mit großem Engagement bereits bauaufsichtlich eingeführt wird, während die entsprechende EN „Micropiles“ noch im CEN/TC 288/WG 8 beraten wird.

Die Abb. 1 mit einer rückverankerten Deichkonstruktion aus dem Jahre 1743, die hölzerne Zugpfähle im Grundbau zeigt, soll relativieren und verdeutlichen, daß Zugpfähle - wenn auch aus Holz - schon lange für die Rückverankerung von Wänden genutzt wurden.

Alte Anwendung von Zugpfählen aus Holz im Deichbau

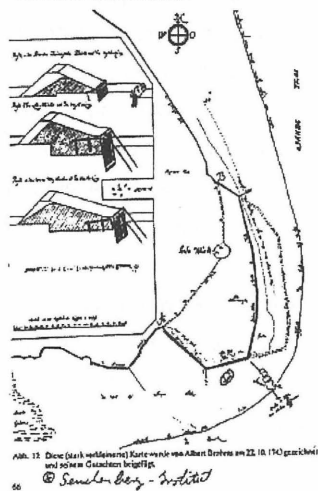


Abb. 1

Als die europäische Arbeitsgruppe CEN/TC288/WG8 „Micropiles“ vor einigen Jahren in der Öffentlichkeit nach aufgetretenen Schadensfällen mit Zugpfählen bei rückverankerten Wänden fragte, gab es keine Meldungen; während jeder, der mit Dauer-Verpressankern zu tun hat, leider Schadensfälle aufzählen kann.

2 DAUER-VERPRESSANKER NACH DIN 4125 UND EN 1537

Vorspann-Technik mit Dauerankern ist in den letzten Jahrzehnten gewachsen, wissenschaftlich begleitet und gilt als „High Tech“ (hochmodern).

Dauer-Verpressanker bestehen heute überwiegend aus hochfesten Spannstählen mit folgenden, typischen mechanischen Eigenschaften für einen Spannstahl 0,6“ (15,7 mm Ø) St. 1570/1770:

Streckgrenzenspannung	f_{yk}	= 1570 N/mm ²	Abb. 2
Bruch-Zugspannung	f_{tk}	= 1770 N/mm ²	
Bruchdehnung	A_{10}	= 6%	
E-Modul	E_p	= 195 kN/mm ²	
Nennquerschnitt	A_p	= 150 mm ²	

Auffallend ist die sehr hohe Streckgrenzenspannung für Stahl, die ca. 3 mal höher ist als bei hochfesten Bau- und Betonstählen. Die Nutzung der hohen Streckgrenze führt zu kleinen Querschnitten, die gegenüber Betonstählen nur ca. 1/3 betragen. Somit beträgt die Dehnsteifigkeit gegenüber Betonstählen nur ca. 1/3.

Spannstahl

Betonstahl

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{\Delta l_1}{l_1} = \frac{f_{yk}}{E_p} = \frac{1570}{195} = 0,805 & \varepsilon_2 &= \frac{\Delta l_2}{l_2} = \frac{550}{210} = 2,38 \\ \varepsilon_1 &= 0,805 & &= 0,34 (1/3) \\ \varepsilon_2 &= 0,238 & & \end{aligned}$$

Der Vorteil hochfester Spannstähle mit niedrigem Gewicht und Preis wird erkauf mit einer niedrigen Dehnsteifigkeit, die bisher bei steifen Baukonstruktionen allgemein nicht gern gesehen wird. Um die geringere Dehnsteifigkeit von Dauer-Verpressankern zu kompensieren, sind 2 Bedingungen unbedingt einzuhalten:

- wirksame freie Ankerlänge l_f
- Vorspannung auf $0,8 \times F_w$ zur Vorwegnahme unzulässiger großer elastischer Verschiebungen am Ankerkopf.

Rechenbeispiel: Daueranker mit Gebrauchslast $F_w = 400 \text{ kN}$
freie Ankerlänge $l_f = 6 \text{ m}$
3 x Litzen 0,6“
elastische Verschiebung am Ankerkopf Δl
ohne Vorspannung bei Gebrauchslast

$$\Delta l = \frac{F_w \times l_f}{E_p \times 3 \times A_p} = \frac{400 \times 6000}{195 \times 3 \times 150} = 27,3 \text{ mm}$$

Der große Dehnweg von Dauer-Verpressankern verlangt weiter eine freie Ankerlänge, eine „Isolierung“ gegenüber dem aktiven Erdkeil, damit der sich dehnende Daueranker den umgebenden, anhaftenden Boden keine ungewollten Verformungen aufzwingt.

Die Vorspannung des Dauer-Verpressankers und der dadurch auf den aktiven Erdkeil aufgebrachte Druck bergen in sich die Gefahr kleiner Umlagerungen des Bodens von einem stabilen zu einem indifferenten Gleichgewicht. Wenn dann u.U. durch starke Regenfälle, Durchfeuchtung etc. Erdrutsche ausgelöst werden, können nicht geplante Zusatzbeanspruchungen aus Querdruck auf den vorgespannten Daueranker kommen, so daß die geringen Verformungsreserven der hochfesten Spannstähle im plastischen Bereich nicht mehr ausreichen, die Katastrophe abzuwenden.

Abb. 3 zeigt ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Spannstähle, Betonstähle und Baustähle im Vergleich; besonders die plastischen Verformungsreserven und die Anfälligkeit gegen Spannungs-Riß-Korrosion.

Spannungs/Dehnungs-Linien für Ankerstähle

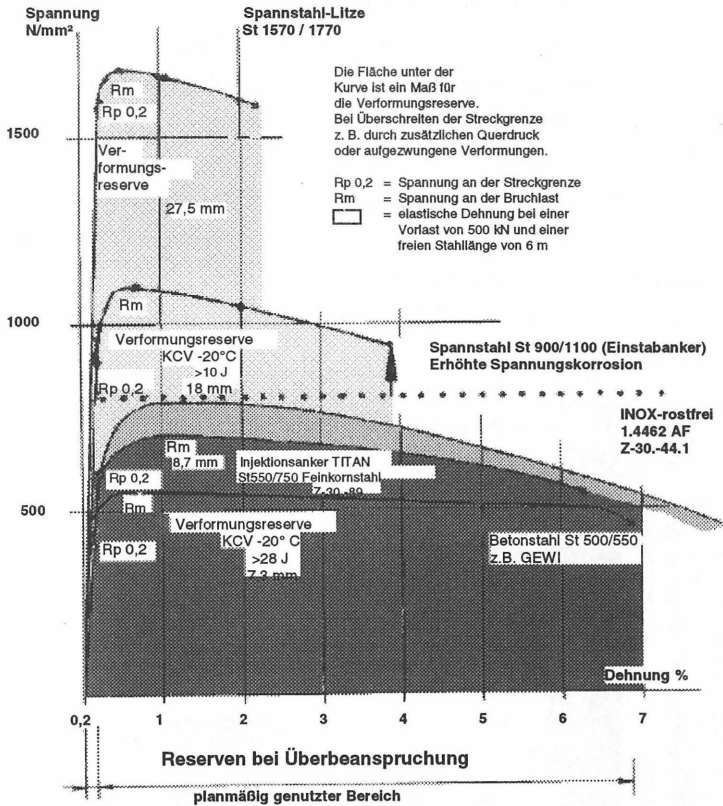


Abb. 3

Dauer-Verpressanker nach DIN 4125 gelten als „sensible“ Konstruktionen, die je nach Schadensrisiko während ihrer Lebensdauer regelmäßig probebelastet oder auf Korrosion überwacht werden müssen. Das bedeutet, u.U. permanente Folgekosten, die schwierig zu bewerten sind und in der Ausschreibung schon berücksichtigt werden sollten.

3 DAUER-ZUG-VERPRESSPFÄHLE NACH DIN 4128

Dauer-Zug-Verpresspfähle nach DIN 4128 oder verkürzt „Ankerpfähle“ - ein gleichwertiger Begriff der EAU E 28 - sind gegenüber Dauer-Verpressankern aus hochfesten Spannstählen in vielen Fällen eine gleichwertige, oft sogar eine technisch sinnvollere und wirtschaftlichere Lösung.

Ankerpfähle sind wie eine unterirdische, erdberührte Stahlbeton-Konstruktion anzusehen. Die Bewehrung - üblicherweise schlaff, ohne Vorspannung - ist allseits durch Zementstein vor Korrosion geschützt.

Am Beispiel des Verpreßpfahls TITAN soll der Aufbau des Ankerpfahls verdeutlicht werden. (Abb. 4)

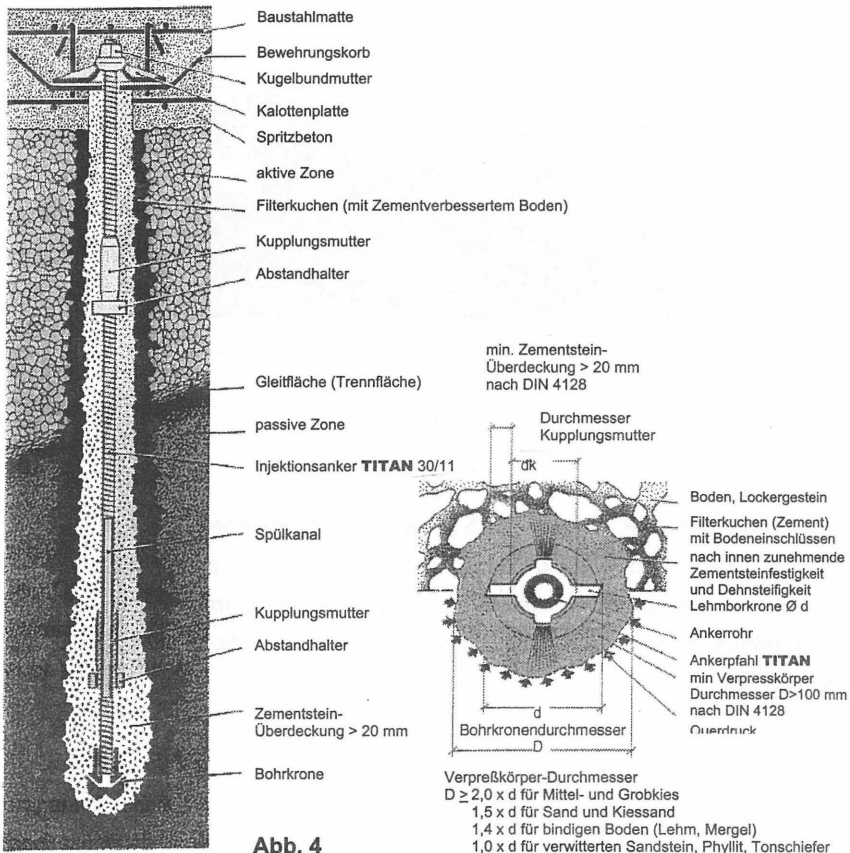


Abb. 4

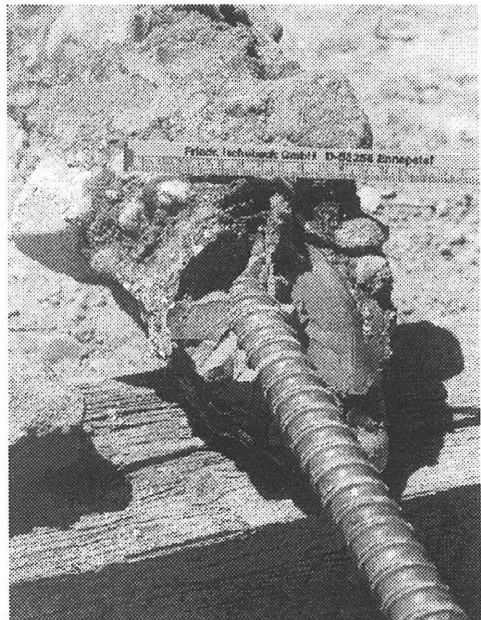
Der Ankerpfahl besteht aus dem Ankerrohr mit durchlaufendem Betonstahlgewinde. Das Ankerrohr ist gleichermaßen verlorene Bohrstange, Bewehrungsstab und Injektionsrohr. Die Schraubbarkeit ermöglicht das Verlängern durch Kupplungsmuttern, das Aufschrauben bodenangepaßter Bohrkronen und die Endverankerung mit Muttern und Platten.

Der Verpreßkörper aus Zementstein sorgt für die radiale Verspannung im Boden, die Knickaussteifung und den Korrosionsschutz. Durch Abstandhalter vor jeder Kupplungsmutter ist für eine gleichmäßige Zementsteinüberdeckung von mindestens 20 mm gesorgt.

Der Querschnitt zeigt, daß der Verpreßkörper im Durchmesser gegenüber der Bohrkronen vergrößert ist und der Boden um das Bohrloch durch Verkittung und Vorspannung verbessert ist.

Abb. 5

zeigt einen ausgegrabenen Ankerpfahl in einem dicht gelagerten Sand-Kies. Zu erkennen ist der Injektions-Bohr-Anker mit dem durchlaufenden Betonstahlgewinde, der vergrößerte Verpreßkörper, verzahnt mit dem Boden, der verkittete Kies-Sand, der dunkel gefärbte Filterkuchen aus Zement, der das Bohrloch offen hält und die rot eingefärbte Kernfläche (Fließweg) aus reinem Zement von min. 20 mm, die für den Korrosionsschutz sorgt.

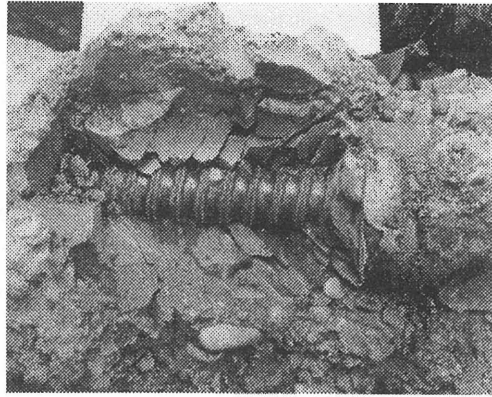


Aufgebrochener Verpreßkörper, aufgebaut aus:
(von innen nach außen)

1. Spülweg mit Zementleim $W/Z = 0,5$, rot eingefärbt, Betonfestigkeit $> B 25$
2. Filterkuchen mit Zementleim $W/Z = 0,7$, grau-grün eingefärbt
3. verkitteter Boden, der sich nicht abschlagen läßt, mit Handhammer, Bodenverbesserung

Abb. 6

zeigt einen Ankerpfahl mit aufgebrochenem Verpreßkörper. Deutlich sind die radialen Risse zu erkennen, die rechtwinklig zu den Gewindeflanken stehen und von den Gewinderippen ausgehen; überwiegend aber nicht bis zur Oberfläche des Verpreßkörpers laufen. Ein Zeichen für den guten Schwerverbund und die Rißweitenbegrenzung im Zementstein.



Die wahrscheinlich eigentliche Ursache dafür, daß für Dauerverankerungen überwiegend Dauer-Verpressanker nach DIN 4125 an Stelle von Ankerpfählen nach DIN 4128 ausgeschrieben werden, liegt in folgenden Punkten, die Anlaß zu Rückfragen geben:

1. Erforderlicher Mobilisierungsweg am Pfahlkopf, der auftritt bis zur Aufnahme der Gebrauchslast.
2. Lastabtragung im Bereich des aktiven Erdkeils wegen fehlender freier Pfahllänge.
3. Wenige bauaufsichtliche Zulassungen, die nur für einige Verpresspfähle vorliegen und daher mehr Aufwand bei Aufstellen und Prüfen für Zulassung im Einzelfall erfordern.
4. Korrosionsschutz von Verpresspfählen

3.1 Mobilisierungsweg bei Verpresspfählen

Über den erforderlichen Mobilisierungsweg am Pfahlkopf zur Aufnahme der Gebrauchslast gibt es wenige Messungen und Veröffentlichungen. Daher kursieren kuriose, „gefühlsmäßige“ Vorstellungen über Mobilisierungswege, die sich verständlicherweise an den großen elastischen Verformungen von Dauer-Verpressankern oder nicht verpressten Ortbetonpfählen orientieren und zu völlig falschen Vorstellungen führen.

Bei Verpresspfählen TITAN 40/16 mit einer Gebrauchslast von 300 kN liegen die erforderlichen Mobilisierungswege bei Gebrauchslast in der Regel unter 5 mm und können über einen experimentell ermittelten, Boden- und lastabhängigen Bettungsmodul K_s vorausgesagt werden.

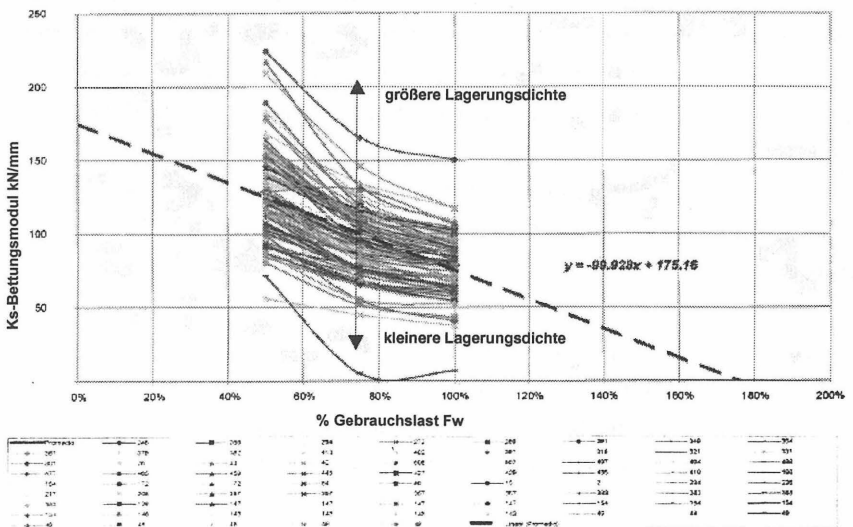


Abb. 7

Pfahlkopfverformungen von 5 mm bei einer Stützwand sind bautechnisch in der Regel kein Problem.

Rechenbeispiel: Verpresspfahl TITAN 40/16
Gebrauchslast $F_w = 300$ kN

Für einen mitteldicht gelagerten Sand-Kies-Boden wird ein Bettungsmodul

$$K_s = 120 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

aus Abb. 7 abgelesen. Der Mobilisierungsweg A errechnet sich zu

$$\Delta = \frac{F_w}{K_s} = \frac{300}{120} = 2,5 \text{ mm.}$$

3.2 Lastabtragung im Bereich des aktiven Erdkeils

Natürlich muß man immer auch bei Verpresspfählen dafür sorgen, daß die Last über Mantelreibung erst hinter der tiefen Gleitfuge abgetragen wird. Es gilt, wie bei Dauer-Verpressankern, die Bemessungsregel nach Kranz, daß der Schwerpunkt des Verpresskörpers, dem man die Lastabtragung zuweist, hinter der tiefen Gleitfuge liegt.

Die erforderliche Verbundlänge des Verpresskörpers wird bei Verpressankern errechnet z.B. mit den Grenzmantelreibungswerten q_s nach DIN-V 1054-100.

Abb. 8

Rechenbeispiel: Verpresspfahl TITAN 40/16
Gebrauchslast $F_w = 300 \text{ kN}$
Sand, Neigung unter 20° zur Horizontalen,
Kreuzbohrkrone 90 mm, Abstand Wand bis
Mitte Verpresskörper $\geq 7,80 \text{ m}$

$$l = \frac{F_w \times S}{\pi \times D \times 1,5 \times q_s}$$

l = Verbundlänge

$F_w = 300 \text{ kN}$ Gebrauchslast

$S = 3$ globale Sicherheit nach
DIN 4128 für Neigung von 20°

$D = 0,09 \text{ m}$ Bohrkronendurchmesser

$$l = \frac{300 \times 3}{\pi \times 0,09 \times 1,5 \times 150}$$

$$l = 14,15 \text{ m}$$

$$L = \frac{l}{2} + 7,8 \text{ m}$$

$$L = 15 \text{ m gewählt}$$

1,5 = Vergrößerungsfaktor in Sand
nach Ostermayer

$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$ Grenzspannung
für Sand nach DIN V 1054-100

$L = \text{Pfahllänge}$

Einfach ausgedrückt, wird Last über Mantelreibung nur dort in den Boden eingetragen, wo der Boden Widerstand bietet. Mit anderen Worten ist die Last so „intelligent“ in Richtung Pfahlende zu wandern, bis sie Widerstand findet. Diese einfache Vorstellung wird auch theoretisch nach Abb. 9 bestätigt, wenn man einen

steifen Ankerpfahl und einen weichen Boden voraussetzt ($E_a/E_r = 10$). Nur im gegenteiligen Fall, beim Dauer-Verpressanker mit einem nachgiebigen Verpressanker im Fels ($E_a/E_r = 1,0$) wandert die Last nicht zum Ankerende, sondern findet sofort Widerstand im Fels am Ankerkopf.

Abb. 9

Weitere umfangreiche Messungen mit instrumentierten schlanken

Abb. 9

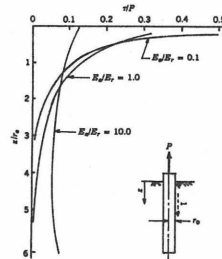
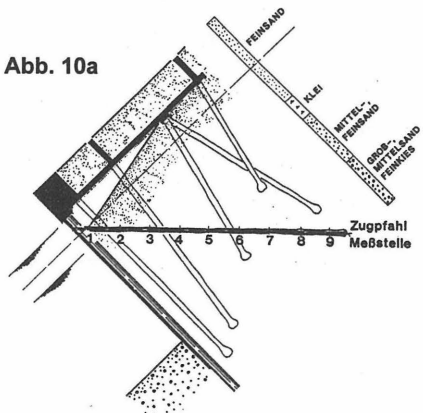


Fig. 4-11 Variation of shear stress with depth along rock-grout interface; model study. (From Coates and Yu, 1970.)

Abb. 10a



Verpresspfählen nach DIN 4128:

- durch die TU Braunschweig unter Prof. Dr.-Ing. Rodatz im Hamburger Hafen an Rohrverpresspfählen (Abb. 10a/10b)

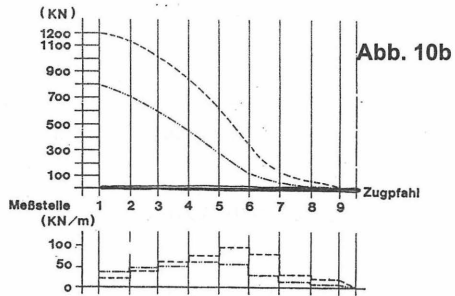


Abb. 5: Zugkraftverlauf bei Pfahl Nr. 101 während der Abnahmeprüfung in zwei ausgewählten Laststufen am 8. Liegeplatz

- oder Injektionsankern der Fa. Hilti Abb. 11

Unterweger R./Bergmeister K. Experimentelle und numerische Untersuchungen von Injektionsankern

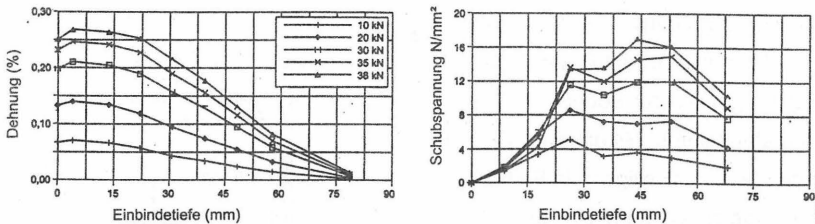


Bild 10. Gemessene Dehnungen (links) und rückgerechnete Haftspannungen (rechts) bei verschiedenen Laststufen
Fig. 10. Measured strain (left) and calculated shear-stress (right) with increasing load (right)

Beton- und Stahlbeton 94 (1999), Heft 12

- Widerstands-Setzung-Kurven
ausgeführter Ankerpfähle
TITAN 103/78 (Abb. 12)

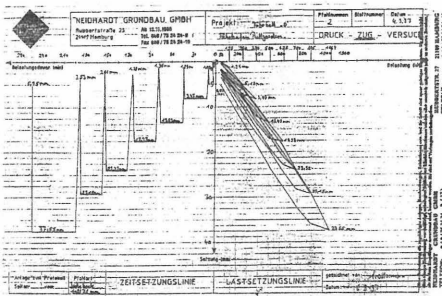


Abb. 12

Probabelastung				DRUCK	BL. Nr. 1				
Datum: 1.8.98				2					
Bauteile: Stahlbeton, Zugsanker									
Pfählnr.: 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000									
Laast	Pfahl	Zeit	Pre	Pre	Uhrzeit	Pre	Uhrzeit	Pre	Pfahl
stufe	nr		(kN)	(kN)	(h:m)	(h:m)	(h:m)	(h:m)	nr
Verl.	425	0	0.00	0.00					
		1	0.65	0.26					
		2	0.65	0.26					
		3							
Verl.	425	1	0.05	0.10					
		2	0.05	0.10					
		3	0.05	0.10					
		4	0.05	0.10					
		5	0.05	0.10					
		6	0.05	0.10					
		7	0.05	0.10					
		8	0.05	0.10					
		9	0.05	0.10					
		10	0.05	0.10					
		11	0.05	0.10					
		12	0.05	0.10					
		13	0.05	0.10					
		14	0.05	0.10					
		15	0.05	0.10					
		16	0.05	0.10					
		17	0.05	0.10					
		18	0.05	0.10					
		19	0.05	0.10					
		20	0.05	0.10					
		21	0.05	0.10					
		22	0.05	0.10					
		23	0.05	0.10					
		24	0.05	0.10					
		25	0.05	0.10					
		26	0.05	0.10					
		27	0.05	0.10					
		28	0.05	0.10					
		29	0.05	0.10					
		30	0.05	0.10					
		31	0.05	0.10					
		32	0.05	0.10					
		33	0.05	0.10					
		34	0.05	0.10					
		35	0.05	0.10					
		36	0.05	0.10					
		37	0.05	0.10					
		38	0.05	0.10					
		39	0.05	0.10					
		40	0.05	0.10					
		41	0.05	0.10					
		42	0.05	0.10					
		43	0.05	0.10					
		44	0.05	0.10					
		45	0.05	0.10					
		46	0.05	0.10					
		47	0.05	0.10					
		48	0.05	0.10					
		49	0.05	0.10					
		50	0.05	0.10					
		51	0.05	0.10					
		52	0.05	0.10					
		53	0.05	0.10					
		54	0.05	0.10					
		55	0.05	0.10					
		56	0.05	0.10					
		57	0.05	0.10					
		58	0.05	0.10					
		59	0.05	0.10					
		60	0.05	0.10					
		61	0.05	0.10					
		62	0.05	0.10					
		63	0.05	0.10					
		64	0.05	0.10					
		65	0.05	0.10					
		66	0.05	0.10					
		67	0.05	0.10					
		68	0.05	0.10					
		69	0.05	0.10					
		70	0.05	0.10					
		71	0.05	0.10					
		72	0.05	0.10					
		73	0.05	0.10					
		74	0.05	0.10					
		75	0.05	0.10					
		76	0.05	0.10					
		77	0.05	0.10					
		78	0.05	0.10					
		79	0.05	0.10					
		80	0.05	0.10					
		81	0.05	0.10					
		82	0.05	0.10					
		83	0.05	0.10					
		84	0.05	0.10					
		85	0.05	0.10					
		86	0.05	0.10					
		87	0.05	0.10					
		88	0.05	0.10					
		89	0.05	0.10					
		90	0.05	0.10					
		91	0.05	0.10					
		92	0.05	0.10					
		93	0.05	0.10					
		94	0.05	0.10					
		95	0.05	0.10					
		96	0.05	0.10					
		97	0.05	0.10					
		98	0.05	0.10					
		99	0.05	0.10					
		100	0.05	0.10					

bestätigen, daß Verpresspfähle bei richtiger Bemessung den aktiven Erdkeil nicht mobilisieren; auch ohne konstruktiv ausgebildete freie Pfahllänge.

3.4 Korrosionsschutz von Verpresspfählen

Das Regelwerk DIN 4128 Tabelle 1 verlangt für den Standardfall eine dichte Zementsteinüberdeckung des Stahls von minimum 20 mm. Genau wie bei Stahlbeton ist der Bewehrungsstahl gemäß Pourbaix-Diagramm vor Korrosion geschützt, solange der Zementstein basisch bleibt und nicht karbonatisiert.

Weiter verlangt das Regelwerk DIN 4128 eine Rißweitenbegrenzung im Zementstein. Die Risse sollen kleiner als 0,1 mm bleiben; Längsrisse, die den Scherverbund ganz aufheben, sind ganz untersagt; Querrisse (Radialrisse) sind auf 0,1 mm begrenzt.

Abb. 13

Martin, H. / Noakowski, P.
Verbundverhalten von
Betonstählen-
Untersuchung auf der
Grundlage
von Ausziehversuchen
DAfStb, H.319, Berlin,
W. Ernst u. Sohn, 1981

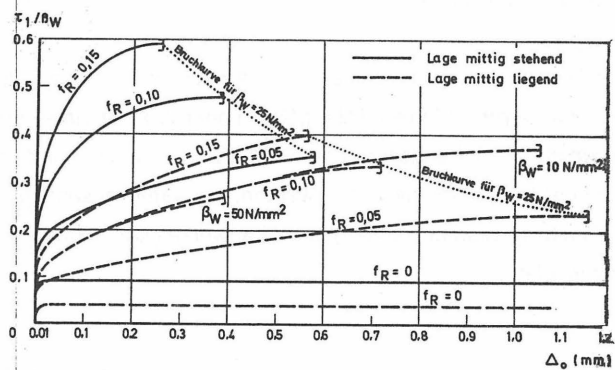


Bild 4.12 Abhängigkeit der bezogenen Verbundspannung τ_1 / β_W (Mittelwerte) von der Endverschiebung Δ_o für verschiedene bezogene Rippenflächen f_R und Betonierlagen [90]

Ähnlich wie bei Betonstahl bestimmt die Ausbildung der Rippe den Scherverbund zwischen Stahl und Zementstein. Je größer die bezogene Rippenfläche ist, um so besser der Scherverbund und um so höher die Stahlspannung oder Stahldehnung, die zugelassen werden kann, ohne die Rißweite von 0,1 mm zu überschreiten. Abb. 13 zeigt, wie der Scherverbund vom glatten Stab mit $f_R = 0$ zum TITAN Verpresspfahl mit umlaufenden Gewinderippen $f_R = 0,13$ steigt und entsprechend die zulässige Stahlspannung von 75 N/mm² auf 275 N/mm². Alles mit einfachem

Korrosionsschutz durch Zementstein; ohne doppelten Korrosionsschutz mit PE-Rüpprohr wie bei Dauer-Verpressankern üblich.

Zu ganz ähnlichen Ergebnissen führt jedoch auch der englische Bemessungsansatz für Verpresspfähle. In England rechnet man mit Abrostungsraten; ähnlich wie hier im Wasserbau z.B. bei Spundwänden. Die gewählte Abrostungsrate reduziert den Stahlquerschnitt oder auch die Stahlspannung, die für den Originalquerschnitt angesetzt wird, um ca. 20 ÷ 30%.

Trotz unterschiedlicher Denkweise ist das Bemessungsergebnis fast gleich in England + Deutschland. Warum sollte ein Dauer-Verpresspfahl aus gleicher Stahlqualität wie die Spundwand, der die Spundwand rückverankert ganz anders behandelt werden wie die Spundwand? Ausfälle von Dauer-Verpresspfählen durch Korrosion sind nicht bekannt.

Abschließend ist noch zu bemerken, daß nach Jahren stiefmütterlicher Behandlung z. Zt. den Verpresspfählen, Mikropfählen oder Wurzelpfählen nach Lizzi besonders in Frankreich - Forschungsprogramm FOREVER - Finnland und Japan Forschungsaktivitäten gewidmet werden, die hoffen lassen; speziell für seismic retrofit d.h. Verstärkung vorhandener Bauwerke gegen Erdbeben durch Verpresspfähle.

Numerische Ermittlung der Widerstands-Setzungslinie von Pfählen unter Berücksichtigung der Streuung der bodenmechanischen Kennwerte

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum

Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns

1 Idee

Der Baugrund ist infolge seiner Genese ein heterogenes Gemisch aus fester, flüssiger und gasförmiger Phase. Seine mechanischen Eigenschaften - hier Steifigkeit und Festigkeit - streuen räumlich stark. In diesem Beitrag wird exemplarisch aufgezeigt, wie die labortechnisch ermittelte Streuung eines Stoffkennwertes in einem Finite-Element-Modell abgebildet und damit die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit pfahlartiger Bauteile auf statistisch-stochastischer Basis bestimmt werden kann.

Die Notwendigkeit der Befassung mit numerischen Berechnungen unter Berücksichtigung der Streuung bodenmechanischer Kennwerte ergab sich aus den Anforderungen der Praxis. Die komplexeren Tragstrukturen und die technisch und wirtschaftlich optimierten Gründungselemente, deren Widerstands-Setzungsverhalten wesentlich von der Baugrund-Bauwerk-Interaktion geprägt wird, erfordern heute meist kontinuumsmechanische Berechnungen. Die im Sinne einer deterministischen Sichtweise erwünschte 'Genauigkeit' und 'Zuverlässigkeit' bei der Bestimmung der bodenmechanischen Parameter kann wegen der geotechnischen Bedingungen und den versuchstechnischen Möglichkeiten häufig nicht realisiert werden. Bei den deterministischen Berechnungen müssen daher hilfsweise die Streuungen der Basisvariablen durch Ansatz oberer und unterer (charakteristischer) Werte berücksichtigt werden (s. hierzu u. a. [5]). Die Quantifizierung des Einflusses der Parameterstreuungen auf den mobilisierbaren Widerstand kann mit solchen Berechnungen nicht erfolgen.

Das hier zur Diskussion gestellte Vorgehen erlaubt insbesondere bei komplexen Strukturen eine deutlich effizientere und belastbarere numerische Analyse durch Anwendung statistisch - stochastischer Methoden.

Dabei wird der funktionale Zusammenhang zwischen dem Sicherheitsfaktor ν sowie den Wahrscheinlichkeitsdichten der Beanspruchung $f_S(x)$ und der Beanspruchbarkeit $f_R(x)$ genutzt (Bild 1). Die diesbezüglichen theoretischen Zusammenhänge werden hier als bekannt vorausgesetzt. Im Übrigen wird auf eine Zusammenstellung der Grundlagen und praktischen Anwendungen in [6] verwiesen.

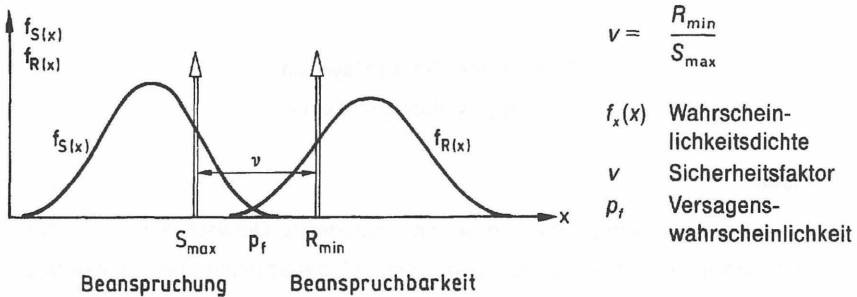


Bild 1: Schematische Darstellung. des Zusammenhangs zwischen f_S , f_R , ν und p_f [1]

Die FE-Berechnungen werden mit dem Programmpaket ANSYS® ausgeführt, wobei die Modellgenerierung und die Auswertung mittels Makro-Steuerung realisiert wird.

Die Idee des Berechnungsverfahrens ist die Folgende:

Es wird vorausgesetzt, dass die im Labor- oder im Feldversuch ermittelte Streuung der bodenmechanischen Kennwerte die in situ herrschende, d. h. die tatsächlich im Baugrund vorhandene Streuung repräsentiert.

Die Messergebnisse der Untersuchungen werden statistisch bewertet, eine geeignete Verteilungsfunktion festgelegt und im Anschluss Klassen gebildet sowie deren Häufigkeiten bestimmt. Das (zuvor generierte) FE-Modell wird dann dergestalt modifiziert, dass die Bodenelemente hinsichtlich ihrer Materialzuweisung den zuvor ermittelten Klassen (in Anlehnung an die sogenannte Monte-Carlo-Methode) zugeordnet werden. Das Modell selbst repräsentiert damit die Streuung der Stoffkennwerte. Die nachfolgenden Berechnungen sowie die Element- und Materialdefinitionen sind deterministischer Natur.

Der Berechnungsablauf und insbesondere die bis dato realisierten Verifikationen werden nachfolgend am Beispiel der Berechnung der Widerstands-Setzungslinie eines lotrechten, axial belasteten Einzelpfahles zur Diskussion gestellt.

2 Die Random-Assignment-Routine

2.1 Verteilungsfunktion

Für die variierenden Stoffkennwerte – hier exemplarisch der Elastizitätsmodul E resp. der Steifemodul E_s – muss eine Verteilungsfunktion angenommen resp. zugrundegelegt werden. Die bekannteste Häufigkeitsverteilung ist die der Normalverteilung [3]. Die Bedeutung der Normalverteilung für die Statistik folgt aus dem zentralen Grenzwertsatz. Er erlaubt es, eine Zufallsvariable, die sich additiv aus unabhängigen Einzelwirkungen zusammensetzt, als normalverteilt anzunehmen. Die Normalverteilung gehört zur Gruppe der stetigen Verteilungen und wird durch die Funktion

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

beschrieben. Diese Funktion stellt die Dichte einer Normalverteilung $N(\mu, \sigma^2)$ bzw. der einer normalverteilten Zufallsvariablen X mit dem Erwartungswert μ und der Varianz σ^2 dar. Durch die Angabe der Dichte ist die Verteilungsfunktion eindeutig bestimmt. Sie ist symmetrisch um μ , dadurch nimmt sie für

$$\mu - \Delta \quad \text{und} \quad \mu + \Delta$$

den gleichen Wert an und hat Wendepunkte an den Stellen

$$\mu - \sigma \quad \text{und} \quad \mu + \sigma.$$

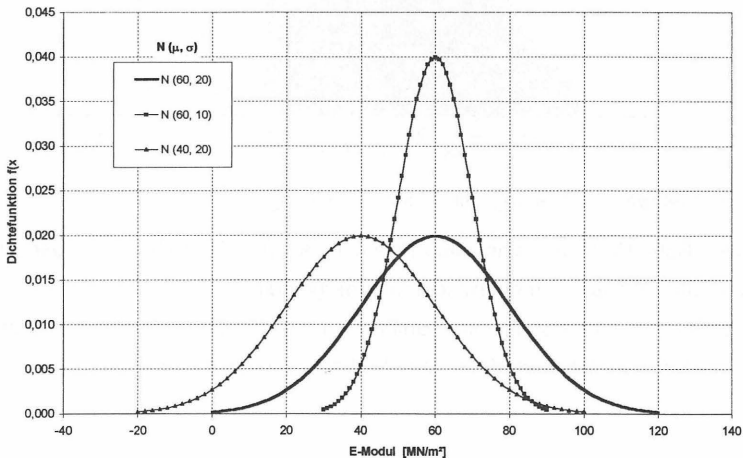


Bild 2: Dichtefunktion von Normalverteilungen mit Lage- und Streuungsparametern

Im Bild 2 sind im Vergleich zur Bezugskurve $N(60,20)$ Dichteverteilungen mit kleinerer Varianz (bei gleichem Mittelwert, $N(60,10)$) und mit kleinerem Mittelwert (bei gleicher Varianz, $N(40,20)$) aufgetragen. Der Erwartungswert μ ist eine beliebige reelle Zahl und die Varianz σ^2 eine positive reelle Zahl. Die Varianz ist ein Maß für die absolute Größe der Streuungen um den Erwartungswert.

2.2 Klasseneinteilung

Nach der Stichprobenerhebung mit einem normalverteilten Merkmal wird eine Einteilung in einzelne Bodenklassen vorgenommen. Da der Steifemodul eines Bodens keine negativen bzw. unendlich positiven Werte annimmt, ist die Dichte normalverteilter Steifemoduln auf das Intervall $I = [0, \infty]$ konzentriert. Der Zensierungsmechanismus führt zu einer gestutzten Verteilung (truncated distribution, Bild 3).

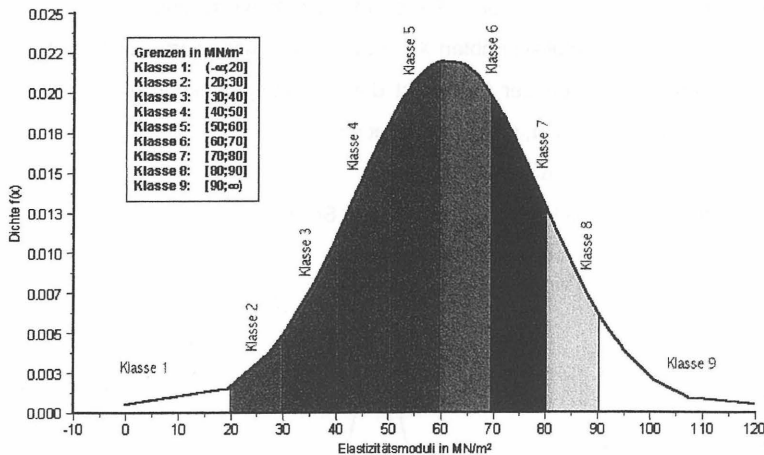


Bild 3: Beispielhafte Darstellung der Klasseneinteilung

Die letztendliche Wahl von sinnvollen Intervallgrenzen erfolgt für die einzelne Erhebung und wird jeweils durch ein Histogramm dargestellt.

Die Klassifikation erfolgt über das quantitative Merkmal Steifemodul. Die Visualisierung der Belegung erfolgt innerhalb des FE-Programms (s. Bild 4).

2.3 Modulation

Um die zufällige Zuordnung der Elemente zu den zuvor ermittelten Klassen zu realisieren und den ordnungsgemäßen Ablauf zu verifizieren, war die Entwicklung von einem Modulations-Algorithmus ohne sequentielle Korrelation erforderlich.

Der Algorithmus, der für die Modulation verwendet wurde, basiert auf der Idee von Donald E. Knuth [2]. Er besteht aus drei unabhängigen Generatoren, wobei die Periodenlänge bei diesen Zufallsgeneratoren unendlich ist und die Zahlenfolge keine sequentiellen Korrelationen aufweist. Es ergibt sich daraus eine Reihe von unabhängigen Zufallszahlen, die einer Gleichverteilung genügen.

Die Random-Assignment-Routine wurde programmiert, um eine zufällige Belegung eines Bodenpakets mit klassierten Elementen zu realisieren. Die Routine erzeugt einen Datensatz, der für die weitere Berechnung durch ANSYS eingelesen werden kann. Zur Verifikation der selbsterstellten Makros wurde zunächst ein Würfel mit (stets unterschiedlichen) Bodenklassen belegt, wobei jedem dieser Würfel dieselbe Normalverteilung zugrunde lag.

Beispielhaft sind im Bild 4 zwei entsprechend modellierte Würfel abgebildet.

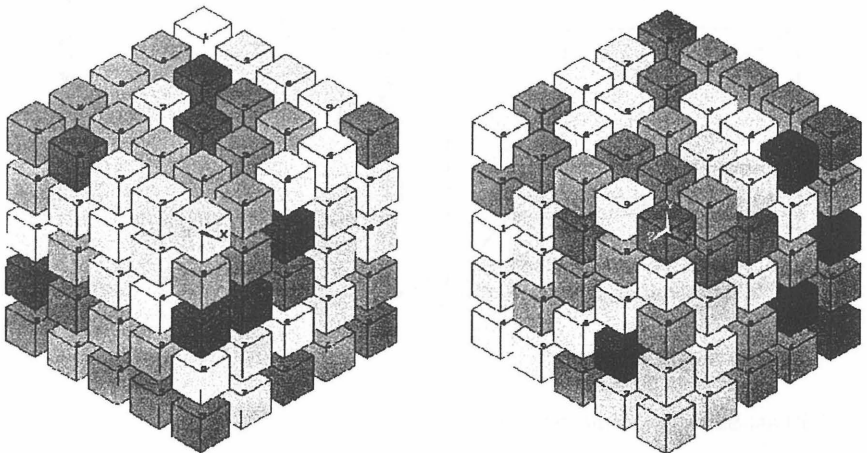


Bild 4: Belegung von 125 Element Würfeln durch die Random-Assignment-Routine

Die diesbezügliche programmtechnische Umsetzung ist äußerst komplex und kann hier nur auszugsweise wiedergegeben werden. Die Qualität der eigentlichen Routine wird dadurch nicht beeinträchtigt, zeigt jedoch die Schwierigkeiten, die bei der Konzeption einer vollständig zufallsgesteuerten Berechnungsmatrix auftreten.

3 Berechnungsbeispiel

Im Rahmen dieses Beitrages wird ein Pfahlmodell unter axialer Belastung vorgestellt. Die Berechnung erfolgt mit einem linear-elastischen Werkstoffgesetz und der vorgeannten Streuung des Elastizitätsmoduls des Baugrundes von $\sigma = 20 \text{ MN/m}^2$ bei einem Mittelwert von $E_{\text{mittel}} = 60 \text{ MN/m}^2$ (s. Bilder 2 und 3).

Ziel der Berechnungen ist die Ermittlung der Streuung des Tragverhaltens bezüglich der Last sowie bezüglich der Setzung. Die relevanten Grenzzustände GZ 1 'Verlust der Tragfähigkeit' und GZ 2 'Verlust der Gebrauchstauglichkeit' werden anhand des Verlaufes der Last-Setzungs-Kurve bestimmt. Deren rechnerische Ermittlung wird in eine lastgesteuerte Phase (Erhöhung der Belastung in mehreren Teilschritten bis zur Gebrauchslast) und eine verschiebungsgesteuerte Analyse (Erhöhung der Setzungen in mehreren Teilschritten bis zur Grenzsetzung) auf gespalten (Bild 5).

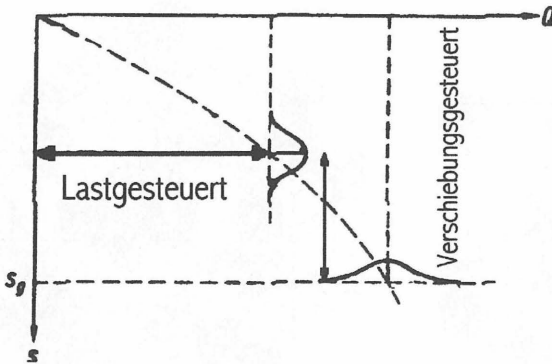


Bild 5: Last-Setzungs-Verhalten eines Pfahles

Bei den deterministischen, konventionell geführten Sicherheitsnachweisen ist zu gewährleisten, dass unter Berücksichtigung des Streuungsverhaltens, die oben erwähnten Grenzen nicht erreicht werden. Dies geschieht üblicherweise durch mehrfache Berechnung mit variierenden Stoffkennwerten (Minimum - Maximum).

Als Ergebnis erhält man die Verteilung der Setzungen unter Gebrauchslast und die Verteilung der Lasten bei der Grenzsetzung s_g (s. Bild 5).

3.1 Berechnungsmodell

Hinsichtlich des bei entsprechenden Anforderungen unvermeidbaren numerischen Aufwandes bei der Ermittlung von Pfahltragfähigkeit und Setzungsverhalten im Rahmen geotechnischer Berechnungen wird exemplarisch auf [4] hingewiesen. Solche komplexen Modellierungen sind für die hier durchgeführten statistisch-stochastischen Studien (bis dato noch) ungeeignet. Das Vorgehen wird deshalb nachfolgend an einem maßgeblich vereinfachten und insofern nicht wirklichkeitsnahem Modell erläutert.

Durch die Wahl des axial belasteten Pfahlmodells braucht bei der Berechnung infolge der Rotationssymmetrie bei entsprechender Wahl der Randbedingungen nur ein Viertel des eigentlichen Modells mit Elementklassen belegt und berechnet werden.

Ein Beispiel für die Modellierung ist in Bild 6 dargestellt. Es besteht aus dem unterlagernden Bodenpaket (mit konstanter Belegung, $H = 2,0$ m), dem den Pfahl umgebenden Boden (mit gestreuter Belegung) und dem Pfahl ($L = 5,0$ m, $\varnothing = 0,5$ m).

Die eigentliche Berechnung gliedert sich in folgende Teilabschnitte:

- LF 1 Primärspannungszustand nach erfolgter Belegung
- LF 2 Berechnung der Spannungsumlagerung infolge Pfahlherstellung
- LF 3 Nachfahren des Pfahldruckversuches, lastgesteuert
- LF 4 Nachfahren des Pfahldruckversuches, verschiebungsgesteuert

Die LF 1 und 2 simulieren den primären Spannungszustand sowie die bei der Pfahlherstellung durch den Austausch der Materialien entstehenden Veränderungen (programmtechnische Realisierung über *ealive*- und *ekill*-Befehlsfolgen).

Dieses Berechnungsschema wird (zur Verifikation der Routinen) auf zwei unterschiedliche Modelltypen angewendet:

- Berechnung von Referenzmodellen mit konstanter Belegung
(deterministische Berechnung)
- Berechnung von Modellen mit zufälliger Belegung
(statistisch - stochastische Berechnung)

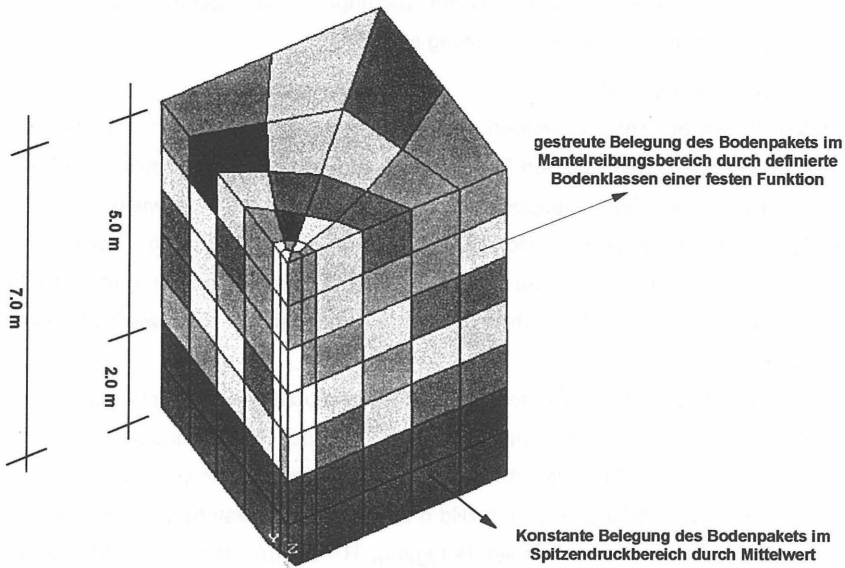


Bild 6: Numerisches Berechnungsmodell unter ANSYS

Das Referenzmodell wird hierbei für unterschiedliche Konstantbelegungen berechnet. Angesetzt werden verschiedene Klassenmittelwerte, um eine Verteilungsfunktion der Lasten bei Grenzsetzung konstruieren zu können. Aus der Kenntnis des Last-Setzungs-Verhaltens bei Konstantbelegung kann eine Beurteilung der gestreuten bzw. zufälligen Belegung erfolgen. Für die zufällige Belegung werden jeweils zehn Datensätze aus einer simulierten Funktion erstellt und in der FE-Berechnung realisiert.

3.2 Berechnungsergebnisse

Bei der Ermittlung der Dichtefunktion $f_{R, \text{det}}(x)$ der zur Grenzsetzung s_G gehörigen Belastungen Q bei den deterministischen Berechnungen wird vorausgesetzt, dass die Abszissenwerte der Verteilungsfunktionen $F(x)$ für den E-Modul sowie die Lasten Q (E) identisch sind. Das Vorgehen ist grafisch an einem Beispiel im Bild 7 erläutert. Die linke Kurve stellt dabei die Verteilungsfunktion des E-Moduls dar. Aus den Stützwerten der Lasten, welche sich aus der deterministischen Berechnung ergaben, konnte nachfolgend die Verteilungsfunktion $N(\mu, \sigma)$ angenähert werden.

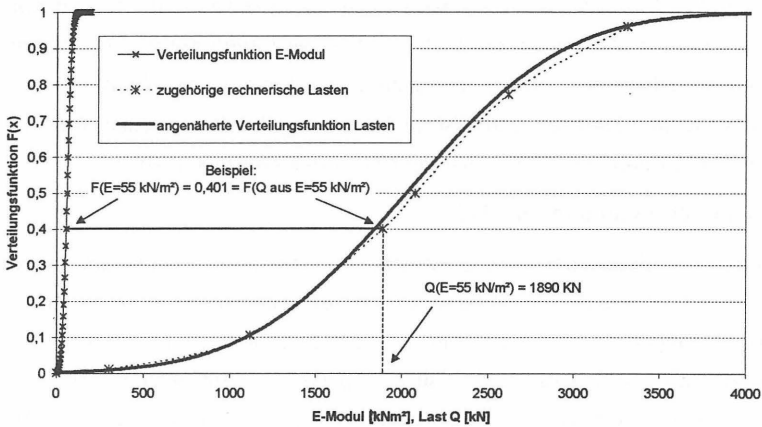


Bild 7: Verteilungsfunktionen des E-Moduls und der Belastungen Q (E)

Die Dichtefunktion $f_{R,\text{sto}}(x)$ der zur Grenzsetzung s_G gehörigen Belastungen Q bei den statistisch-stochastischen Berechnungen ergibt sich demgegenüber direkt aus mehrfacher Wiederholung der FE-Analyse für zufällig belegte Modelle. Werden die vorgenannten Dichtefunktionen gemeinsam aufgetragen ergeben sich die in Bild 8 dargestellten Verhältnisse.

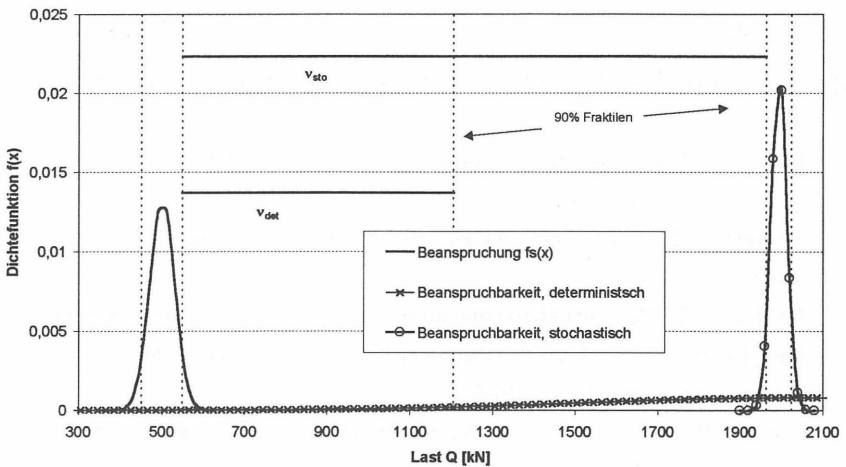


Bild 8: Dichtefunktionen der Lasten bei deterministischer und statistisch - stochastischer Analyse

Die Berechnungen führen bei den deterministischen Ansätzen zu einer flachen Kurve, bei den statistisch-stochastischen Analysen zu einer steilen Kurve. Die abgeleiteten Sicherheitsfaktoren v_{det} und v_{sto} unterscheiden sich hierbei signifikant. Das Erreichen des verfolgten Ziels, die verbesserte Beurteilung des Sicherheitsniveaus infolge detaillierterer Analyse (s. Bild 1) wird damit eindrucksvoll dokumentiert.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Der Baugrund ist infolge seiner Genese ein heterogenes Gemisch. In diesem Beitrag wird exemplarisch gezeigt, wie die Streuung eines Stoffkennwertes in einem Finite-Element-Modell abgebildet und damit die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit pfahlartiger Bauteile auf statistisch-stochastischer Basis bestimmt werden kann.

Bis dato sind lediglich einparametrische Variationsberechnungen durchgeführt worden, die auf einem linear elastischen Stoffgesetz beruhen. Zudem sind hinsichtlich der statistisch-stochastischen Auswertung einige Probleme noch nicht zufriedenstellend gelöst. Dieser Beitrag stellt insofern den aktuellen Bearbeitungsstand dar.

Die angedachten Erweiterungen sind die mehrparametrische Berechnung sowie die nachfolgende Erweiterung auf nichtlineare Probleme. Sobald diesbezügliche Ergebnisse vorliegen ist die erweiterte Dokumentation des Berechnungsschemas sowie die exemplarische Darstellung angedacht.

5 Literatur

- [1] "Der Ingenieurbau: Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen", Ernst & Sohn, 1996
- [2] Knuth, D. "Seminumerical Algorithms", 2nd edition of The Art of Computer Programming, Adison Wesley
- [3] Hartung, J. "Statistik – Lehr- und Handbuch der Statistik", Oldenburg Verlag, 1999
- [4] Maybaum, G. "Vergleichsberechnungen zur Gründung des neuen Commerzbank Hochhauses, Frankfurt ", Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 48, 1995
- [5] Rodatz, W.; Maybaum, G. "Zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Flächengründungen mit setzungsmindernden Pfählen", Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 60, 1999

- [6] TU Darmstadt: "Sicherheit und Risiko im Bauwesen, Grundlagen und praktische Anwendungen" Darmstädter Statik-Seminar, Bericht Nr. 20, 2000

„DER DUKTILPFAHL“ EIN EINFACHES UND EFFIZIENTES GRÜNDUNGSSYSTEM

Dipl. Ing. Martin PELZL

1. EINFÜHRUNG

Es ist nicht bei jeder Tagung möglich über Neuigkeiten im Spezialtiefbau zu berichten, da die echten Innovationen seltener werden und viele Systeme schon sehr ausgereift sind. Es ist aber durchaus berechtigt, über die Erfahrungen mit einem Pfahlsystem zu berichten, das zwar in Österreich ein fester Bestandteil des Marktes ist, sich hier in Deutschland aber noch nicht richtig durchsetzen konnte.

Ich spreche vom sogenannten „Duktilpfahl“.

2. PFAHLSYSTEM

Der Duktilpfahl ist ein Fertigteil-Rammpfahlsystem aus duktilem Gußeisen. Der Pfahl ist für zulässige Gebrauchslasten von 300 kN bis 1100 kN je nach Durchmesser und Wandstärke des Pfahlrohres ausgelegt.

2.1. Herstellung der Pfahlrohre

Die Pfahlrohre zu Einzellängen von 5,0 m werden von den Tiroler Röhren- und Metallwerken in Hall in Tirol im Schleudergußverfahren aus duktilem Gußeisen hergestellt. Dabei fließt das aufbereitete Eisen gleichmäßig durch eine Gießrinne in eine rotierende Form. Die Fliehkraft preßt das flüssige Eisen gegen die Innenwand der Kokille, wodurch ein Rohr mit gleichmäßiger Wandstärke und hoher Festigkeit entsteht. Durch die Nachbehandlung im

Glühofen wird die Versprödung des Materials verhindert, die Festigkeit wird angehoben und der Werkstoff wird zäh.

Ein fertiges Pfahlrohr macht aber noch keinen guten Pfahl.

Daher seien nun die wesentlichen Bestandteile des Pfahles und die Herstellungsverfahren kurz erläutert:

2.2. Bestandteile des Pfahles und Herstellungsverfahren

Muffe

Das Herzstück des Pfahles ist Muffe. Die Pfahlrohre sind mit konischen Muffen und konisch auslaufenden Rohrenden ausgebildet.

Die Muffe dient nicht nur der Pfahlverlängerung. Ihre verstärkte Ausführung dient auch zur gefahrlosen Eintragung der Rammschläge in das Pfahlrohr.

Auch nach der Rammung darf sie keine wesentlichen Deformationen aufweisen.

Durch die Muffe ist der Pfahl endlos kuppelbar und kann in beliebiger Länge hergestellt werden.

Er ist überdies praktisch verschnittfrei, da die Rohre auf der Baustelle leicht geschnitten werden können. Die mit einer Flex abgetrennten Reststücke werden wieder verwendet.

Pfahlfußplatte

Beim unteren Abschluß des Pfahles, der Pfahlfußplatte, ist zwischen den zwei grundsätzlichen Ausführungsmöglichkeiten und zwar dem

mörtelverfüllten Pfahl und dem

mantelverpreßten Pfahl

zu unterscheiden.

Mörtelverfüllter Pfahl

Der mörtelverfüllte Pfahl wird mit einer Pfahlfußplatte ausgestattet die das Pfahlrohr dicht abschließt. Damit wird der Pfahl mit einfachen Rammgeräten bis auf die erforderliche Endtiefe abgerammt und bleibt innen hohl. Das Reststück wird abgeschnitten und der Pfahl mit Betonmörtel verfüllt.

Die Lastabtragung erfolgt über Mantelreibung vom Pfahlrohr in den Boden.

Mantelverpreßter Pfahl

Zur Durchführung der Mantelverpressung muß eine Fußplatte verwendet werden, die größer ist als der Pfahlrohrquerschnitt. Diese erzeugt einen Ringraum, der durch die Verpressung aufgefüllt wird. Dazu wird während der Rammung Mörtelbeton durch das Pfahlrohr zum Pfahlfuß gefördert und bei der Fußplatte in den Boden verpreßt. Somit erfolgt die Betonverpressung gleichzeitig mit der Pfahlrammung und ist bei Erreichen der Endtiefe des Pfahles abgeschlossen.

Zur Mantelverpressung wird pumpfähiger Betonmörtel mit einer Körnung 0 bis 4 mm verwendet. Die Verpressung erfolgt über eine Betonpumpe.

Freigelegte Pfähle zeigen einen durchgehenden Betonmantel, wobei der Querschnitt wesentlich vom Durchmesser der Fußplatte abhängt.

Durch die Mantelverpressung ist vor allem in Kiesen und Sanden eine erhebliche Steigerung der Gebrauchslast der Pfähle möglich, weil in grobkörnigen Böden zwischen Verpreßmantel und Boden eine wesentlich höhere Mantelreibung herrscht, als zwischen dem Pfahlrohr des unverpreßten Pfahles und dem Boden.

Bei Schluffen und Tonen ist die Erhöhung der Pfahltragfähigkeit infolge der Mantelverpressung nur durch die Vergrößerung des Pfahldurchmessers gegeben.

Pfahlkopfausbildung

Am Pfahlkopf wird üblicherweise eine Druckverteilungsplatte versetzt die zur Übertragung der Pfahlkräfte vom Bauwerk in den Pfahl dient. Bei entsprechend kleinen Pfahlkräften reicht auch eine Anschlußbewehrung aus.

Zugpfähle

Bei Zugpfählen wird im Pfahlrohr eine Zugbewehrung eingebaut, die in der aufgehenden Konstruktion verankert wird und alle Muffen des Pfahles überbrückt.

3. ANWENDUNGSBEREICHE

An einigen Beispielen möchte ich Ihnen die Anwendungsbereiche für Duktilpfähle und die Vorteile dieses Pfahlsystems aufzeigen.

Die häufigsten Anwendungsbereiche sind im Hochbau und Industriebau.

3.1. Hochbau

Im Hochbau, insbesondere im Verbau von Baulücken sind kleine, einfache und wendige Geräte von Vorteil, weil dafür keine aufwendigen Vorarbeiten notwendig sind.

Damit können auch Pfahlgründungen innerhalb von Baugruben hergestellt werden.

Für die Herstellung von Duktilpfählen werden hydraulische Schnellschlaghämmer verwendet, die eine verhältnismäßig geringe Einzelschlagenergie aufweisen. Dies ermöglicht eine schonende und nahezu erschütterungsfreie Einbringung der Pfähle in den Baugrund. Dadurch können die Pfähle mit einem sehr geringen Abstand zur angrenzenden Bebauung ohne Beeinträchtigung der bestehenden Bauwerke hergestellt werden.

Durch die verhältnismäßig geringen Pfahllasten kann die Fundierung sehr genau und wirtschaftlich an die Gebäudelasten angepaßt werden.

Die Pfahlherstellung ist eine recht saubere Sache, sodaß keine wesentlichen Nacharbeiten notwendig sind.

Aufgrund der relativ geringen Pfahllasten sind Fundierungen für Wohngebäude bis ca. 5 Geschoße besonders wirtschaftlich. Darunter fallen auch Gebäude wie Schulen oder Kindergärten. Auch bei verdichtetem Flachbau und Reihenhaussiedlungen ist der Einsatz von Duktülpfählen sehr wirtschaftlich, weil bei geringen Gebäudelasten viele konstruktive Pfähle und Pfähle aufgrund der Geometrie der Gebäude notwendig sind. Hier haben Pfahlgründungen mit hohen Pfahllasten nichts verloren.

Für die Errichtung des Hamburger Bahnhofes in Berlin war ursprünglich eine Pfahlgründung mit GEWI-Pfählen vorgesehen, weil man aufgrund der vorherigen Bebauung Hindernisse erwartet hatte. Die alten Bauwerke waren teilweise auf Schwellenrosten aus Holz fundiert. Da diese Rammhindernisse nur oberhalb des Grundwassers und in einer mit Aushubbagger erreichbaren Tiefe zu erwarten waren, wurde als Alternative die kostengünstigere Pfahlgründung mit Duktülpfählen ausgeführt. Tatsächlich wurden nur bei zwei Einzelfundamenten Rammhindernisse angetroffen, die örtlich ausgeräumt und durch rammbares Schüttmaterial ersetzt wurden.

3.2. Industriebau

Ein weiterer Schwerpunkt ist der Industriebau. Hier stehen rasche Abwicklung der Pfahlgründung und die Minimierung der Fundierungskosten im Vordergrund.

Bei dem Druckzentrum in Müllendorf bei Eisenstadt war die Vorgabe, dass Setzungsdifferenzen nach Aufstellung der Druckmaschinen kleiner sind, als 2,5 mm. Dadurch mußte die gesamte Bodenplatte auf Pfählen gegründet

werden. Die zulässigen Gebrauchslasten wurden zur Eingrenzung der Setzungen gegenüber den aus Probelastungen ermittelten Lasten um 30% abgemindert. Aufgrund dieser Gründungskonstruktion mußten innerhalb von 5 Wochen 25000 lfm Pfahl hergestellt werden, wobei die Pfahlarbeiten Hand in Hand mit der Herstellung der Fertigteilkonstruktion erfolgten.

Die Arbeiten konnten unter Einsatz von 5 Geräten termingerecht abgeschlossen werden. Die gemessenen Setzungsdifferenzen betrugen auf der insgesamt 12000 m² großen Fläche 1 mm.

Dies wurde vom Bauherrn als derartiger Erfolg anerkannt, dass 3 Jahre später der zweite und dritte Bauabschnitt in gleicher Weise hergestellt wurde.

Ein anderes Beispiel ist die Herstellung von mantelverpreßten Schrägpfählen für eine Tennishalle, deren Traktkonstruktion aus Holzleimbindern als Zweigelenkbogen ausgeführt wurde. Die Herstellung von Schrägpfählen mit großer Neigung bedeutet aufgrund der eingesetzten Geräte praktisch keinen Zusatzaufwand.

Bei Fundierungen von Freileitungen sind geringe Umstellungskosten und geringe Kosten für Schüttungen und Baustraßen für die Auswahl des Gründungsverfahrens ausschlaggebend. Hier hat der Duktilpfahl entscheidende Vorteile.

Dies gilt auch für Funkmasten für Mobiltelefonnetze. Für solche Masten werden in der Regel 8 Pfähle benötigt. Diese Fundierung ist in einem Tag fertiggestellt.

Die Herstellung von Silos hat in der Regel in bestehenden Industrieanlagen mit geringstmöglicher Beeinträchtigung während des laufenden Betriebes zu erfolgen. Dies ist durch die wendigen Rammgeräte möglich.

3.3. Rohrleitungsbau

Im Rohrleitungsbau hat sich das System duktiler Gußkanal auf Duktilpfahl durchgesetzt. Dabei bildet die Rohrleitung einen selbsttragenden Gerberträger, wobei jedes Rohr auf einer Seite in der Muffe des nächsten Rohres und auf der anderen Seite auf einem Pfahl aufliegt.

Zunächst werden vom bestehenden Gelände aus im Abstand von 5,0 m Duktilpfähle gerammt. Anschließend wird die Künette gegraben, der Überstand des Pfahles abgetrennt und das Pfahlrohr verlegt. Bei diesem Herstellungsverfahren können mit einer Geräteeinheit ca. 150 bis 200 lfm Kanal je Tag hergestellt werden, wobei Pfahlherstellung und Kanalverlegung unabhängig voneinander arbeiten können.

3.4. Auftriebssicherung von Becken

Ein weiteres Thema für die Gründung mit Duktilpfählen ist vor allem im Siedlungswasserbau die Auftriebssicherung von Becken insbesondere bei Kläranlagen. Hier sind eine große Zahl von Pfählen mit geringer Pfahllast für die Konstruktion der Becken von Vorteil. Da mantelverpreßte Duktilpfähle kostengünstiger sind als beispielsweise Kleinbohrpfähle, zählt dies zu den wirtschaftlichsten Lösungen für Auftriebssicherungen in rambaren Böden. Die Zugkräfte werden mit innenliegender Bewehrung abgetragen.

3.5. Brückenbau

Auch kleine Brücken brauchen ein sicheres Fundament. Bei einer Radwegbrücke in Niederösterreich wurde der Fundamentaushub und die Pfahlherstellung mit ein und demselben Gerät durchgeführt.

Bei einer anderen Radwegbrücke in Wien wurden die Pfähle gleichzeitig als Stützen verwendet.

Besondere Wendigkeit der Geräte ist bei Fundierungen für Hilfsbrücken unter laufendem Eisenbahnbetrieb notwendig. Dabei werden 4 Pfähle auf jeder Seite jeweils neben dem Gleis hergestellt und anschließend der Fundamentbalken für die Hilfsbrücke betoniert.

Da die Pfallasten nur in axialer Richtung abgetragen werden können, werden Momente über Pfahlböcke und Horizontalkräfte über schräg geneigte Pfähle abgetragen.

Beim Neubau der Sandkrugbrücke in Berlin war die Fundierung auf Ortbetonpfählen $\varnothing$ 50 cm vorgesehen. Da Schrägpfähle zur Abtragung der Horizontalkräfte bis zu einer Neigung von 4:1 zur Lotrechten vorgesehen waren, wären für die Aufstellung der Geräte große Erdbewegungen und Schüttungen auch im Flußbereich notwendig gewesen. Dadurch war die Gründungsvariante mit mantelverpreßten Duktilpfähle kostengünstiger.

Bei großen Autobahnbrücken ist der Einsatz von Duktilpfählen zwar nicht typisch, bei der Brücke KS 7 der Pyhrn-Autobahn A9 in Selzthal war der Einsatz aber aus zwei Gründen berechtigt. Im Selzthaler Moor sind auch normale Straßen auf sogenannten Talbrücken fundiert, weil der Untergrund den herkömmlichen Straßenaufbau ohne große Verformungen nicht tragen kann. Daher sind hier auch Baustraßen für schwere Pfahlgeräte sehr kostenintensiv. Außerdem müssen im Selzthaler Moor Pfahllängen von 35,0 m und mehr hergestellt werden um die tragfähige Grundmoräne zu erreichen.

Hier liegt der entscheidende Vorteil für Duktilpfähle, weil Bohrpfähle nur mit Suspensionsstützung und Zusatzmaßnahmen für das Betonieren hergestellt werden können und konventionelle Fertigteilrammpfähle dieser Länge nur mit sehr schweren Rammen ausgeführt werden können. Zur Abtragung der Horizontalkräfte wurden hier schräg geneigte Zugpfähle ausgeführt. Dazu wurde aufgrund der Pfahllänge als innenliegende Zugbewehrung GEWI-Stäbe eingebaut.

Insgesamt wurden für diese Brückenfundierung 25000 lfm Pfahl hergestellt.

Den Lotrechten Pfählen wurde eine Gebrauchslast von je 1000 kN zugeordnet, die schrägen Zugpfähle wurden für je 400 kN Gebrauchslast ausgelegt. Diese Ansätze wurden durch Probelastungen bestätigt.

3.6. Verkehrswegebau

Ein weiterer Anwendungsbereich ist die Untergrundverstärkung beim Neubau und beim Ausbau bestehender Eisenbahnlinien.

Beim Ausbau der Bahnlinie Helmstedt – Magdeburg – Berlin wurden im Bereich Werder – Brandenburg insgesamt ca. 3,5 km Bahnstrecke auf einer geokunststoffbewehrten Dammkonstruktion auf duktilen Pfählen hergestellt. Dafür wurde der bestehende Damm zunächst abgetragen. Anschließend wurden mantelverpreßte Duktilpfähle im Raster von 1,9 m x 2,25 m hergestellt.

Bei diesem Bauabschnitt mußten Weichschichten mit einer Mächtigkeit von teilweise mehr als 20,0 m Tiefe durchörtert werden. Bei großen Pfahllängen hat der Duktilpfahl entscheidende Vorteile gegenüber den sonst vielfach ausgeführten Bodenverbesserungen mit vermörtelten Schottersäulen.

Nach Fertigstellung der Pfähle wurden Pfahlkopfplatten aus Stahlbetonfertigteilen verlegt und darauf die geogitterbewehrte Dammkonstruktion aufgebaut. Die Qualitätssicherung dieser Konstruktion beinhaltet auch ein ausgedehntes Langzeitmeßprogramm, welches von der LGA-Nürnberg betreut wird.

4. RESUME

Abschließend kann festgehalten werden, dass der Duktilpfahl heute ein fester Bestandteil des Pfahlmarktes in Österreich ist. Der Erfolg dieses Pfahlsystems ist nicht nur durch die großen Baustellen gegeben, die auch bei einer Vortragsreihe präsentiert werden können, sondern vielmehr durch die Vielzahl der kleinen und mittleren Baustellen, die rasch und kostengünstig abgewickelt werden, ohne das übrige Baugeschehen auf der Baustelle sehr zu beeinflussen. Nach der Einführungs- und Entwicklungsphase dieses Pfahlsystems wurden in Österreich in den letzten Jahren ca. 80.000 m bis 100.000 m Pfahl pro Jahr hergestellt. Damit ist der erfolgreiche Einsatz dieses Pfahlsystems in der Baupraxis bestätigt.

Literatur

DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK:

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (Berlin 1999)
Z 34.25 - 200

HETTLER M.: Der Duktilpfahl
 Bauingenieur 65 (1990)

HOFSTETTER G., LEHAR H.

Universität Innsbruck, Institut für Festigkeitslehre
Bemessung von pfahlgelagerten Rohrsystemen der
Tiroler Röhren- und Metallwerke (März 1997)

LGA-Nürnberg: Prüfungsberichte zur meßtechnischen Überwachung
 Bv. DBAG „ABS Helmstedt-Magdeburg-Berlin“
 Streckenabschnitt Werder-Brandenburg
 km 37,060 bis km 59,419 (1994)
 Dauerschwingversuche an duktilen Gußpfählen
 Prüfungsbericht MK2501799 (1995)

MA 39 Versuchs- u. Forschungsanstalt der Stadt Wien:

Untersuchung hinsichtlich des Tragverhaltens von
duktilen Pfählen
MA 39 – M374-376/88 (April 1989)

PELZL M.: Duktile Gußeisenpfähle
 Zeitschrift der Firma Mayreder Österreich 7 (1988)

NEUARTIGER VERPRESSPFAHL SYSTEM SOIL-JET-GEWI

Dr.-Ing. Klaus Weber

1 EINLEITUNG

Im vorliegenden Beitrag wird eine Neuentwicklung im Bereich der Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser vorgestellt. Es handelt sich dabei um das Pfahlsystem Soil-Jet-Gewi, das von Insond Spezialtiefbau GmbH / Ed. Züblin AG entwickelt wurde. Der Soil-Jet-Gewipfahl ist seit einigen Jahren bei diversen Bauvorhaben sehr erfolgreich im Einsatz.

Wesentliches Merkmal beim Soil-Jet-Gewipfahl ist die Vermörtelung des seitlich anstehenden Bodens mit Zementsuspension über eine Hochdruckdüse während der Herstellung der Bohrung. Verpreßpfähle System Soil-Jet-Gewi haben aufgrund dieser Herstellungstechnik eine sehr hohe äußere Tragfähigkeit. Ein weiteres entscheidendes Prinzip des Soil-Jet-Gewipfahles ist die suspensionsgestützte Bohrung, in die ein Gewistahltragglied eingestellt wird.

Nachfolgend werden das Konstruktionsprinzip und die Herstellung des Soil-Jet-Gewipfahles detailliert beschrieben. Mit der Darstellung eines Probepfahls schließt der Beitrag ab.

2 KONSTRUKTIONSPRINZIP

Der Verbundpfahl System Soil-Jet-Gewi besteht aus einem zentrisch angeordneten Gewistahltragglied und dem Zentralbereich des Pfahles, der aus hochwertigem Zementstein besteht. Der um den Zementstein anstehende Boden wird während der Pfahlherstellung mittels Zementsuspension verbessert. Die Zementsuspension wird über eine horizontale Düse unter Hochdruck eingebracht.

Dieses Konstruktionsprinzip eines Soil-Jet-Gewipfahles ist schematisch in Bild 1 dargestellt.

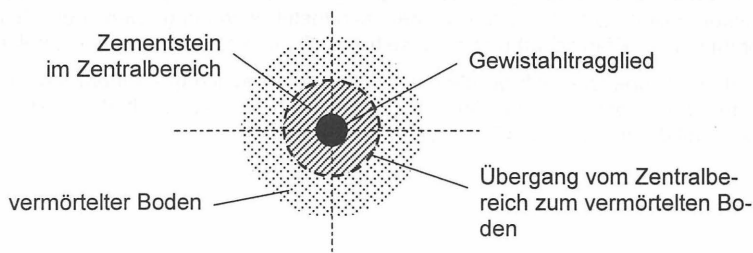


Bild 1: Konstruktionsprinzip eines Soil-Jet-Gewipfahles

Die Skizze zeigt den Soil-Jet-Gewipfahl im Querschnitt mit dem Gewistahltragglied im Zentralbereich und den seitlich anstehenden, vermörtelten Bodenbereich, der keine definierte Geometrie hat. Sowohl die Größe und die Ausdehnung des vermörtelten Bodenbereiches, wie auch Festigkeit und Homogenität des vermörtelten Bodens sind verfahrensbedingt nicht eindeutig definiert. Sie sind teilweise abhängig den gewählten Herstellungsparametern und vor allem durch die anstehende Geologie beeinflusst.

3 HERSTELLUNGSBESCHREIBUNG

3.1 Allgemeines

Soil-Jet-Gewipfähle sind als Verpreßpfähle beziehungsweise als Verbundpfähle mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128, (April 1983) zu klassifizieren. Als Tragelemente werden beim Soil-Jet-Gewipfahl die allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Gewistahltragglieder eingebaut. Die typisierten Verankerungselemente, Muffenverbindungen, erforderliche Zementsteinüberdeckungen und notwendige Abstandshalter sowie alle weiteren Vorgaben der allgemeinen, bauaufsichtlichen Gewipfahlzulassung gelten beim Soil-Jet-Gewipfahl entsprechend.

Die Herstellung eines Soil-Jet-Gewipfahles lässt sich in drei Arbeitsphasen gliedern:

1. Herstellung der Bohrung mit gleichzeitiger Vermörtelung des Bodens
2. Verpressen der Bohrung mit Zementsuspension im Kontraktorverfahren
3. Einbau des Gewistahltraggliedes

Diese drei Arbeitsschritte werden nachfolgend ausführlich beschrieben.

3.2 Herstellung der Bohrung mit gleichzeitiger Vermörtelung des Bodens

Bild 2 zeigt ein Bohrgerät mit durchgehendem Bohrgestänge auf dem Arbeitsplanum. Für die Herstellung des Pfahlmantels ist eine Mindestüberdeckung von etwa 1,0 m notwendig. Diese Mindestüberdeckung ist aufgrund der hohen Düsenstrahldrücke erforderlich, wobei das Maß der Mindestüberdeckung von der Qualität des anstehenden Baugrundes abhängig ist. Bei zu geringem Überdeckungsmaß bricht der Boden unkontrolliert auf. Im Bereich der Mindestüberdeckung wird der Soil-Jet-Gewipfahl nur mit Pfahlschaft und ohne seitlicher Bodenverbesserung ausgebildet.

Es kommen übliche Drehbohrgeräte mit Lafette und - bevorzugt - einem Monoblockgestänge zum Einsatz, um das Abteufen der Bohrung bis auf Endtiefe in einem Arbeitsgang mit durchgehendem Bohrstrang zu ermöglichen.

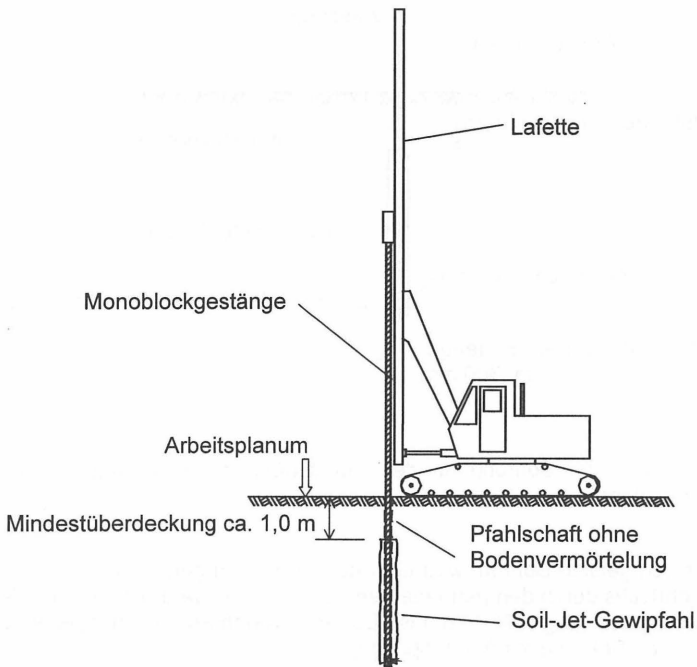


Bild 2: Lafettebohrgerät auf Arbeitsplanum mit Monoblockbohrgestänge

Bei der Herstellung der Bohrung für den Soil-Jet-Gewipfahl ist auch ein Bohren mit aufgesetztem Gestänge möglich. Das angewandte Bohrtechnik ist allerdings entscheidend von der anstehenden Geologie abhängig und muss individuell angepasst werden.

Der eigentliche Vorgang der Pfahlherstellung ist in Bild 3 dargestellt. Mit dem Bohrgerät wird eine suspensionsgestützte Bohrung abgeteuft, bei der der Boden mit einem Flügelmeißel (z. Bsp. $\varnothing$ 127 mm) oder einem Stufenmeißel (z. Bsp. $\varnothing$ 150 mm) mechanisch gelöst wird. Der Bohrvorgang wird durch eine Spülsuspension unterstützt, die über eine in der Bohrkronen befestigte und nach unten gerichtete Düse mit Druck eingebracht wird. Als Bohrgestänge wird ein klassisches Hohlbohrgestänge mit beispielsweise 88,9 mm oder 114 mm Außendurchmesser verwendet.

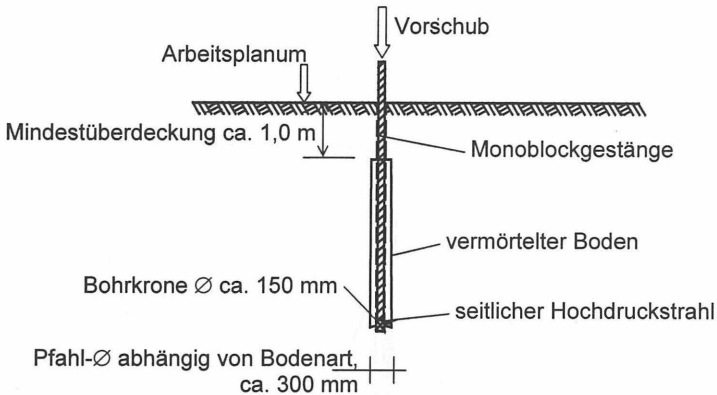


Bild 3: Herstellung der Bohrung für den Soil-Jet-Gewipfahl mit seitlicher Bodenvermörtelung

Das mechanisch gelöste Bohrgut wird über den Spülstrom gefördert, wobei die Stabilität des Bohrlochs durch den permanenten Suspensionsüberdruck und die Verrohrung zu jedem Zeitpunkt gewährleistet ist. Das Bohrverfahren entspricht einer klassischen, verrohrten Bohrung mit Außenspülung.

Parallel zum Bohrvorgang wird der an der Bohrkrone seitlich anstehende Boden mit Zementsuspension vermischt. Bei der in der nächsten Arbeitsphase beschriebenen Verfüllung der Bohrung mit Zementsuspension (Kapitel 3.4) ist ein kleiner Wasser/Zementwert von mindestens 0,7 erforderlich, so dass vor allem aus baubetrieblichen Gründen für die seitliche Bodenbearbeitung ebenfalls eine Suspension mit $w/z = 0,7$ verwendet wird. Die Vermischung des Bodens mit der Zementsuspension erfolgt über eine nach außen gerichtete Hochdruckdüse, die im Bohrmeißel eingeschraubt ist und die mit einem Pumpendruck von 200 bis 300 bar beaufschlagt wird. Dabei findet, vergleichbar mit dem Düsenstrahlverfahren, eine intensive Vermörtelung des Bodens statt. Der rotierende Düsenstrahl löst während dem Abteufen der Bohrung den Boden und vermischt ihn mit Zementsuspension.

Der Durchmesser des verbesserten Bodenbereiches ist bei der Soil-Jet-Gewipfahlherstellung nicht eindeutig definiert und vor allem von der anstehenden Geologie, aber auch von den gewählten Herstellungsparametern abhängig. Bei sehr lockerem Boden hat der Injektionsstrahl eine größere Eindringtiefe als bei sehr dicht gelagertem, festem Boden. Innerhalb einer Bodenart ist der Bereich der Bodenverbesserung jedoch etwa gleich groß.

Gleiches gilt für die Festigkeit des vermörtelten Bodens und für die Homogenität dieses Bodens. Beide sind abhängig vom anstehenden Boden und der aufgenommenen Zementmenge.

Der Pfahlbereich, bei dem der seitlich anstehende Boden vermörtelt wurde, entspricht der Krafteintragungsstrecke des Soil-Jet-Gewipfahles. Sie hat eine Mindestlänge von 3,0 m.

Bei der Herstellung des Soil-Jet-Gewipfahles wird über die Hochdruckbodenvermörtelung ein intensive Verzahnung zwischen vermörteltem Boden und umgebendem Baugrund erreicht. Dadurch ist eine sehr gute Lastabtragung der Pfahlkräfte in den Boden gewährleistet.

3.3 Verpressen der Bohrung

Nach Erreichen der Pfahldtiefe wird das Bohrgestänge wieder vollständig gezogen. Dabei wird der durch den Bohrmeißel gelöste Hohlraum, der als Zentralbereich bezeichnet wird, mit Zementsuspension unter einem Pumpendruck von etwa 50 bar zusätzlich verpresst. Der eingebaute Zementmörtel hat einen Wasser-Zementwert der Frischsuspension von maximal $w/z = 0,7$.

Ein gleichbleibender Rücklauf am Bohrlochmund gewährleistet eine stetige und vollständige Verfüllung des Hohlraumes mit Suspension. Dieser Vorgang, der in Bild 4 dargestellt ist, wird im Kontraktorverfahren durchgeführt, wobei auch hier durch den permanenten Suspensionsüberdruck die Bohrung stabil bleibt. Der Durchmesser des mit reiner Zementsuspension gefüllten Zentralbereiches wird mit dieser Herstellungstechnik etwas größer als der Durchmesser des mit dem Bohrmeißel gelösten Hohlraumes.

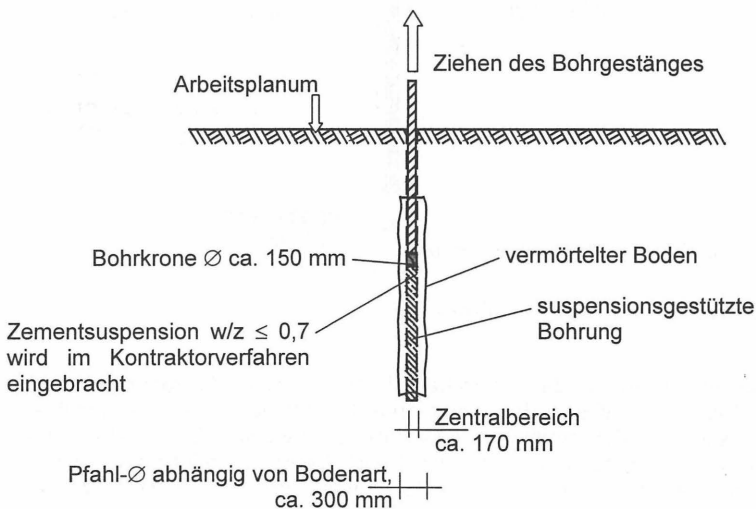


Bild 4: Verfüllen und Verpressen der Bohrung

Beim Kontraktorverfahren wird durch den Überdruck im Ringbereich der Bohrung, also im Übergang zwischen Zentralbereich und vermörteltem Boden Wasser aus der Suspension ausgepresst. Dies führt zu einer Zementkonzentration und damit zu einer Verfestigung im Übergangsbereich zum verbesserten Boden. Die Verfestigung im Bereich der Bohrlochwandung wirkt als Ringgewölbe um das Bohrloch und sichert damit maßgeblich die suspensionsgestützte Bohrung.

Der seitlich anstehende, über die Hochdruckdüse bereits behandelte Boden bleibt bei dieser Arbeitstechnik weitgehend ungestört.

3.4 Einbau des Gewistabes

Nach dem Ausbau des Gestänges und der parallel durchgeführten Verfüllung des Hohlraums unter Druck im Kontraktorverfahren wird mit Hilfe eines Hebeegerätes das Gewistahltragglied in die standsichere, suspensionsgestützte Bohrung eingebaut. In Bild 5 ist dieser Arbeitsschritt dargestellt.

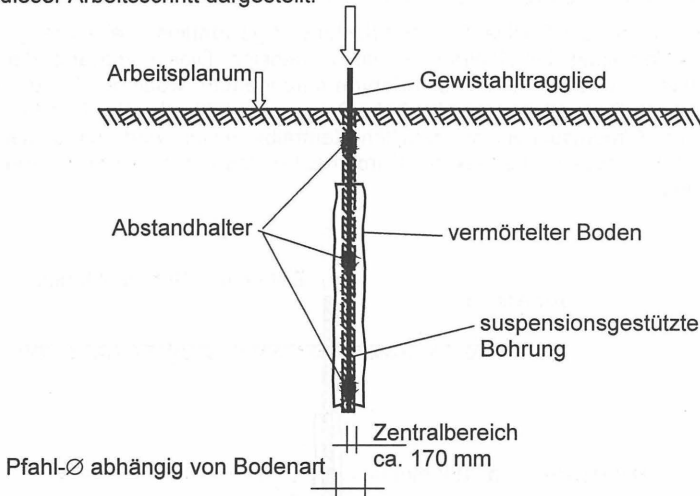


Bild 5: Einbau des Gewistahltraggliedes

Am Gewistab werden vor dessen Einbau die erforderlichen Abstandshalter und notwendige Ripprohre befestigt. Bei temporärem Einsatz der Soil-Jet-Gewipfähle kommen Gewistäbe mit Standardkorrosionsschutz zum Einsatz. Sind die Pfähle für dauerhaften Einsatz vorgesehen, können wahlweise Gewistäbe mit Standardkorrosionsschutz oder werkmäßig aufgebrachtem doppeltem Korrosionsschutz verwendet werden.

Der Einbau des Gewistahltraggliedes erfolgt mit Hilfe einer Muffenverschraubung am Kopf des Gewistabes, die nach Erreichen der Zieltiefe wieder gelöst wird. Bei

Verpreßpfählen, wie sie beispielsweise bei Baugruben und Bauwerken zur Auftriebs-sicherung erforderlich sind, liegen die Pfahlköpfe teilweise weit unterhalb des Ar-beitsplanums. In diesem Fall wird das Stahltragglied über eine Muffenverschraubung mit angeschweißtem Verlängerungsgestänge eingebaut.

4 PROBEFPAHL

Verpreßpfähle System Soil-Jet-Gewi wurden bisher bevorzugt in nicht bindigen Bö-den und hier insbesondere in Sanden hergestellt. In groben, enggestuften Kiesböden ist die Standsicherheit der suspensionsgestützte Bohrung nicht immer gewährleistet, so dass das Stahltragglied nur schwer oder nicht eingebaut werden kann.

Vereinzelte Anwendungen des Pfahles in bindigen Böden haben auch die prinzipielle Eignung des Pfahlsystems in bindigen Böden bestätigt.

Der in Bild 6 im Querschnitt dargestellte Soil-Jet-Gewipfahl wurde im Berliner Sand hergestellt.

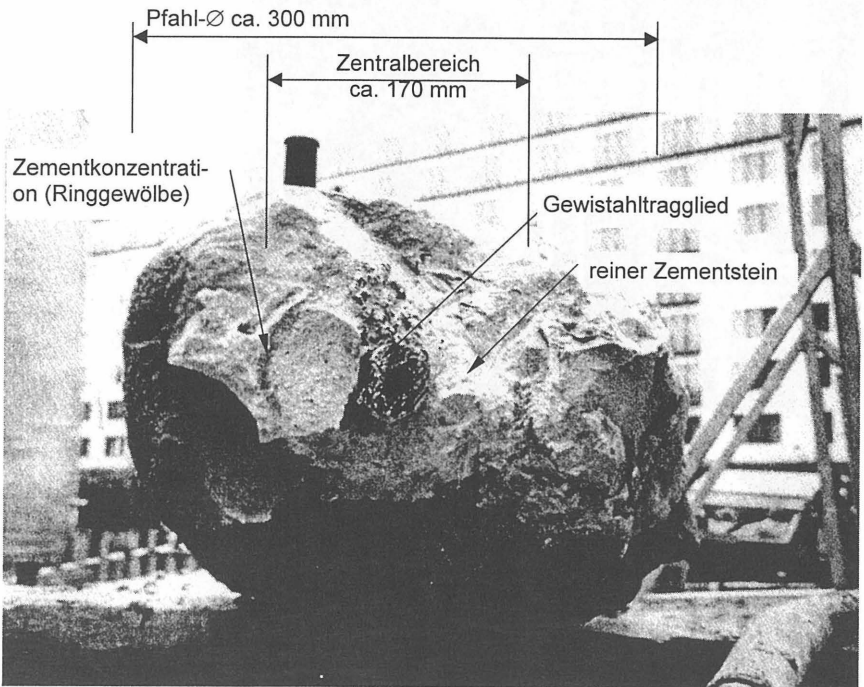


Bild 6: Soil-Jet-Gewipfahl im Querschnitt

Die Pfahlbohrung wurde mit einem Flügelmeißel mit $\varnothing 150$ mm hergestellt und das sich durch die Zementkonzentration ausbildende Ringgewölbe hatte einen Durchmesser von ca. 170 mm. Der Außendurchmesser des Pfahles betrug etwa 300 mm.

Es ist im Querschnitt des Probepfahles sehr gut die zentrische Lage des Gestahltraggliedes zu erkennen. Die gemäß DIN 4128 als Korrosionsschutz des Traggliedes erforderliche Zementmörtelüberdeckung konnte sicher nachgewiesen werden.

Zur Prüfung der äußeren Pfahltragfähigkeit werden Pfahlprobebelastungen auf der Grundlage der DIN 4128 (Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser, April 1983) durchgeführt.

Die Last-Verschiebungskurven von Probebelastungen an Soil-Jet-Gewipfählen zeigen ein vergleichbares Tragverhalten des Soil-Jet-Gewipfahles gegenüber konventionell hergestellten Verpreßpfählen. Der Soil-Jet-Gewipfahl entwickelt seine Tragfähigkeit im Sinne der DIN 4128.

Das abschließende Bild 6 zeigt den Soil-Jet-Gewipfahl in der Ansicht.



Bild 7: Soil-Jet-Gewipfahl im Berliner Sand

5 ZUSAMMENFASSUNG

Das von Insond Spezialtiefbau GmbH / Ed. Züblin AG entwickelt Verpreßpfahlsystem Soil-Jet-Gewi ist seit einigen Jahren bei diversen Bauvorhaben sehr erfolgreich im Einsatz.

Das wesentliche Merkmal beim Soil-Jet-Gewipfahl besteht in der Verbesserung des seitlich am Verpreßpfahl anstehenden Bodens. Der Boden wird während der Herstellung der Pfahlbohrung durch einen Hochdruckdüsenstrahl gelöst und mit einer Zementsuspension vermischt. Nach Herstellung der Bohrung wird beim Ziehen des Bohrgestänges der verbleibende Hohlraum mit Zementsuspension im Kontraktorverfahren aufgefüllt. In die auf diese Art und Weise hergestellte, suspensionsgestützte Bohrung wird schließlich das Gewi-Stahltragglied eingebaut.

Der Soil-Jet-Gewipfahl wurde in der Vergangenheit vor allem in nicht bindigem Boden und bevorzugt in Sanden hergestellt. Er ist sehr flexibel einsetzbar, sicher und wirtschaftlich.

Pfahlprobelastungen von Verpreßpfählen System Soil-Jet-Gewi zeigen ein sehr gutes Trag- und Verformungsverhalten. Durch die intensive Vermörtelung des seitlich anstehenden Bodens mit Zementsuspension wird eine sehr hohe äußere Tragfähigkeit erreicht.

Fanden Sie das Pfahl Symposium 2001 interessant?

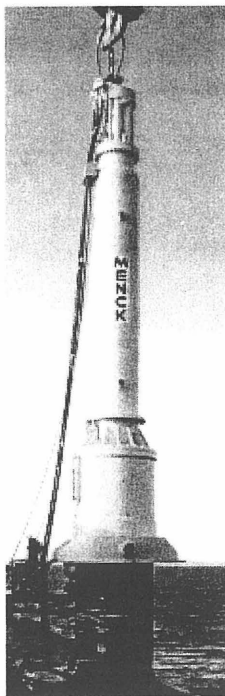
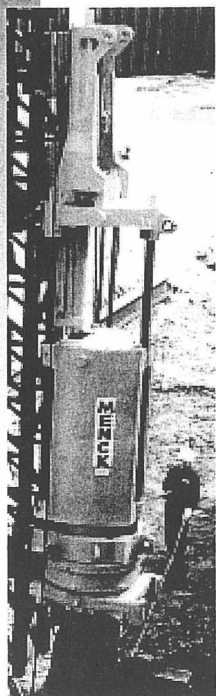
MENCK Kunden profitieren von mehr als 130 Jahren Erfahrung im On- und Offshore Business. Diese Erfahrung erklärt, warum nationale und internationale Bauunternehmen weltweit MENCK Hämmer einsetzen.

100% Kundenzufriedenheit, Sicherheit, Qualität und vor allem Beratung stehen deshalb bei allen unseren Projekten an erster Stelle. Rufen Sie uns an!

MHF & MHU

MENCK Hydraulik Freifall Hammer

MENCK Hydraulik Unterwasser Hammer



MENCK GmbH

Sauerbruchstrasse 11

25479 Ellerau

Deutschland

Telefon weltweit:

+ 49 (0) 1805 GET MENCK

oder

+ 49 (0) 4106 70020

Fax.:

+ 49 (0) 4106 74812

E-Mail:

info@menck.com

Oder besuchen Sie uns im Internet:

www.menck.com

MENCK

EINSATZ VON GROSSEN RAMMHÄMMERN FÜR GRÜNDUNGEN VON BRÜCKEN UND WINDENERGIEANLAGEN

**Dr. Bernhard Bruggaier
Pieter van Luipen**

1 EINLEITUNG

Die MENCK GmbH in Ellerau (Schleswig-Holstein) beschäftigt sich seit über 130 Jahren mit der Entwicklung von kleinen und großen Rammhämmern. Neben kleinen Freifall-Rammgeräten mit einem Gesamtgewicht von 6,5 t bis 30 t und maximalen Energien von 40 kNm bis 220 kNm werden große Rammgeräte mit einem Gesamtgewicht von 40 t und einer Schlagenergie von 200 kNm bis hin zu sehr großen Geräten mit 500 t Gesamtgewicht und 3000 kNm Schlagenergie gebaut und eingesetzt. Diese großen Geräte arbeiten mit beschleunigten Fallkörpern. Sie nutzen neben der Gravitationsbeschleunigung zusätzlich hydraulische Kraft zur Erzeugung der Schlagenergie.

Große Rammgeräte wurden vorwiegend für die Offshore-Öl- und Gasindustrie entwickelt und gebaut. Dort werden sie zur Gründung von Produktionsplattformen, sogenannten Jackets, oder für die Verankerung von schwimmenden Produktionsinseln, sogenannten Floatern, eingesetzt. Abschnitt 3 dieses Artikels zeigt verschiedene Anwendungen.

In jüngerer Vergangenheit werden große Rammgeräte jedoch zunehmend auch für Anwendungen außerhalb des Öl- und Gassektors eingesetzt. Dabei übersteigt die Pfahlgröße bei diesen Anwendungen die aus der Offshore-Öl- und Gas-Industrie bekannten teilweise erheblich.

Nach einer kurzen Einführung in die Technik des großen MENCK Rammhammers beschreibt dieser Artikel Gründe für diesen Wandel und stellt exemplarisch einige Beispiele dar.

2 KONSTRUKTIONSMERKMALE DES MENCK MHU-Hammers

Der Name MHU bezeichnet den MENCK Hydraulik Unterwasser Hammer wodurch klar wird, dass das Gerät ursprünglich für maritime Anwendungen entwickelt wurde. Der MENCK MHU Hammer ist ein doppelt wirkender, tauchfähiger hydraulisch angetriebener Hammer, der seine kinetische Rammenergie sowohl durch Schwerkraft als auch durch Beschleunigung mittels hydraulischen Drucks gewinnt (siehe Bild 1).

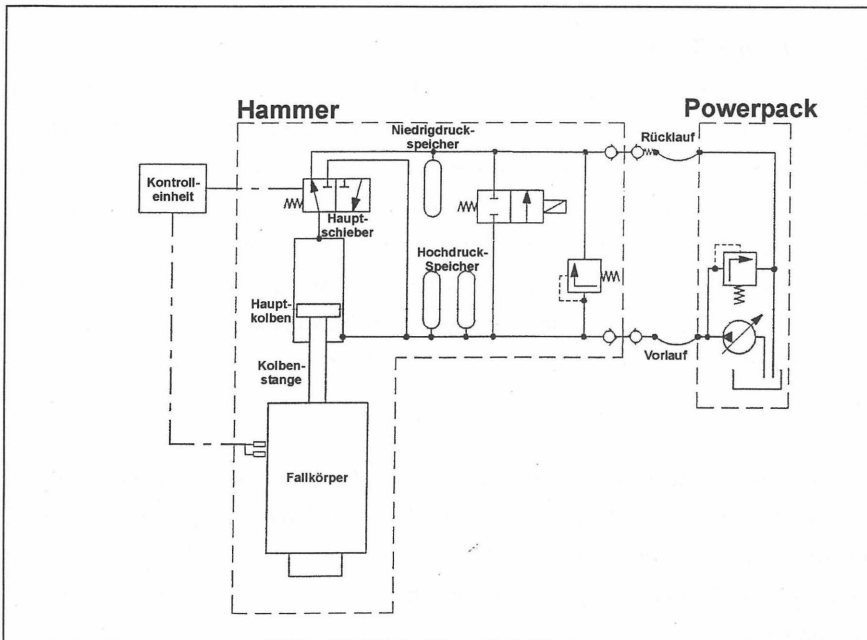


Bild 1: Hydraulik-Schema MHU

Die hydraulische Leistung wird von einem meist Diesel-Hydraulischen-Powerpack entwickelt, das dem Rammgerät das Arbeitsmedium Hydrauliköl mit ausreichenden Volumenströmen bei bis zu 230 bar mittlerem Arbeitsdruck zur Verfügung stellt. Das Hydrauliköl wird mittels Schläuchen zum Hammer geführt und beaufschlagt den Hauptkolben. Unterhalb des Hauptkolbens wirkt immer Hochdruck. Der Raum oberhalb des Kolbens wird beim Anheben des Fallgewichts mit dem Niederdruck und beim Senken des Fallgewichts mit Hochdruck beaufschlagt. Die zusätzliche Be-

schleunigung beim Fallen ergibt sich aus der auf die Differenzfläche zwischen Kolben-Ober- und Unterseite wirkenden Druckbelastung. Eine elektro-hydraulische Steuereinheit bestimmt die Stellung des Hauptschiebers, der die Ölströme entsprechend umsteuert. Hochdruckspeicher sorgen für ausreichende Ölmenge und begrenzten Druckabfall während der Abwärtsbewegung des Fallkörpers. Ein Niederdruckspeicher gleicht Druckschwankungen im Rücklauf aus.

Die Kolbenstange ist flexibel am Fallkörper befestigt (Bild 2), so dass Kolbenstange, Dichtungen und andere Teile des hydraulischen Systems vor Schlägen und Erschütterungen, die während des Rammens auftreten, geschützt werden. Der aus einem Stück bestehende Vollstahl-Fallkörper ist mit Führungsbändern versehen und wird innerhalb eines doppelwandigen Hammergehäuses geführt. Die Räume ober- und unterhalb des Fallkörpers sind über den Ringkanal im Hammergehäuse verbunden, durch den die Luft zirkuliert. Eine spezielle Stahl-Schlaghaube überträgt die Energie des Fallkörpers auf den Pfahl. Es wird kein zusätzliches Schlaghaubenfutter benötigt. Ein Gas-Stoßdämpferring ist am inneren, unteren Ende des Hammergehäuses eingesetzt und isoliert das Hammergehäuse und alle verbundenen Teile von der Stoßbelastung im Pfahl.

Während der Unterwasser-Rammung wird Luft in das Hammergehäuse und die Pfahlführung gepumpt. Eine Ausperlöffnung in der Pfahlführung unterhalb der Schlaghaube bestimmt das Wasserniveau in der Pfahlführung und damit den Differenzdruck zwischen der Luftatmosphäre im Hammergehäuse und dem umgebenden Wasser. Dadurch ist der Hammer-Innendruck immer geringfügig höher als der umgebende Wasserdruck.

Der MENCK MHU wird bei freireitender Anwendung (ohne Mäklerrführung frei auf dem zu installierenden Pfahl stehend) mit einer Pfahlführung und einer Flachboden - Schlaghaube ausgerüstet. Die Pfahlführung wird durch Einsätze an verschiedene Pfahlgrößen angepasst, die Schlaghaube deckt konstruktiv mehrere Pfahldurchmesser ab.

Die Bedienung des MENCK Hammers erfolgt von einem Steuerstand aus, der eine weitreichende Überwachung aller Hammer- und Powerpack-Funktionen ermöglicht. Von hier aus können unter anderem Ölfluss (Schlaggeschwindigkeit), Energie (Fallhöhe) und Schlagfolge (Serie oder Einzelschläge) gesteuert werden.

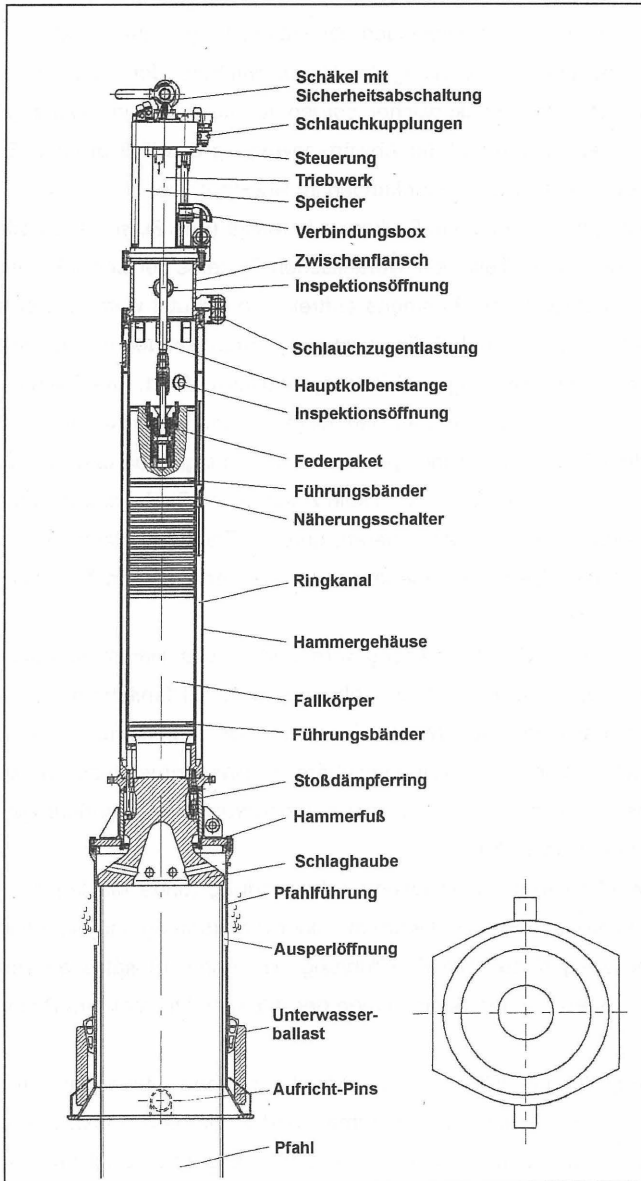


Bild 2: Übersicht MENCK MHU-Hammer Bauweise

3 OFFSHORE ANWENDUNG

Die Hauptanwendungsgebiete des MENCK MHU-Hammers liegen historisch in der Gründung von Öl- und Gasplattformen. Bild 3 zeigt ein typisches Beispiel mit freistehenden Pfählen am Fuß eines Jackets. Der Hammer steht freireitend auf dem vertikal zu rammenden Pfahl. Das hydraulische Powerpack steht an Deck des Arbeitsschiffes und versorgt den Hammer über Schläuche und Kabel mit Drucköl, Luft und elektrischen Signalen zur Steuerung des Hammers. Das multifunktionale Kabel (Umbilical) überträgt auch Installationsdaten (Öldrücke, Energie) zurück an Deck. Häufig werden Winden zur Handhabung des Leitungsverbundes benutzt.

Diese Installationsmethode ist Stand der Technik. In nahezu allen Meeren der Welt führen MENCK-Hämmer erfolgreiche Installationen bis in eine Wassertiefe von etwa 500 m durch.

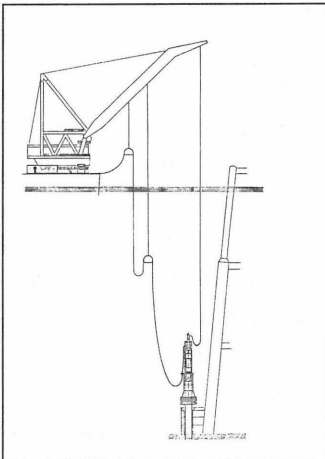


Bild 3: MHU freireitend

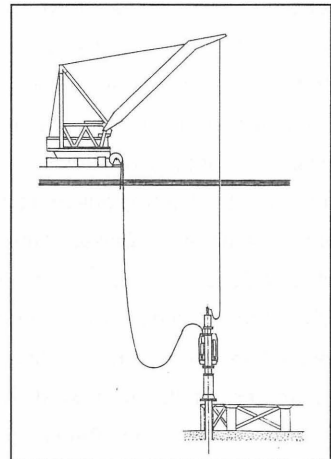


Bild 4: MHU mit UWGPP

Bild 4 beschreibt zeigt die Anwendung bei der Installation eines Floaters. Für die typischerweise großen Wassertiefen bis 2000 m entwickelte die MENCK GmbH ein einmaliges patentiertes tauchfähiges elektro-hydraulisches Powerpack, dass zusammen mit dem Hammer auf den Pfahl abgesenkt wird. Die Verbindung zwischen dem Installationsgerät und dem Schiff wird durch ein Umbilical hergestellt, dass elektrische Versorgungsleitungen für das Powerpack, Luftschläuche für den Druckausgleich und elektrische Steuerleitungen enthält. Mit diesem System hält MENCK

den Installationsrekord für Tiefwasser, der bei derzeit 1200 m Wassertiefe liegt. Diese Anwendungen sind auch in anderen Publikationen vorgestellt worden [van LUIPEN, 1987], [van LUIPEN, 1996].

4 GROSSE RAMMHÄMMER UND GROSSE PFÄHLE

Große Rammgeräte mit ihrer großen verfügbaren Schlagenergie erlauben den Planern und Konstrukteuren den Einsatz von Pfählen mit großem Durchmesser oder großer Länge und das auch bei schwierigen Bodenverhältnissen.

Große Pfähle sind gegenüber Kleineren aus zweierlei Gründen zu bevorzugen. Zum einen ergibt sich bei der Installation von großen Pfählen eine Zeitersparnis. So lassen sich mit entsprechendem Gerät Pfähle mit großem Durchmesser fast ebenso schnell installieren wie kleinere Pfähle mit kleineren Rammgeräten. Vorausgesetzt der große Pfahl hat für die vorgesehene Anwendung eine größere Tragfähigkeit als der Kleine, so werden weniger Pfähle benötigt und die Durchführung der gesamten Gründungsarbeiten erfolgt in kürzerer Zeit. Zum anderen können Pfähle mit großem Durchmesser länger sein. Dadurch ergeben sich für den Ingenieur völlig neue interessante Gründungsvarianten, die tieferliegende Schichten ansprechen und dadurch unter Umständen Kostenvorteile erzeugen können.

Der weitergehende Einsatz großer Rammgeräte in der Bauindustrie außerhalb des Öl- und Gassektors war in der Vergangenheit eher die Ausnahme. Dafür gibt es verschiedene Gründe. Die Geräte und ihre Einsatzmöglichkeiten waren den Bauingenieuren und Konstrukteuren relativ unbekannt. Die Verbreitung der Rammgeräte beschränkte sich auf die Offshore-Industrie. Die Kontakte zwischen der Offshore-Industrie und den Bauunternehmen im Landsektor waren kaum vorhanden. Die Anzahl der Geräte blieb überschaubar, da die Anschaffung großer Rammgeräte mit signifikanten Investitionen verbunden ist. Entsprechende Seilbagger oder gar Raupenkräne mit ausreichender Kapazität waren ebenfalls eher selten.

Die Verfügbarkeit von großen Rammgeräten zu attraktiven Preisen konnte durch die Investition in gut bestückte Vermietparks gesteigert werden. MENCK unterhält eine eigene Vermietflotte, die weltweit zum Einsatz kommt. Es stehen verschiedene Hämmer in unterschiedlicher Ausstattung und Größe zur Verfügung. Komplettiert wird das Angebot durch Zubehör, wie etwa Schläuche, Winden und Powerpacks. Die in vielen Offshore- und Landprojekten gewonnene Erfahrung hilft Kunden, das

Geeignetste auszuwählen und den Einsatz der Geräte optimal zu planen. MENCK übernimmt die Organisation des Transports der Rammgeräte zum Einsatzort und stellt erfahrene Richtmeister zur Verfügung, die die Geräte betreiben und warten.

Die im folgenden Kapitel dargestellten Projektbeschreibungen zeigen die Vielseitigkeit der Einsatzbedingungen und die Praktikabilität der Geräte unter komplexen Bedingungen.

5 HAFEN-, BRÜCKEN- UND WINDENERGIE- PROJEKTE

5.1 Einführung

Der Vorteil großer Stahlrohre wurde bereits früher erkannt. Beispielsweise beschreibt Hendriks [HENDRIKS, 1974] die Installation von Stahlpfählen mit einem Durchmesser von 3,0 m bis 4,8 m mit einem MENCK Offshore-Dampfhammer (25 t Fallkörpergewicht). Pfähle dieser Größenordnung blieben jedoch bis vor einigen Jahren die Ausnahme. Während im Offshore-Öl- und Gassektor Pfahldurchmesser bis 84 Zoll (2,1 m) seit längerem üblich sind, nimmt jetzt der Bedarf an großen Pfählen und die Anwendung großer Hydraulik-Hämmer auch in anderen Bereichen zu. Anwendungsgebiete sind dabei vor allem der Bau von Schiffsanlegern, Kaianlagen, Brücken und Windenergieanlagen.

Die im Offshore-Plattformbau üblichen große Arbeitsschiffe mit Kran-Hebekapazitäten von bis zu 7000 t, werden, wegen Größe, Tiefgang und nicht zuletzt hohen Kosten, für den Bau von Hafen-, Brücken- und Windenergieanlagen im allgemeinen nicht eingesetzt. In der Praxis zeigt sich jedoch, dass auch mit weniger großen Arbeitsschiffen solche Projekte durchgeführt werden können. Dabei wird überwiegend vom Wasser aus gearbeitet, wobei der Kran zum Anheben des Pfahls und anschließend des Hammers auf einer Hubinsel oder einem schwimmenden Ponton steht.

Hubinseln eignen sich als Arbeitsbasis besonders, da sie sehr sicher stehen, dennoch aber mit wenig Aufwand von einer Arbeitsposition an eine andere verschoben werden können. Hubinseln sind in großer Zahl und preiswert am Markt verfügbar. Ihre Standsicherheit erlaubt es, sie gleichzeitig zur Führung des Pfahls zu verwenden. So finden wir in der Praxis häufig seitlich an die Arbeitsplattform angesetzte Führungen, sogenannte Pile Guides.

Schwimmende Pontons sind in der Regel nicht selbstangetrieben sondern werden von einem kleinen Schleppern manövriert. Pontons sind weniger stabil und sind eventuell auftretenden Gezeiten ausgesetzt. Dadurch sind sie selten als zusätzliche Führung des Pfahls zu gebrauchen. Ihr Vorteil gegenüber der Hubinsel besteht in der größeren Mobilität und der allgemein größeren Arbeitsfläche.

Hubinseln wie Pontons haben meist einen geringen Tiefgang und erlauben daher das Arbeiten in Ufernähe oder in sehr flachen Gewässern. Beide Lösungen erfreuen sich großer Beliebtheit und können problemlos und kostengünstig eingesetzt werden.

5.2 Technische Daten der eingesetzten MENCK MHU-Hämmer

Zusammenfassung der Projektdaten

Technische Daten der MENCK MHU-Hämmer, die in den folgenden Projekten benutzt werden, sind in der nachfolgenden Tabelle 1 zusammengefasst. Die besonderen Projektbedingungen haben es teilweise notwendig werden lassen, an den Standardgeräten projektspezifische Änderungen durchzuführen. Dazu zählen die Anpassung der Pfahlführung an den Pfahldurchmesser, der Umbau auf eine andere Schlaghaube oder auch die Benutzung einer speziellen Pfahlführung mit eingebauter Pfahlklemme.

Die wichtigsten Projektdaten sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

MHU ...		200T	400T		500T			1700	1700T
Ausführung		Frei- reitend	Frei- reitend	Mäk- ler	Freireitend			Frei- reitend	Frei- reitend
					72"	2,2 m	3,2 m		
Max. Schlagenergie	kNm	220	440		550			1700	1900
Gewicht Fallkörper	t	12	24		30			94	102
Gewicht Schlaghaube	t	7	8	17	11	13	22	38	41
Gesamt Gewicht	t	38	58	78	73	80	103	290	241
Max. Pfahl Durchmesser	m	1,6	1,5	2,5	1,8	2,2	3,2	2,4	3,15
Länge inkl. Pfahlführung	m	10,6	14,2	14,3	15,5	15,6	17,4	19,1	20,0
Bemerkung: Daten für Standard Überwasserversion einschl. Schlaghaube und Pfahlführung.									

Tabelle 1: Technische Daten der verwendeten MENCK-Hammertypen

Tabelle 2: Übersicht beschriebener Projekte

Projekt Name	Hound Point Tanker Berth	New Container Terminal	Vasco de Gama Brücke	Jamuna Brücke	Test Projekt Oakland Bay Bridge	Rion Antirion Brücke	Windfarm Utgrunden
Lokation	Firth of Forth, Schottland	Port Louis, Mauritius	Lissabon	Bangladesh	Californien	Griechenland	Süd Schweden
Bauherr/ Auftraggeber	BP Expl. and Oper. Cie.		Staat Portugal	Staat Bangladesh	Caltrans	Staat Griechenland	Enron Wind
Ramm-Kontraktor	Amec Dalmeny Contractors	Colas	Volker Stevin / Ballast Nedam AG	Hyundai Heavy Industries	Manson / Dutra AG	Kinopraxia Gefyra	Hydro Soil Services
Rammfang	Febr. 1992	Nov. 1996	April 1995	16.Okt. 1995	23.Oct. 2000	11.June 2000	12.Sep. 2000
Rammende	Febr. 1993	Jan. 1998	May 1996	15.July 1996	13.Dec. 2000	Etwa 2 Jahre	23.Sep. 2000
Wassertiefe	25 m	über Wasser	4 – 10 m	Min. 5 m	9 m	45 – 65 m	Etwa 10 m
Max. Hammertiefe	über Wasser	über Wasser	über Wasser	über Wasser	über Wasser	63 m	über Wasser
Rammhammer							
Typ MHU ...	400T	200T	500T	1700T	500T / 1700	200T	500T
Anwendungsart	freireitend	Freireitend	Freireitend	freireitend	freireitend	am Mäklar	freireitend
Für Pfähle (AD)	36 – 60"	0,5 – 1,6 m	60" – 2,2 m	72" – 3,15 m	2,2 – 3,2 m/ 60 – 108"	1,5 - 2,0 m	36 – 72"
Gewicht	60 t	38 t	80 t	236	107 t / 308 t	53 t	76 t
Pfähle							
Type	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre
Anzahl	75	300	700	121	3	600	7
Neigung	Vertikal und 1:3	Vertikal	Vertikal	1:6	1x Vertikal, 2x 1:6	Vertikal	Vertikal
Außendurchmesser	1,22 m	1,02 + 0,94 m	1,7 + 2,2 m	3,15 + 2,5 m	2,44 m (96")	2,0 m	3,0 m
Länge	50 – 70 m	43 – 68 m	80 – 100 m	Bis 95 m	120 m	25 – 30 m	31 – 34 m
Eindringung	30 – 35 m	40 – 65 m	70 m	70 – 84 m	93 m	23 – 28 m	19 m
Gewicht	50 t	40 t	80 t	400 t	410 t	25 - 29 t	100 t
Bemerkungen	Vorvibriert	Vorvibriert	Vorvibriert	-	4 Sektionen 26 – 31 m	-	Adapter Gewicht 17 t
Boden	Ton, weich, Sand	Sand, locker – Basalt, verwittert	Sand, locker – sehr dicht	Sand, locker – sehr dicht	Ton, weich – hart	Sand, Ton, Steine	Sand und Gravel, dicht – sehr dicht
Projektbeschreibung	Gründungspfähle für neue Anleger. www.bp.com/scotland/ assets/hound.htm	Gründungspfähle für Container Terminal.	Gründungspfähle Brückenpfeiler.	Gründungspfähle Brückenpfeiler. www.citechco.net/imba	Tests: Bestimmung Hammer Energie, Schweißen. www.dot.ca.gov	Erdbeben Sicher- ungspfähle für 4 Pylonen. www.gefyra.gr	Gründungspfähle für 7 Windenergieanlagen www.windpowerphotos .com

5.3 Hound Point Tanker Berth

In Firth of Forth, Schottland, wurden im Rahmen des Forties Projektes von British Petroleum 75 Pfähle mit einem Durchmesser von 48 Zoll (1,22 m) für einen neuen Anleger gerammt. Ziel des Forties Projektes war es, die Engpässe im Weitertransport von Rohöl an der schottischen Küste zu beseitigen. Die Rammung erfolgte mit dem MHU 400T mit Powerpack und Bedienerkabine von einer Hubinsel mit Kran aus. Die Pfähle wurden mit einem Vibrator vorgerammt und mit dem MENCK MHU 400T sowohl in vertikaler Rammung als auch in der Neigung 1:3 auf Endeindringung geschlagen.

Trotz der Neigung der Pfähle konnte auf eine Mäklerrführung verzichtet werden. Der Einsatz des Hammers erfolgte freireitend auf dem in Neigung 1:3 vorinstallierten Pfahl. In der Pfahlführung des Hammers wurden an den Stellen, an denen der Hammer Kontakt mit dem Pfahl bekommt, halboffene Führungen angesetzt. Diese ermöglichten eine sehr gute Ausrichtung des Hammers zur Pfahlachse. Das Aufsetzen des Hammers ließ sich mit entsprechender Übung gut durchführen.

5.4 Container Terminal Mauritius

Auf Mauritius wurden Gründungspfähle für einen neuen Container-Terminal gerammt. Die Pfähle wurden mit einem Vibrator vorgerammt. Die Rammung erfolgte mit dem MHU 200T mit einem 450 l/min. Powerpack (Bild 5). Ein Raupenkran versetzte Hammer und Powerpack entsprechend zu den zu rammenden Pfählen. Der MHU 200T wurde immer vertikal abgesetzt und nur im Wartungs- oder Reparaturfall gekippt.

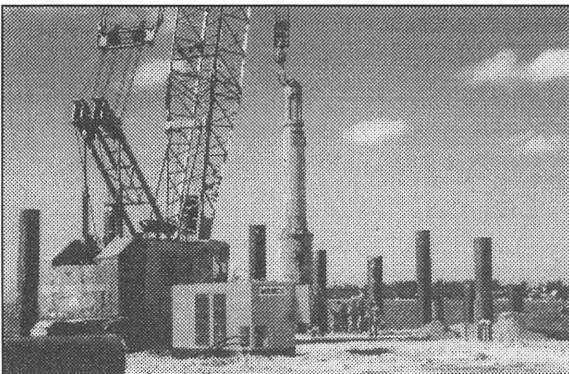


Bild 5:
MHU 200T am Raupen-
kran mit Powerpack 450

5.5 Vasco-da-Gama-Brücke

Diese zweite Brücke schließt zusammen mit der ersten Brücke „25th April Bridge“ über den Fluss Tagus die 100 km lange große Umgehungsstrecke um Lissabon am rechten und linken Tagusufer, die rechtzeitig zur Weltausstellung Expo '98 ihrer Bestimmung übergeben werden konnte. Die Vasco-da-Gama-Brücke hat eine Gesamtlänge von 18 km. Da das Gebiet seismisch aktiv ist, musste die Brücke erdbebensicher gebaut werden. Die Gründungspfähle für den zentralen Abschnitt des Viadukts wurden mit einem MHU 500T von dem Arbeitsschiff „Diana M“ aus gerammt. Dieses Arbeitsschiff war mit DGPS (Differential Global Positioning System) ausgerüstet, was eine sehr genaue Positionierung der Pfähle erlaubte: 95% der gerammten Pfähle hatten eine horizontale Abweichung von nur 50 mm bei geforderten 200 mm. Es wurden Gruppen von 8 Vertikal Pfählen gerammt. Die Pfähle wurden mit einem Vibrator auf etwa 35 m Eindringtiefe in weichem Boden vorgerammt, dann mit dem MHU 500T auf die Endeindringung von mindestens 70 m gebracht. Die Verfügbarkeit der vor Ort produzierten Pfähle begrenzte häufig den Rammfortschritt auf 17 bis 20 Pfähle pro Woche [van STAVEREN, 1996]. Auf dem Arbeitsschiff (Bild 6) kamen Winden für die Versorgungsschläuche zum Einsatz, obwohl der Abstand zwischen Arbeitsschiff und Pfahlgruppe gering war. Dies ermöglichte ein schnelleres Arbeiten und einfaches Handling.

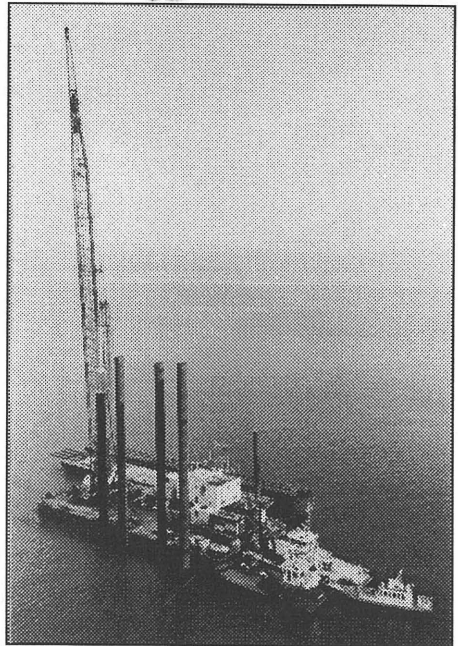


Bild 6:

„Diana M“ mit MHU 500T

5.6 Jamuna Bridge

Die Multifunktions-Brücke Jamuna-Bridge (Bild 9) verbindet den westlichen Teil mit dem östlichen Teil von Bangladesh und wurde zur Entwicklungsförderung der Region errichtet. Da der Jamuna-Fluss in regelmäßigen Zyklen seinen Lauf ändert, variiert auch der Punkt der größten Tiefe. Der Fluss wurde in einer Breite von 5 km durch Schutzmaßnahmen am Ufer eingegrenzt. Auch mussten Auskolkungseffekte im Bereich der Pfähle berücksichtigt werden. Die besonders große Länge der Pfähle (etwa 90 m) machte große Rohrdurchmesser von 2,5 und 3,15 m notwendig. Die Rammung wurde von einem Offshore-Kranschiff mit geringem Tiefgang durchgeführt. Trotzdem war es notwendig das Flussbett teilweise auszubaggern. Für jeden der 50 Pfeiler der Brücke mussten je 2 oder 3 Pfähle gerammt werden. Die Pfähle bestanden aus 2 bis 3 Sektionen. Zur Abstützung des Pfahls und des Hammers wurde eine Plattform benutzt (Bild 7 und 8), die auch für das Aufsetzen und Schweißen der Sektionen genutzt wurde.



Bild 7:
Unterstützungsplattform

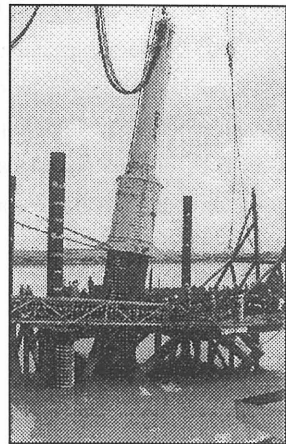


Bild 8:
MHU 1700T

Durch die starke Neigung der Pfähle von 1:6 konnte immer nur eine Sektion gerammt werden, da sich die Pfähle sonst behindert hätten. Die Hydraulikschläuche und das elektrische Umbilical wurden durch den Kranbaum und mit einem Loop über einen Sattel zum Hammer geführt. Die Verbindungsleitungen waren neben dem Schlauchsattel abkoppelbar, damit der Kran ohne Hammer im Haken anderweitig eingesetzt

werden konnte. Zum Einsatz kam ein MHU 1700T mit einer Schlaghaube sowie zwei Pfahlführungen, die jeweils speziell für die beide Pfahldurchmesser von 2,5 m und 3,15 m gefertigt waren. Da der MHU 1700T insgesamt 1 Millionen Schläge machte, war es wichtig, dass Wartungs- und Reparaturarbeiten direkt an Bord vorgenommen werden konnten.

Bei der geforderten Neigung von 1:6 stellte der freireitende Einsatz eines so großen Hammers eine besondere Herausforderung dar. Der Hammer wurde mit 2 Anschlagseilen in die richtige Neigung zum Aufsetzen und Abnehmen gebracht. Zwei in je einen 40 Fuß Container eingebaute Powerpacks waren hydraulisch gekoppelt und die Steuereinheit war in einer der beiden Bedienstände im Powerpack untergebracht. Der Ölfluss je Powerpack beträgt 1600 l/min, insgesamt also 3200 l/min. Aus Kosten- und Handhabungsgründen wurden für die Ölversorgung des MHU 1700T anstelle der im Offshore Einsatz üblichen Hydraulikschläuche von 100 mm ID, für den Vorlauf 4 Schläuche mit 50 mm ID und für den Rücklauf 5 Schläuche mit 50 mm ID verwendet.



Bild 9: Jamuna Bridge

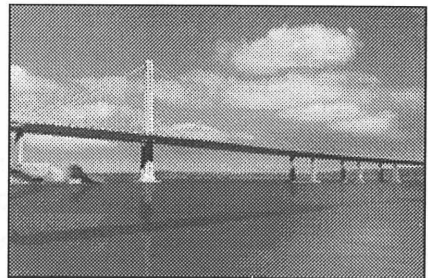


Bild 10: Geplante Oakland Bay Bridge

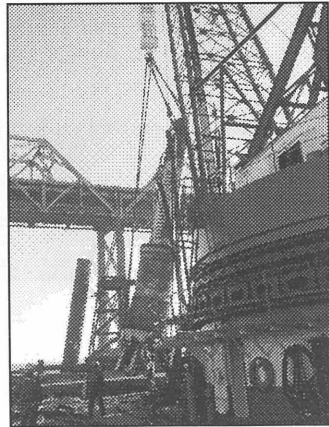
5.7 Testpfahlinstallation für die neue Oakland Bay Bridge

San Francisco und Oakland werden durch zwei Brücken verbunden, die jeweils auf einer Insel – Yerba Buena – enden. Die alte Hängebrücke von Yerba Buena nach Oakland soll durch eine neue Abspannbrücke (Bild 10) ersetzt werden. Zweck des Tests war die Bestimmung der minimal benötigten Hammerenergie, die Durchführbarkeit einer Rammung in der Neigung von 1:6, Anwendbarkeit des Schweißverfahrens, sowie die Bestimmung des Bodenwiderstandes unter Berücksichtigung der Veränderungen nach einer Ramppause.

Für die Durchführung des Tests wurden zwei Hämmer zur Verfügung gestellt: ein MHU 500T mit 3,2 m Pfahlführung und ein MHU 1700 mit 108" (2,7 m) Pfahlführung. Die Endmontage von Hammer mit Schlaghaube und Pfahlführung erfolgte an Bord von Arbeitsschiffen in einer Werft nahe der Baustelle. Wie bei dem Jamuna Projekt waren auch hier 2 Powerpacks in 40 Fuß Containern hydraulisch gekoppelt (Öldurchfluss insgesamt 3200 l/min, wie erforderlich für den großen Hammer MHU 1700) und die Steuerung in einer der beiden Bedienungsstände vom Powerpack untergebracht. Für die Hydraulikölversorgung wurde der MHU 500T mit den üblichen Schläuchen von 2 x 50 mm ID je Vorlauf und Rücklauf, der MHU 1700 mit 4 x 50 mm Vorlauf und 5 x 50 mm Rücklauf, ausgestattet. Die Pfähle hatten einen Außendurchmesser von 2,44 m. Insgesamt wurden 3 Pfähle in je 4 Sektionen mit einer Länge zwischen 26 und 31 m gerammt. Nach der Rammung einer Sektion wurde die nächste Sektion aufgesetzt und verschweißt, um dann die Rammung fortzusetzen. Für die ersten 3 Sektionen kam der MHU 500T zum Einsatz, für die 4. Sektion der MHU 1700. Die Bilder 11 und 12 zeigen die beide Hämmer freireitend in Schrägrammung.



Bild 11 und 12:
MHU 500T
(links) und MHU
1700 (rechts)



Zur Abstützung der Testpfähle und Hämmer diente eine Plattform mit einem Gewicht von etwa 130 t, die mit 12 Pfählen von je 24" Durchmesser und 30 m Länge am Boden befestigt war. Pfahl 1 wurde vertikal und Pfahl 2 in einer Neigung von 1:6 in einem Abstand von 13 m gerammt, der dritte Pfahl in einer Neigung von 1:6 etwa 300 m östlich der beiden anderen Pfähle. Um die durch das Anwachsen des Bodens verursachte Zunahme des Bodenwiderstands nach Rammende zu ermitteln, wurde

fünfmal nach vorgegebenen Wartepausen zwischen 0,5 und 10 Tagen die Rammung wieder aufgenommen.

Die während des Jamuna-Bridge-Projektes gesammelten Erfahrungen konnten hier gut eingebracht werden. Wegen der Pfahlneigung 1:6 wurden beide Hämmer mit 2 Anschlagseilen in der richtigen Neigung zum Aufsetzen und Abnehmen vom Pfahl gehalten.

5.8 Rion Antirion Brücke

Für die Verbindung der peloponnesischen Halbinsel zum Festland wird eine Abspannbrücke zwischen Rion und Antirion über den Golf von Korinth gebaut (Bild 13). Die Brücke besteht aus 5 Überspannungen, die auf 4 Pylonen gestützt werden. Diese Pylonen werden auf die zuvor gerammten Pfähle gesetzt (Bild 14).

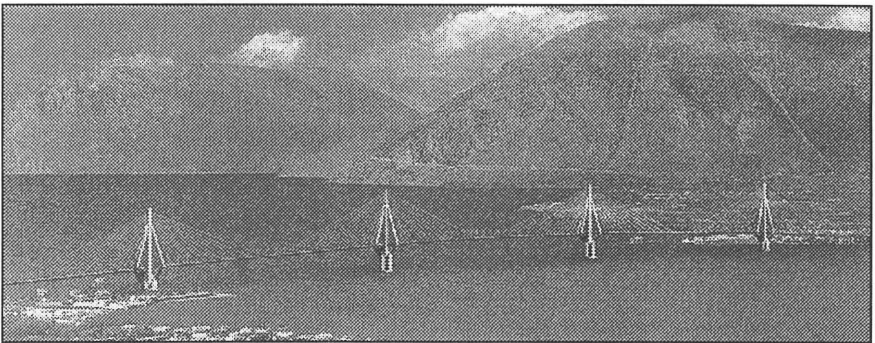


Bild 13: Rion Antirion Brücke (in Bau)

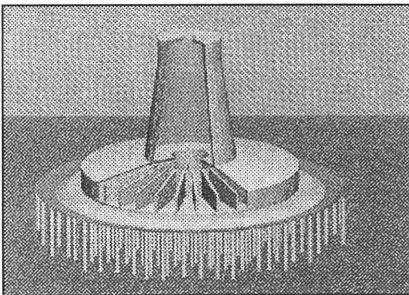


Bild 14: Pylon

Für die Rammarbeiten kommt ein MHU 200T mit spezieller Pfahlführung (Bild 15) zum Einsatz, der eine integrierte Pfahlklemme hat. Die Operator-Kabine, das Powerpack mit 450 l/min., der Luft-Kompressor und ein kleines Powerpack für die Pfahlklemme sind auf dem Kran installiert. Die Hydraulikschläuche 2 x 50 mm ID für den Hammer und 2 kleinere für die Klemme sowie das Umbilical werden

durch den Kranbaum und über eine Kabelschleife (Loop) zum Hammer geführt. Die Versorgungsschläuche sind ab- und ankoppelbar. Die Pfähle werden liegend auf einem Transportschiff antransportiert. Sie werden dann mit einer Pfahlklemme im Pfahlkopf angefasst, aufgerichtet und vertikal auf dem Arbeitsschiff abgesetzt. Der Hammer wird über den Pfahl gesetzt, und die in der Pfahlführung integrierte externe Pfahlklemme aktiviert. Hammer und Pfahl werden dann in ein Führungsgestell gesetzt und in das Wasser heruntergelassen (Bild 16).

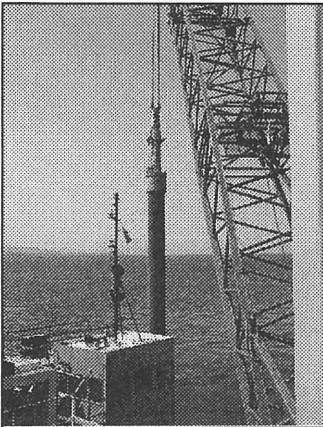


Bild 15:
MHU 200T mit
Pfahl

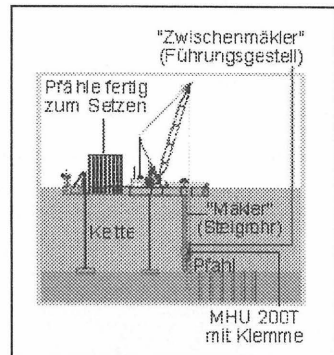


Bild 16: Projektskizze

Dieses Gestell wird am Mäkler, einem Steigrohr mit einem Durchmesser von 2,9 m, geführt. Dieses Steigrohr wird auch benutzt für die Vorbereitung des Untergrunds. Die Neigung des Mäklers wird mit Hilfe von Neigungsmessern überwacht. Das Arbeitsschiff wird von vier am Meeresboden liegenden schweren Gewichten, über Vertikale gespannte Zugketten auf seinem Platz und Höhenniveau gehalten.

Speziell für diesen Einsatz wurde, zum Aufnehmen der Pfähle, in Zusammenarbeit mit einem Zulieferer eine externe Pfahlklemme zur Integration in die Pfahlführung entwickelt. Da keine Unterwasserkamera zur Verfügung steht, gibt es keine Sicht auf Hammer und Pfahl unter Wasser. Daher muss die Eindringtiefe der Pfähle über ein genaues Drucksensorsystem, bestehend aus einem Drucksensor am Hammer und einem Referenz-Drucksensor am Arbeitsschiff, ermittelt werden. Die Berechnung der Pfahleindringung erfolgt an Hand der Sensorendruckdifferenz sowie geometrischen Daten, wie Bodenniveau relativ zum Arbeitsdeck und Pfahllänge.

5.9 Windfarm Utgrunden, Schweden

An der Südküste von Schweden wurden 7 Pfähle mit einem Außendurchmesser von 3,0 m als Fundament für Windenergieanlagen gerammt (Bild 17).



Bild 17:
Windfarm Utgrunden

Der Hammer war ausgerüstet mit Schlaghaube und Pfahlführung bis maximal 72“ (1,83 m). Zusätzlich stand ein Adapter mit Übergang von 72“ auf 3,0 m zur Verfügung. Die Verwendung eines Adapters war notwendig, da durch den „Moonpool“ (Arbeitsöffnung) einer Hubinsel gerammt wurde. Die Standardausführung mit großer Pfahlführung wäre dafür zu groß gewesen. Auf der mit einem Kran ausgestatteten Hubinsel standen die zwei Antriebsaggregate mit je 450 l/min. für die Ölversorgung des Hammers und die Bedienkabine. Auf einem zusätzlichen Materialschiff (Bild 18) befanden sich die zu rammenden Pfähle, der Hammer und der Adapter.

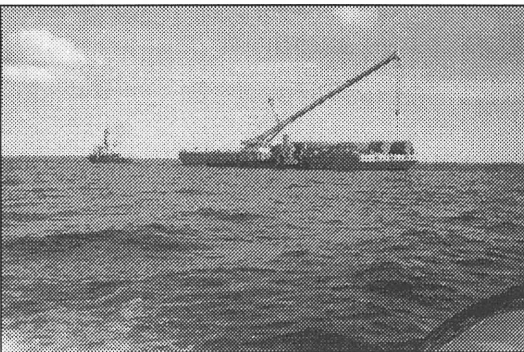


Bild 18:
Arbeitsschiffe

Die Pfähle wurden, unterstützt von einem zweiten Kran auf dem Materialschiff, vom Kran auf der Hubinsel aufgenommen, aufgerichtet und gesetzt. Im nächsten Schritt

wurde der Hammer mit dem Kran aufgerichtet, auf den Adapter gesetzt, der Adapter mit 2 Strops an 2 Ösen am Fuß der Pfahlführung befestigt und die gesamte Einheit hochgehoben und auf den Pfahl gesetzt (Bild 19).

Der Einsatz einer Hubinsel mit Kran ermöglicht eine vom Wetter weitgehend unabhängige Durchführung der Arbeiten. Schlechte Wetterverhältnisse verursachten insgesamt etwa eine Woche Verzögerung. Es wäre am Anfang sonst möglich gewesen, einen Pfahl pro Tag zu rammen. Am letzten Tag wurden 3 Pfähle gerammt, einschließlich dem Versetzen der Hubinsel. Zwei Besonderheiten bei diesem Projekt waren der Einsatz von 2 separaten Arbeitsschiffen zur Kostenersparnis und die Anwendungsvariante mit einem Adapter. Solch ein Adapter stellt eine Alternative zur Pfahlführung da,

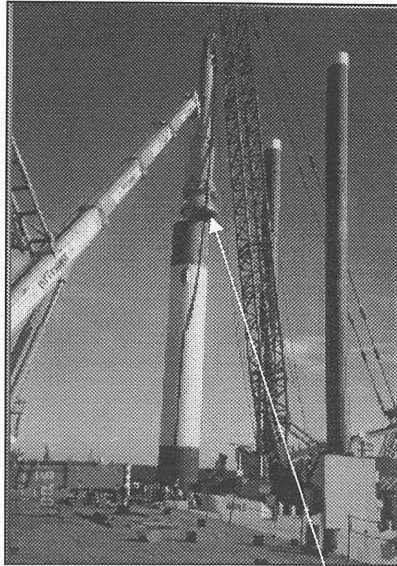


Bild 19: MHU 500T mit Adapter wird auf Pfahl gesetzt

erfordert jedoch besondere Aufmerksamkeit bei den Rammarbeiten weil der Hammer nicht gegen seitliche kipp- oder Schaukelbewegungen gesichert ist. Diese sind von den Rammbedingungen wie Pfahlabmessungen, Bodenwiderstand und Rebound abhängig. Bei diese Art Hydraulikhammer kann die Schaukelbewegung des Hammers durch Regulieren der Energie und Schlagfrequenz unter Kontrolle gehalten werden.

5.10 Kurzbeschreibung weiterer Projekte

5.10.1 Japan

1992 wurden bei dem Trans-Tokyo-Highway-Projekt 96 Stahlpfähle mit einem Außendurchmesser von 2,0 m gerammt. Dazu wurde der MHU 700T in freireitender Ausführung unter Wasser verwendet.

Seit 1993 werden in Japan verschiedenste Gründungsarbeiten über und unter Wasser mit vorwiegend mäklergeführten MHU 200T und MHU 400T durchgeführt, wobei Mäklerneigungen von 30° (1,7 : 1) möglich sind.

5.10.2 Testpfähle für Windenergieanlagenpark in Dänemark

Für dieses Projekt wurden erste Proberammungen mit einem MHF 10-15 durchgeführt. Der MHF ist ein hydraulischer Freifallhammer offener Bauweise, der über Wasser eingesetzt wird. (Beschreibung MHF: siehe [Van LUIPEN, 1993]).

5.11 Zukünftige Projekte

Es gibt viele geplante Projekte, wo große Hydraulik Hämmer auf große Pfahldurchmesser zum Einsatz kommen werden. In Kalifornien wurde, nach den Erfahrungen mit Erdbeben, zuletzt in 1994, ein Programm zur Verstärkung existierender Brücken initiiert. Um die Brücken erdbebensicherer zu machen, werden zur Verstärkung an den Seiten bestehender Pfeiler Pfähle mit großem Durchmesser eingerammt, und die alten und neuen Installationen konstruktiv miteinander verbunden. Weiterhin werden auch viele alte Brücken durch neue ersetzt. Auch weltweit sind viele Brücken in der Planung bzw. bereits ausgeschrieben. Des weiteren sind viele Windenergieanlagen in der Nord- und Ostsee, wie auch an andere Orte in der Welt, geplant.

6 ZUSAMMENFASSUNG

Bis zu 120 m lange Gründungspfähle mit Durchmessern von 1,0 m bis 3,15 m und einem Gewicht zwischen 25 t und 400 t wurden für die Gründung von Hafenanlagen, Brücken und Windenergieanlagen gerammt. Die für diese Rammarbeiten benötigten Rammenergien lagen zwischen 200 und 1700 kNm. Rammhämmer, die diese Energien aufbringen können, weisen ein Gewicht von 38 bis 300 t und eine Länge von 10 bis 20 m auf. Der Umgang mit diesen großen Rammhämmern erfordert an Land den Einsatz von Raupenkränen, und im Wasser von Kränen auf Schwimmpontons oder Hubinseln. Möglich sind sowohl Vertikalrammungen als auch Schrägrammungen und zwar am Mäkler bis 1:1,7 und in freireitender Ausführung bis 1:3.

Der Einsatz großer Pfähle mit großen Rammhämmern erlaubt häufig eine schnellere Durchführung von Gründungsarbeiten und bietet dadurch wirtschaftliche Vorteile. MENCK unterstützt, wie andere Anbieter teilweise auch, die Kunden durch Vermietung oder Gerätevermittlung, Beratung, Projektmanagement, Projektdurchführung und Service vor Ort.

7 LITERATUR

- HENDRIKS, J.C.F., Bosschaert, J.W.: Einige Aspecten van het ontwerp en de uitvoering van de draagtoeren voor de kabelbanen in de drie Oosterschelde-sluitgaten, presentation in: symposium over boorpalen en stalen buispalen, 9 oktober 1974, koninklijk Instituut van Ingenieurs, 1974.
- van LUIPEN, P.: The Application of the Hydraulic Underwater Hammer in Slender and Free Riding Mode With Optional Underwater Powerpack, published by Offshore Technology Conference, OTC 5423, 561-568, 1987.
- van LUIPEN, P.: Entwicklung von Rammgeräten (Development of Pile Driving Equipment), Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 41, 119-134, Pfahl Symposium 1993.
- van LUIPEN, P.: Operation of Two Different Pile Driving Hammers by one Underwater Powerpack, published for the EC by The Centre for Marine and Petroleum Technology, Aberdeen, UK, 756-768, 1996.
- Van Staveren, J.: Funderingswerk Taagbrug loopt nu als een trein, Cobouw nr. 18, 9, 26 januari 1996.

GEOPIER® SCHOTTER VERDICHTUNGSSÄULEN – EINE SICHERE ALTERNATIVE ZU RAMMPFÄHLEN

Dr.-Ing. N. S. Fox
Dr.-Ing. K.J. Wissmann
Dipl.-Ing. J.P. Martin
Dipl.-Ing. L.R. Weppeler

1 EINLEITUNG

Das neue, sechs-geschossige Justice Center Parkhaus in Washington County, Oregon, sollte auf 23 m langen, durch lockeren Schluff und schluffigen Sand getriebenen, Stahlbeton Rammpfählen, gestützt werden. Stattdessen wurde die Struktur für Flächenfundamente mit einer sehr hohen Tragfähigkeit entworfen, die durch einen mit 2,1 m bis 2,7 m langen Geopier® Schotter Verdichtungssäulen bewehrten Boden gestützt wurde. Die Implementierung dieses Systems sparte dem Bauherrn DM 390.000.- Dies bedeutete eine Kostenersparnis von über 50% gegenüber dem vorher geplanten Rammpfahlsystem. Die Leistung des Fundamentsystems erscheint erstaunlich – Gemessene Fundamentsetzungen betrugen weniger als 1,3 cm. Dieser Beitrag beschreibt:

- Wie ein solch dramatischer Wechsel des Fundament Konzeptes möglich ist,
- die Mechanik welche das Verhalten der Schotter Verdichtungssäulen bestimmt,
- die Ergebnisse des Pfahlbelastungstests der für das Projekt durchgeführt wurde,

- das Setzungsverhalten der fertiggestellten Struktur.

2 HINTERGRUND

Das sechs-geschossige Parkhaus, gebaut durch Generalbauunternehmen Hoffmann, ist eine bewehrte Ort betonstruktur mit einem dehnbaren Rahmenentwurf (Bild 1). Stützlasten lagen, laut dem Projektstatiker, der Firma KPFF, zwischen 180 kN bis 8.000 kN.

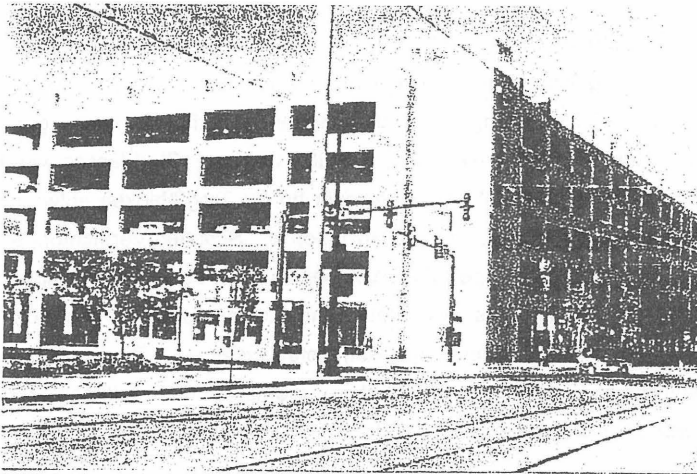
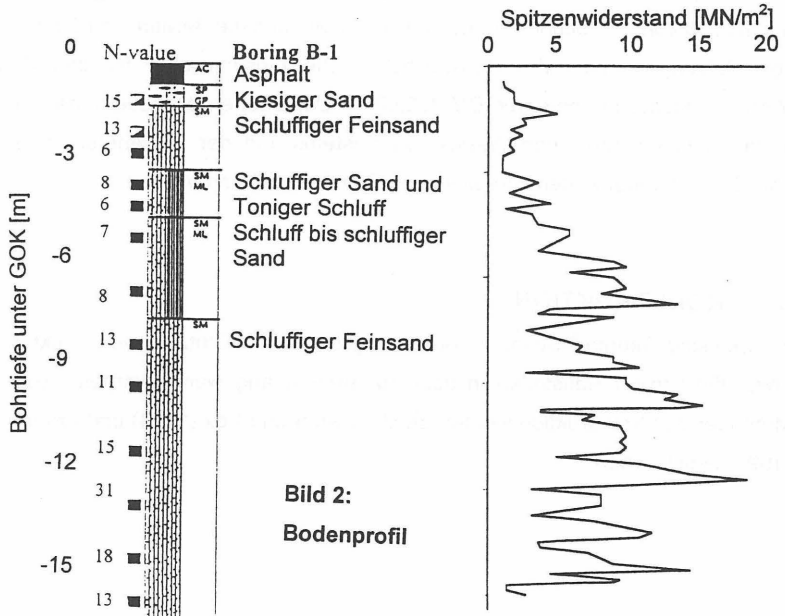


BILD 1: PHOTOGRAPHIE DES FERTIGGESTELLTEN PARKHAUSES

2.1 Geotechnisches Schichtenprofil

Bild 2 zeigt die Profile für eine der Rammsondierungen und Drucksondierungen, die für das Projekt durchgeführt wurden. Die Baugrunduntersuchung indizierte die folgende generelle Stratigraphie:

- **Locker gelagerte, schluffige Sande und sandige Schluffe** mit einer Mächtigkeit von etwa 6,1 m unterhalb der Pflasterung. Standard Schlagzahlen (SPT) N-Werte lagen zwischen 6 und 8 (Durchschnitt = 7). Spitzenwiderstandswerte von der Drucksondierung lagen generell zwischen $1,4 \text{ MN/m}^2$ und $5,7 \text{ MN/m}^2$, mit einem geschätzten Mittelwert von $2,9 \text{ MN/m}^2$. Ergebnisse von Laborversuchen zeigen eine Trockenrohdichte von durchschnittlich 1.420 kg/m^3 und einen Wassergehalt von durchschnittlich 33% für diese Bodenschicht.
- **Mitteldichte, schluffige Feinsande** mit einer Mächtigkeit von mehr als 15,2 m unterhalb der Geländeoberkante (GOK). Standard Schlagzahlen lagen zwischen 11 und 31 (Durchschnitt = 17). Spitzenwiderstandswerte von der Drucksondierung lagen generell zwischen $3,8 \text{ MN/m}^2$ und $15,2 \text{ MN/m}^2$, mit einem geschätzten Mittelwert von $9,5 \text{ MN/m}^2$.



2.2 Aufgabenstellung Gründung

Der Entwurf für das Parkhaus stellte eine besondere Herausforderung dar, weil sehr hohe Stützlasten mit weichen und kompressiblen Böden kombiniert werden mußten. Konventionelle Flachgründungen waren ungeeignet, da zu hohe Setzungen auftreten würden und damit das Setzungskriterium von 3,8 cm überschritten würde. Daraufhin wurden 23 m lange Stahlbeton Rammpfähle mit einem Durchmesser von 30,5 cm spezifiziert. Das kostengünstigste Angebot für diese Art von Gründung lag bei etwa DM 760.000.-

2.3 Ein innovatives Angebot

Als eine vergleichswertige Alternative zu Tiefgründungen, wurden Geopier® Schotter Verdichtungssäulen als Baumaßnahme durch die Geopier® Foundation Company – Northwest vorgestellt. Das patentierte System ist konzipiert worden, um Bodenschichten unterhalb der Oberfläche zu verbessern und damit die Anwendung von hochbelasteten Flachgründungen zur Stützung zu gewährleisten. Das Angebot enthielt die Durchführung der Entwurfskalkulationen, die Ausführung zweier Modul Belastungstests um die angenommenen Entwurfparameter zu verifizieren, die Installation von 521 Schotter Verdichtungssäulen, und die Beratung für die Messung von Setzungen nach der Konstruktion. Die Gesamtkosten für das Schotter Verdichtungssystem betrugen DM 370.000.- Der Bauherr akzeptierte das Angebot aufgrund des technischen Wertes des Systems und der Kostenersparnisse von über 50% gegenüber den vorgesehenen Stahlbeton Rammpfählen.

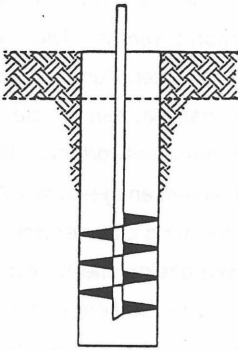
3 KONSTRUKTION

Zur Zeit sind Geopier® Schotter Verdichtungssäulen zur Stützung von Strukturen auf etwa 350 Projekt Baustellen in über 30 Staaten angewandt worden. Generelle Methoden zur Konstruktion werden durch Lawton und Fox (1994) und Lawton et al. (1994) beschrieben.

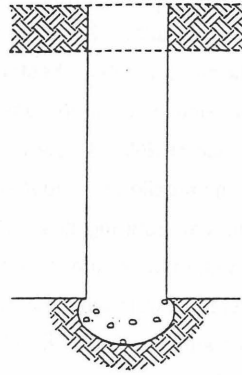
Die Schotter Verdichtungssäulen für das Justice Center Parkhaus wurden installiert, indem Löcher mit einem Durchmesser von 84 cm gebohrt wurden. Die Tiefe der Löcher lag zwischen 2,1 m und 2,7 m unterhalb der geplanten Fundamentsohlen. Kontrollierte Schichten, bestehend aus Schottermaterial, wurden in die Löcher gegeben und mit einem speziell für diesen Verfahren entworfenen Rammer hochverdichtet (Bild 3). Die erste Schicht besteht aus einem enggestuften Schotter ohne Feinstanteile und bildet sich durch die hohe Verdichtung zu einer Bodenkugel unterhalb der Bohrung aus. Die Bodenkugel verlängert effektiv die Entwurfslänge der Schottersäulen um einen Säulendurchmesser. Die Säulen werden dann fertiggestellt, indem einzelne, 30 cm dicke Schichten eines weitgestuften Schotters mit Feinstanteilen in das Bohrloch gegeben, und mit dem abgeschrägten Rammer verdichtet werden.

Die einzelnen Säulen werden so konzipiert und installiert, daß etwa 35% der Gesamtfundamentfläche abgedeckt wird. Hochbelastete Flächenfundamente mit einem zulässigen Belastungsdruck von 270 kN/m^2 wurden für dieses Projekt direkt oberhalb der Schottersäulen konstruiert. Die kleinsten Einzelfundamente maßen 2,3 m in Länge und Breite und wurden von drei Schottersäulen gestützt. Die größten Einzelfundamente maßen 6,7 m in Länge und Breite und wurden von 25 Schottersäulen gestützt.

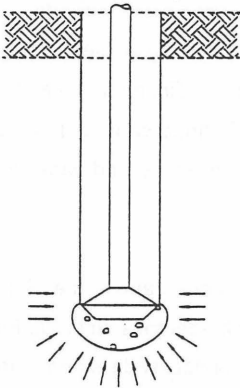
Bild 2 zeigt, daß die 2,1 m bis 2,7 m langen Schottersäulen die Schluffe in Bodenschicht 1 nicht komplett durchdringen und damit ebenfalls nicht als Elemente anzusehen sind, die auftretende Lasten in Spitzenwiderstand abtragen. Stattdessen sind die Säulen konzipiert, um die Gesamtsteifigkeit der Bodenschichten bis hin in jene Schichten zu verbessern, in denen die Spannungen, die durch das Fundament entstehen, am größten sind, um damit langzeitige Fundamentsetzungen, entsprechend den Entwurfskriterien, zu limitieren.



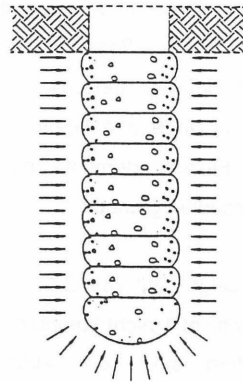
1. Bohrung des Loches



2. Einfüllen des Schotters



3. Herstellung der Bodenkugel.
Verdichtung und vertikale
Vorspannung des Bodens
Unterhalb der Bodenkugel



4. Herstellen des Schaftes durch
Einfüllen und verdichten von
30cm dicken Schotterschichten.
Aufbau von lateralem Druck
während der Herstellung.

BILD 3: KONSTRUKTION DER SCHOTTER VERDICHTUNGSSÄULEN

Während der Verdichtung zwingt der abgeschrägte Rammer das Schottermaterial lateral in die umliegenden Seitenwände der Bohrung. Diese Aktion erhöht die laterale Spannung im Bodengefüge und trägt damit zur weiteren Versteifung bei.

4 MECHANIK

Die Schotter Verdichtungssäulen erhöhen erheblich die Tragfähigkeit des verbesserten Baugrundes und reduzieren bedeutsam die Fundamentsetzungen. Berechnungen zur Setzung werden durchgeführt, um einerseits die Kompression des mit Säulen verdichteten Bodengefüges (Obere Zone) abzuschätzen, sowie die Kompression der Zone des Bodens abzuschätzen, die durch die Fundamentdrücke beeinträchtigt wird und unterhalb der Spitze der Säulen liegt (Untere Zone).

Berechnungsverfahren der Oberen Zone basieren auf einem klassischen Federmodell [Lawton und Fox 1994 und Lawton et al. 1994] und werden wie folgt beschrieben:

1. Es wird angenommen, daß das Fundament relativ zu den Fundamentmaterialien absolut fest ist. Die Drücke, die auf die Schottersäulen und das Bodengefüge wirken, hängen folglich von deren relativen Steifigkeiten (R_s) sowie von der eingenommenen Fundamentfläche ab. Der Summe der auf das Fundament wirkenden Kraft (Q), die als Produkt des Gesamtdrucks (q) und der Fundamentfläche (A) zusammensetzt ist, wirkt die Summe jener aufwärtsgerichteten Kraft in der Schottersäule (Q_g) und den Bodenmaterialien (Q_s) entgegen:

$$Q = q A = Q_g + Q_s = q_g A_g + q_s A_s \quad (1)$$

Dabei repräsentiert q_g die Belastung an der Oberkante der Schotter Verdichtungssäulen, A_g die Fläche der Säulenelemente unterhalb des

Fundaments, q_s die vertikale Belastung auf das Bodengefüge unterhalb der Fundamentsohle und A_s die Fläche des Bodengefüges, die sich in Kontakt mit der Fundamentsohle befindet.

2. Weil das Fundament im Vergleich zu den tragfähigen Materialien ausgesprochen fest ist, gleicht die Setzung der Säule der Setzung des Bodengefüges. Die Setzung des Fundaments (der Fundamente) kann entweder mit der Belastung der Schottersäulen und dem Steifemodul des Schotters (k_g), oder mit der Belastung des Bodengefüges und dem Steifemodul des Bodengefüges (k_s) bestimmt werden:

$$s = q_g / k_g = q_s / k_s \quad (2)$$

3. Gleichung 2 kann umgeschrieben werden, um die Belastung des Bodengefüges anhand der Belastung der Schottersäulen und dem Verhältnis der Modulwerte von Schottersäulen und Bodengefüge zueinander (R_s) zu errechnen:

$$q_s = q_g (k_s / k_g) = q_g / (k_g / k_s) = q_g / R_s \quad (3)$$

4. Kombiniert man Gleichungen 1 und 3, und definiert man das Flächenverhältnis (R_a) als das Verhältnis von A_g zu A :

$$\begin{aligned} q &= \{q_g A_g / A + q_g A_s / (A R_s)\} = \{q_g R_a + q_g (1 - R_a) / R_s\} = \\ &= \{q_g [R_a + 1/R_s - R_a / R_s]\} = \{q_g [R_a R_s + 1 - R_a] / R_s\} \end{aligned} \quad (4)$$

5. Schreibt man q_g als Bedingung von q :

$$q_g = \{q R_s / [R_a R_s + 1 - R_a]\} \quad (5)$$

6. Die Setzungen der Oberen Zone errechnen sich mit Hilfe der Gleichungen 2 und 5, die vom aufgetragenen Fundamentdruck, der relativen Steifigkeit der Schottersäulen und des Erdreichs, dem Flächenverhältnis der Schottersäulen zu der Gesamtfundamentfläche, sowie dem Steifemodul der Säulen abhängig sind.

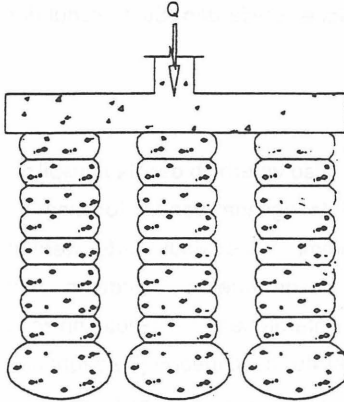
Schätzungen für die Setzungen der Unteren Zone, also unterhalb der Säulenspitze, werden anhand konventioneller geotechnischer Setzungsanalysen in Kombination mit Elastizitätsmodulwerten des Erdreichs bestimmt. Die Modulwerte werden anhand der in der Praxis ermittelten und ausgewerteten Testdaten von Rammsondierungen und Drucksondierungen interpretiert. Geotechnische Setzungsberechnungen sind ausführlich in der Literatur beschrieben [Terzaghi und Peck 1967]. Diese Analyse schließt die Annahme ein, daß der vom Fundament ausgehende Druck in der Unteren Zone geschätzt werden kann, indem man Lösungen für ein von einem elastischen Halbraum gestütztes Fundament anwendet. Man geht davon aus, daß diese Annahme konservativ ist, weil die Anwesenheit der Schottersäulen eine wirksamere Spannungsübertragung mit zunehmender Tiefe unterhalb der Fundamentsohle bewirken, als die Spannungsübertragung für gewöhnliche Flächengründungen. Beispiele zur Entwurfsberechnung werden in Bild 4 gezeigt.

5 VERIFIZIERUNG DER ENTWURFSPARAMETER:

BELASTUNGSTESTS ZUR MODULWERTBESTIMMUNG

Um die im Entwurf angenommenen Modulwerte der Schottersäulen zu bestätigen, wurden vor der Säulenproduktion zwei gründliche Belastungstests ausgeführt. Die Tests wurden durchgeführt, indem eine runde Stahlplatte über die Gesamtquerschnittsfläche eines installierten Säulenelementes angebracht wurde, und dann die Säule mit einem stufenweise ansteigenden Druck belastet wurde. Die

maximale ausgeübte Belastung entsprach 150% des Entwurfsdruckes, der für die Oberkante der Säule berechnet wurde.



$$Q = 1.668 \text{ kN}$$

$$\text{Fundament Breite, } B = 2,89 \text{ m}$$

$$q = Q / B^2 = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Anzahl der Säulen, } N = 5$$

$$\text{Säulendurchmesser, } d = 0.84 \text{ m}$$

$$R_a = A_g / A = 0.33$$

$$\text{Säulen Entwurfsmodul, } k_g = 65,1 \text{ MN/m}^3$$

$$\text{Steifheitsmodul-Boden, } k_s = 5,65 \text{ MN/m}^3$$

$$\text{Steifigkeitsverhältnis, } k_g / k_s = 11.5$$

5.1 Setzungsberechnungen

$$\text{Schottersäulenbelastung, } q_g = q R_s / [R_a R_s - R_a + 1] = 550,4 \text{ kN}$$

$$\text{Setzung, Obere Zone, } S_{UZ} = q_g / k_g = 550,4 \text{ kN} / 65,14 \text{ MN/m}^3 = 0,84 \text{ cm}$$

$$\text{Mächtigkeit, Obere Zone, } H_{UZ} = 2,13 \text{ m} + 0,84 \text{ m} = 2,97 \text{ m}$$

$$\text{Mächtigkeit, kompressible Untere Zone, } H_{LZ} = 2 B - 2,97 \text{ m} = 2,81 \text{ m}$$

$$\text{Verhältnis Zentrum Untere Zone zu Fundamentbreite, } z / B = 4,39 \text{ m} / 2,89 \text{ m} = 1,51$$

$$\text{Westergaard Einflußfaktor für } z / B, I_\sigma = 0.12$$

$$\text{Geschätzter Elastizitätsmodulwert, Untere Zone, } E_{LZ} = 7,18 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Setzung, Untere Zone, } S_{LZ} = (q I_\sigma H_{LZ} / E) = 0,94 \text{ cm}$$

$$\text{Gesamtsetzung, } S = S_{UZ} + S_{LZ} = 0,84 \text{ cm} + 0,94 \text{ cm} = 1,78 \text{ cm}$$

BILD 4: ENTWURFSBERECHNUNGEN

Testergebnisse deuten an, daß die Setzungen an der Oberkante der 2,7m und 1,8m langen Säulen bei 100% des Entwurfsdrucks 0,5cm und 0,8cm betrugen (Bild 5). Diese Werte wurden benutzt um die Werte für den Modulwert der Schottersäulen zu berechnen. Der errechnete Modulwert lag zwischen $65,4 \text{ MN/m}^3$ und 104 MN/m^3 in Übereinstimmung mit Gleichung 2. Die gemessenen Werte bestätigten und übertrafen den in der Entwurfsphase angenommenen Modulwert von $65,1 \text{ MN/m}^3$.

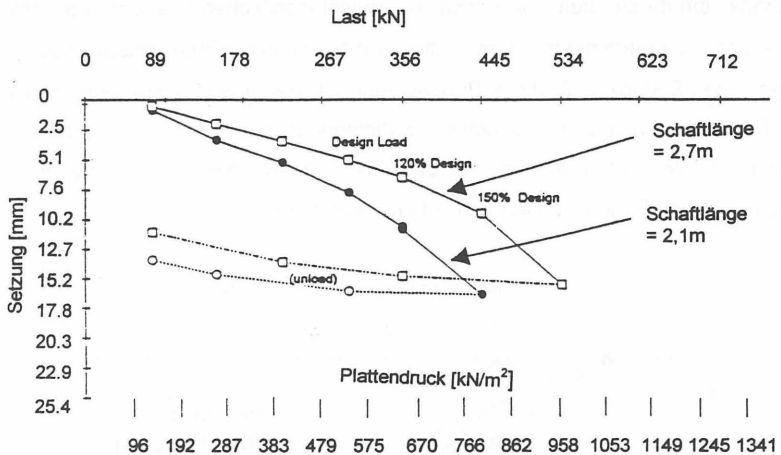
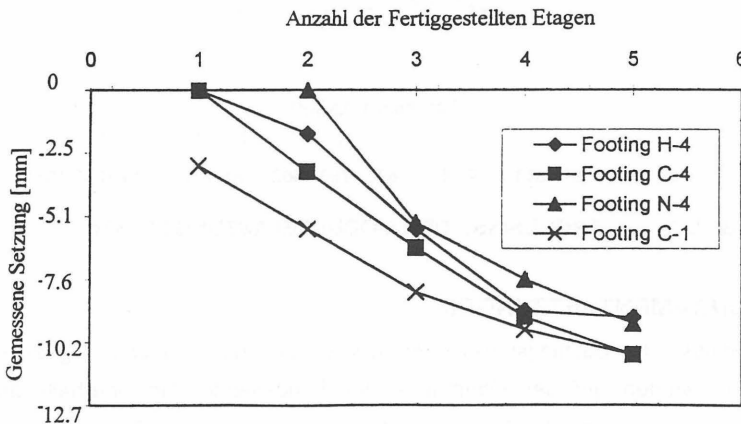


BILD 5: ERGEBNISSE DER MODULBELASTUNGSTESTS

6 FUNDAMENTSETZUNGEN

Die Ergebnisse der Setzungsmessungen werden in Figures 6 und 7 gezeigt. Messungen wurden auf der Oberfläche der Fundamente, die oberhalb der Schottersäulen liegen, durchgeführt. Die Messungen zeigen, daß Setzungen von weniger als 0,25cm für jede fertiggestellte Etage auftraten. Messungen wurden für fünf Etagen durchgeführt, die sechste und letzte Etage wurde zu einem späteren Zeitpunkt hinzugefügt. Gesamtsetzungen werden auf etwa 1,27cm geschätzt, wenn man die Lasten aller sechs Etagen berücksichtigt, wobei die Stützlasten zwischen 2.700kN und 8.000kN liegen.

Die räumliche Verteilung von Setzungen nach Fertigstellung von fünf Etagen ist in Bild 6 dargestellt. Erwähnenswert ist, daß kleine, leichtbelastete Fundamente nur etwa 0,25cm Setzung zeigen, was etwa einem Viertel der Setzung der benachbarten, hochbelasteten Fundamente entspricht, trotz der Tatsache, daß Fundamentsohldrücke vergleichbar sind. Während diese Beobachtung wohl die Vorstellung bestätigt, daß die Größe der Fundamentsetzung proportional zur Fundamentbreite ist, stellt sie jedoch den gemeinschaftlichen Glauben, daß große, hochbelastete Fundamente einen Einfluß auf benachbarte Fundamente haben, in Frage. Eine Erklärung für diese Beobachtung ist, daß das Drucksystem unterhalb von Fundamenten, die von Schotter Verdichtungssäulen gestützt werden, einen markanten Wechsel vornimmt, so daß die konventionellen Konzepte für die Ausbreitung von Fundamentlasten nicht anwendbar sind.



Vermerk: Stützlasten an den Vermessungsstationen lagen zwischen 2.670 kN und 5.340 kN nach 5 fertiggestellten Etagen

BILD 7: SETZUNGSMESSUNGEN

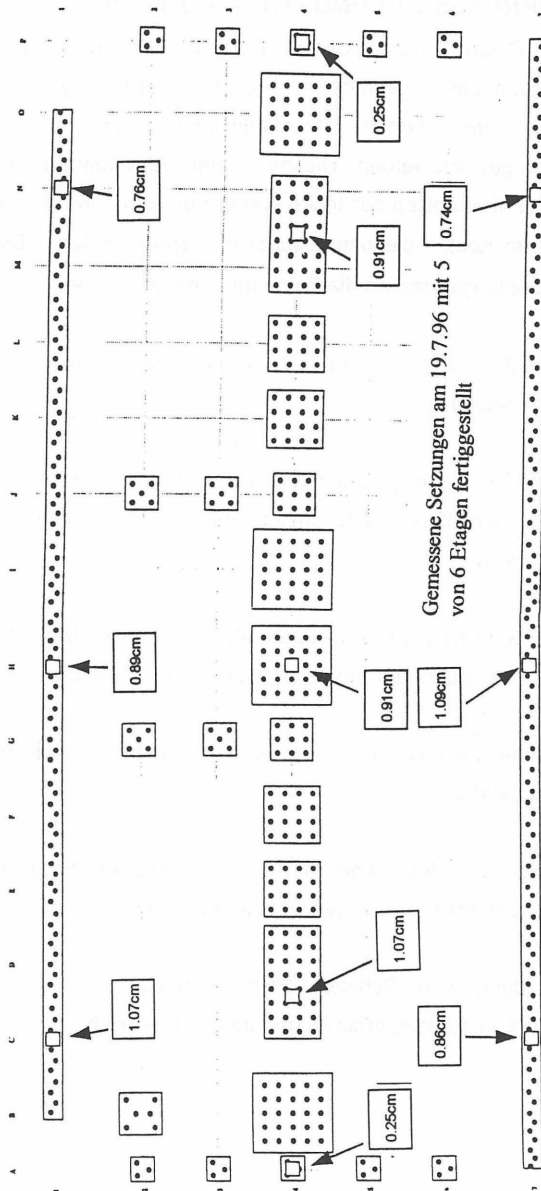


BILD 6: FUNDAMENTPLAN

7 ZUSAMMENFASSUNG UND FOLGERUNGEN

Das Washington County Justice Center Parkhaus ist auf einer innovativen Zwischenbereichsgründung gestützt. Diese Gründung besteht aus Einzelfundamenten mit hohen Tragfähigkeiten, die durch Schotter Verdichtungssäulen gestützt werden. Dieses Fundamentsystem wurde ausgewählt, weil es gut fundierte Mechaniken des Ingenieurwesens zum Entwurf verwendet, und aufgrund der großen Kosten die dem Bauherrn gespart wurden. Die folgenden aufgezählten Feststellungen fassen die Baumaßnahme zusammen:

1. Die 2,1m bis 2,7m langen Schotter Verdichtungssäulen ersetzen 23m lange Stahlbetonrammpfähle.
2. Die Schotter Verdichtungssäulen dringen nicht in die unterhalb liegende, mitteldichte, schluffige Sandschicht ein, sie schließen im oberen Schluffstratum ab.
3. Einzel- und Streifenfundamente überhalb der Schotter Verdichtungssäulen wurden für einen zulässigen Belastungsdruck von 270 kN/m^2 entworfen.
4. Angenommene Entwurfparameter wurden durch vor Ort durchgeführte Modultests bestätigt.
5. Die gemessenen Setzungen der durch Schotter Verdichtungssäulen gestützten Fundamente betrugen weniger als 2,5cm.
6. Die Anwendung von Schotter Verdichtungssäulen ermöglichten dem Bauherrn 50% Kostenersparnisse im Fundamentbereich.

Bis heute werden im Pazifischen Nordwesten der U.S.A. etwa 80 größere Strukturen durch Schotter Verdichtungssäulen gestützt; Schotter Verdichtungssäulen stützen über 350 Strukturen in Nordamerika.

QUELLENNACHWEIS

Dames and Moore (1995). Geotechnical investigation report for Washington County Justice Center.

Fox, N.S. (1999). Personal communication, Geopier Foundation Company, Inc. project summary list.

Lawton, E.C., and N.S. Fox (1994). "Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers." *Geotechnical Specialty Publication No. 40: Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, ASCE, 2, 962-974.

Lawton, E.C., and N.S. Fox, and R.L. Handy (1994). "Control of Settlement and uplift of structures using short aggregate piers." *In-situ Deep Soil Improvement*, Proc. ASCE National Convention, Atlanta, Georgia, 121 – 132.

Terzaghi, K., and R.B. Peck (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, New York, New York.

BRÜCKENGRÜNDUNG IN EINEM NATURSCHUTZGEBIET UNTER SCHWIERIGEN RANDBEDINGUNGEN

W. Eckstein, Th. Baumann

1 Einleitung

Die Autobahn A 20 als Verbindung zwischen Lübeck und Stettin mit einer Gesamtlänge von 324 km läuft unter dem Oberbegriff „Verkehrsprojekt Deutsche Einheit Nr.10“. Im Verkehrswegeplan 1992 wurde sie als vordringlicher Bedarf ausgewiesen; die Notwendigkeit einer raschen Realisierung wird jedem klar, der als Autofahrer die kurvenreichen Straßen und engen Ortsdurchfahrten in Mecklenburg - Vorpommern befährt.

Im Bereich des Peenetales durchquert die Autobahn eine sensible Moorlandschaft, die als Naturschutzgebiet und als Vogelschutzgebiet gemäß EU-Vogelschutzrichtlinien ausgewiesen ist. Bei dem 1994 begonnenen Planfeststellungsverfahren erforderte deshalb die Peene - Querung besondere Überlegungen.

Im Rahmen der Vorplanung wurden fünf Varianten für die Streckenführung untersucht. Für die Festlegung des endgültigen Entwurfes waren nachfolgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Optimierung von Trasse und Stützweiten zur Minimierung der Anzahl von Pfeilern und Gründungen im Moor
2. Reduzierung des Fahrbahnquerschnittes (Verzicht auf Standspuren im Brückenbereich)
3. Umweltschonende Bauverfahren (kein Lehrgerüst, Herstellung der Pfeilergründungen weitgehend von Pontons aus).

Als Ergebnis dieser umfangreichen Vorarbeiten entschied man sich für die aus Bild 1 ersichtliche Trasse. Im Herbst 1997 wurde dann der insgesamt 1.112 m lange, aus zwei Überbauten bestehende Brückenzug ausgeschrieben (Bild 2).

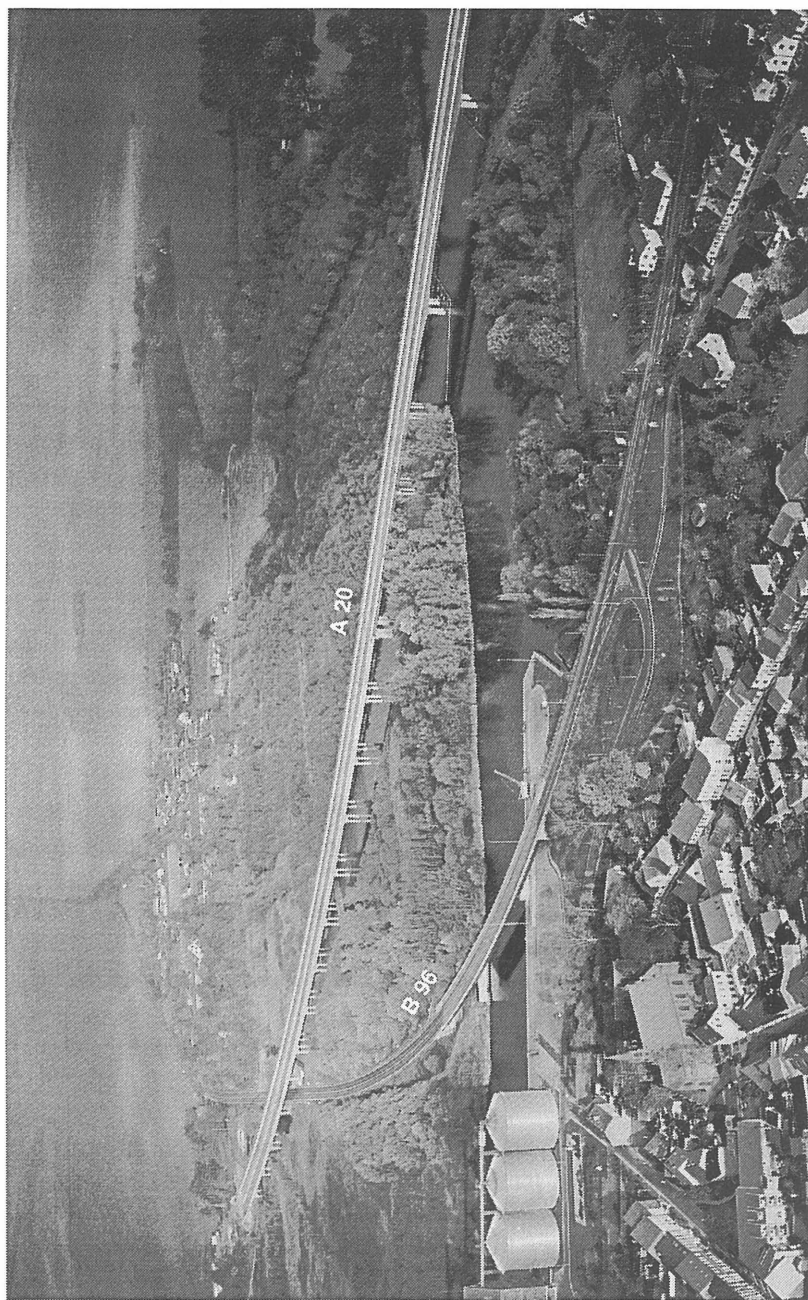


Bild 1

Trasse der Autobahn A20 im Bereich der Peenequerung

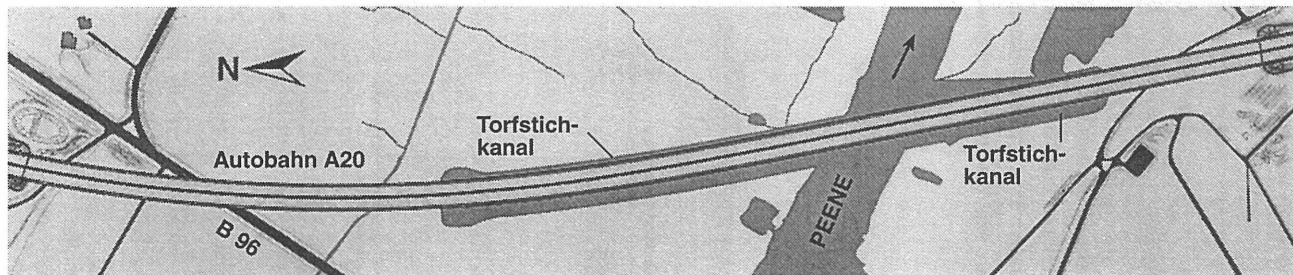
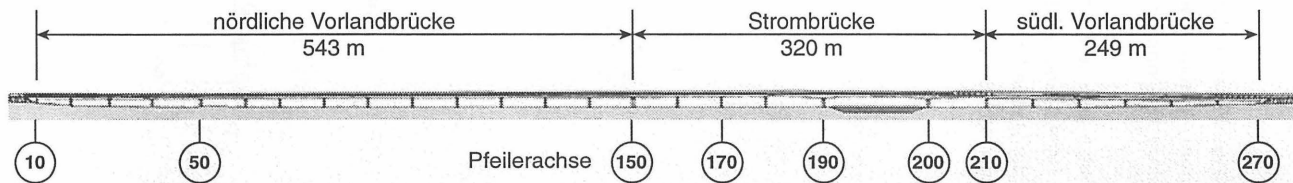


Bild 2
Grundriß und Ansicht der Peenebrücke

Der Brückenzug gliedert sich wie folgt:

Vorlandbrücke Nord	543 m	mit	14 Feldern	(Spannbeton)
Strombrücke	320 m	mit	6 Feldern	(Verbundbauweise)
Vorlandbrücke Süd	249 m	mit	6 Feldern	(Spannbeton)

Die Überbauten der nördlichen und südlichen Vorlandbrücke wurden abschnittsweise hinter den Widerlagern betoniert und dann im Taktschiebeverfahren eingeschoben. Die Stahlschüsse der Strombrücke wurden auf der Peene bzw. den Torfstichkanälen eingeschwommen. Bild 3 zeigt die entsprechenden Überbauquerschnitte.

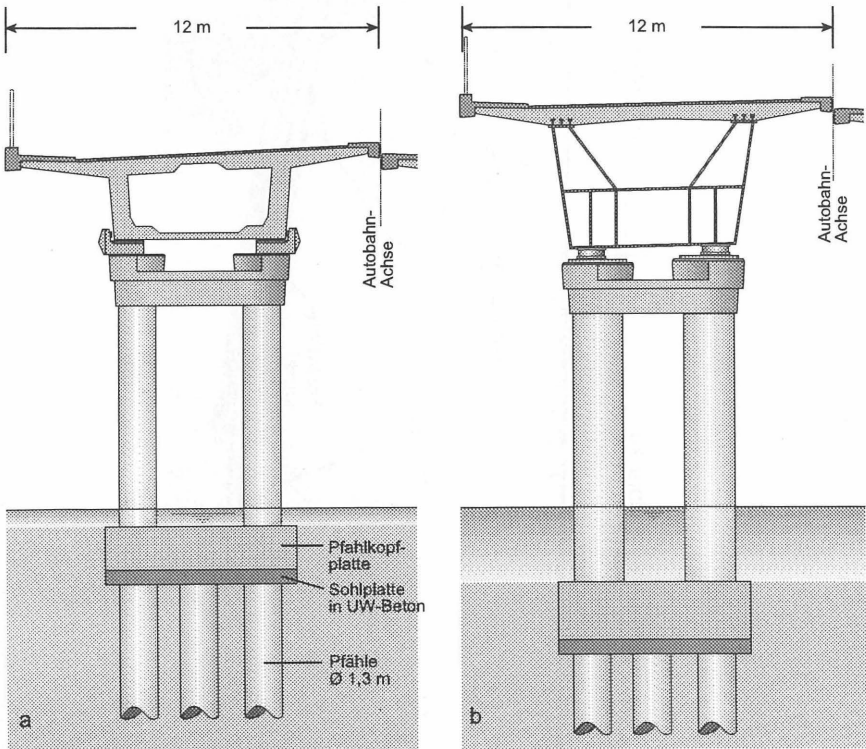


Bild 3

Brückenquerschnitte

a) Vorlandbrücken (mit Taktschiebe-Lagern)

b) Strombrücke

2 Baugrundverhältnisse und Gründung

Auf der ganzen Brückenlänge steht an der Geländeoberfläche organischer Boden in Form von Torf und Mudde an. Die Schichtdicke dieses stark zusammendrückbaren und wenig tragfähigen Bodens schwankt zwischen 3 und maximal 9 m. Die größten Moormächtigkeiten treten am nördlichen Ufer der Peene auf.

Unter dem Moor folgen zunächst holozäne Sande. Die Sande sind teilweise schluffhaltig, wobei die Schluffbeimengungen vorwiegend lagenweise auftreten. In einem Teilbereich (Achsen 50 – 170, vgl. Bild 2) steht toniger Schluff von weicher bis steifer Konsistenz an (Beckenschluff). Er reicht bis maximal 14 m unter Geländeoberfläche. Unter den holozänen Sanden bzw. dem Beckenschluff folgen fluviatile Sande in mitteldichter bis dichter Lagerung, die auch kiesig sein können. Das Grundwasser reicht im gesamten Bereich der Peeneniederung bis zur Geländeoberfläche, zeitweise muss auch mit einer Überflutung des Geländes gerechnet werden.

Für die Brückengründung wurden im Ausschreibungsentwurf geneigte Bohrpfähle $\varnothing$ 1,30 m geplant. Im oberen Pfahlbereich waren im Boden verbleibende Hülsenrohre vorgesehen, welche verhindern sollten, dass der Beton nach Ziehen der Bohrröhre in die weichen Bodenschichten ausläuft und somit die Integrität der Pfähle gefährdet wird. Vorab waren Baustraßen und Arbeitsebenen anzulegen, sowie künstliche Seitenarme der Peene („Torfstichkanäle“) auszubaggern. Diese Vorarbeiten wurden als gesondertes Los ausgeschrieben.

Im Bodengutachten wurde auch eine Alternative mit Rammpfählen untersucht. Im Zuge des Planfeststellungsverfahrens zeigte sich aber, dass sie wegen der damit verbundenen Erschütterungen und Geräuschemissionen in dem hoch sensiblen Naturschutzgebiet nicht einsetzbar war.

3 Erforderliche Überarbeitungen des Gründungskonzeptes

Es war allen Beteiligten klar, dass der Schwierigkeitsgrad dieser Bauaufgabe eine besonders sorgfältige Planung der Bauabläufe, nicht zuletzt zur Minimierung der Eingriffe in die Umwelt erfordert.

Vor der Beauftragung der eigentlichen Bauarbeiten wurden deshalb kurz vor Weihnachten 1997 die Ausführungsplanung und die für die Gründung erforderlichen Vorarbeiten (Anlegen von Baustraßen und Torfstichkanälen) vorab an die ARGE

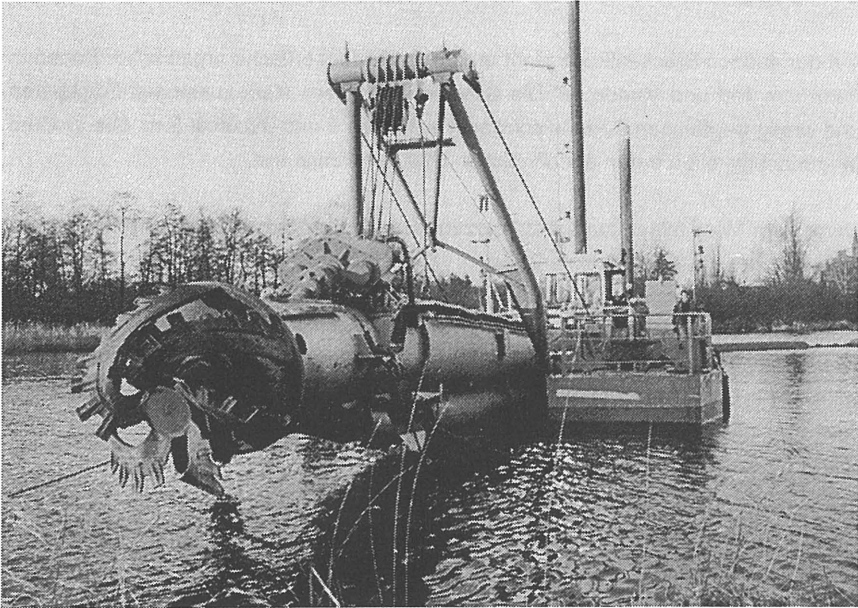


Bild 4
Schneidkopf-Saugbagger (Cutter) zur Herstellung der Torfstichkanäle

DYWIDAG/Schälerbau vergeben. Die Technische Abteilung von DYWIDAG musste dann innerhalb weniger Wochen detaillierte Angaben zur Gründung in Bau- und Endzustand des gesamten Brückenzuges erstellen mit entsprechenden Pfahllasten sowie den erforderlichen statischen und konstruktiven Festlegungen. Wir stützten uns hierbei auf die der Ausschreibung zugrunde liegenden Konzepte sowohl für die Gründung selbst als auch für die Baustraßen. Schon vorher hatte die Ausbaggerung der Torfstichkanäle begonnen (Bild 4).

Nachdem die eigentlichen Bauarbeiten im März 1998 vergeben worden waren, erfolgte eine detaillierte Arbeitsvorbereitung und Terminplanung für die gesamte Baumaßnahme. Sehr schnell zeigte sich, dass bei den vielen zeitgleichen Aktivitäten zur Vorbereitung des Taktchiebens und zur Herstellung der Unterbauten die vorgegebenen schmalen Baustraßen beidseits der vielbefahrenen Bundesstraße B 96 (vgl. Bild 1) das für den Bauablauf ausschlaggebende Kriterium darstellen. Aus der erforderlichen Beachtung der Brut- und Setzzeiten der geschützten Vögel ergaben sich zusätzliche Zwangspunkte.

Um den spezifischen geologischen Gegebenheiten bei der Auslegung der 52 Tiefgründungen Rechnung zu tragen, wurden in jeder Stützenachse zwei weitere Rammsondierungen durchgeführt. Diese baubegleitende Bodenuntersuchung brachte erst die notwendigen exakten Daten für die Ausführungsplanung. Jede der 52 Pfahlgründungen war demnach gesondert zu berechnen, wobei bis zu 7 unterschiedliche Bodenschichten zu berücksichtigen waren. Dies war in der zur Verfügung stehenden Zeit nur mit Hilfe eines DYWIDAG-eigenen Rechenprogrammes zu bewältigen.

Die Herstellung der Bohrpfähle erfolgte durch die Fa. Franki als Subunternehmer. Auf ihren Vorschlag hin wurde die Wandstärke der Hülsenrohre von dem in der Ausschreibung vorgesehenen Wert von 2 mm auf 6,3 mm vergrößert. Die damit ermöglichte statische Mitwirkung der Hülsenrohre erwies sich als vorteilhaft auch bei den Nachweisen der Arbeitsebenen und Pfeilerbaugruben.

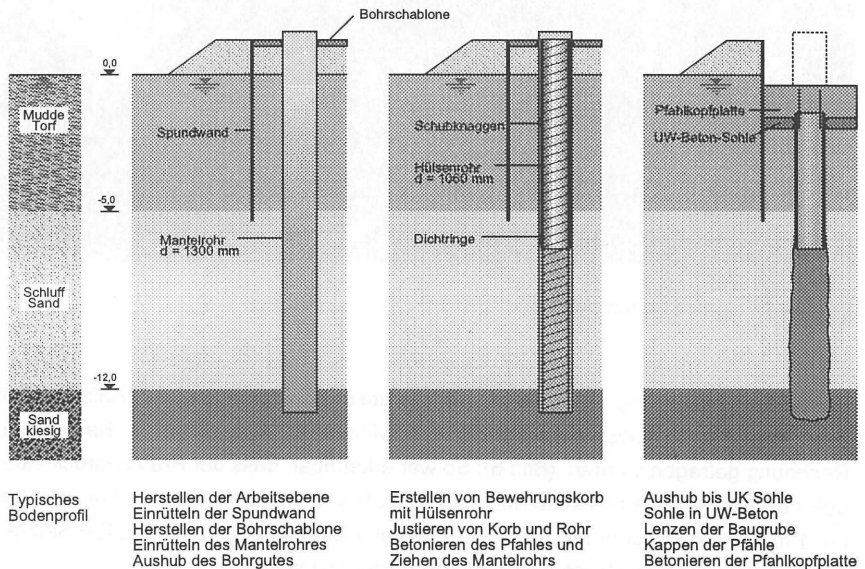


Bild 5
Arbeitsablauf für Pfahlgründungen an Land

Bild 5 zeigt den Arbeitsablauf für die Herstellung der Bohrpfähle mit Hülsenrohr und dem anschließenden Aushub der Baugrube für die Herstellung der Pfahlkopfplatten.

Die Hülensrohre wurden hierbei zur Auftriebssicherung der unter Wasser hergestellten Sohlplatte ($d=50\text{ cm}$) herangezogen. Bei den von Pontons aus hergestellten Pfeilergründungen im Wasser wurde im Prinzip das gleiche Verfahren angewendet. Allerdings wurden hier zunächst die Pfähle und erst anschließend die Spundwände hergestellt.



Bild 6
Versinken eines Baggers im Moor

Bei der Einsatzplanung der schweren Bohrgeräte mußte der begrenzten Belastbarkeit bzw. dem Verformungsverhalten der „schwimmend“ ausgebildeten Baustraßen Rechnung getragen werden. (Bild 6). So war erkennbar, dass der Pratzendruck einer üblichen Verrohrungsmaschine auch bei Einsatz von Baggermatratzen von den nur ca. 1 m starken Baustraßen und Arbeitsebenen nicht aufzunehmen war. Ein Bauverfahren mit geringeren Gerätelasten mußte eingesetzt werden.

Vom Technischen Büro von DYWIDAG wurden in Abstimmung mit dem Bauherren und den Planern Alternativen hinsichtlich des Geräteeinsatzes erörtert.

Nachdem bereits im März 1998 im Zuge des „1. Rammschlages“ ein Probepfahl

mittels Autokran und Vibrationsrüttler erfolgreich niedergebracht worden war, wurde die folgende Lösung gefunden und eingesetzt:

Verzicht auf eine schwere Verrohrungsmaschine

Einrütteln der Mantelrohre in den Baugrund und Ziehen nach der Betonage mit einem auf das Rohr aufgesetzten Vibrationsrüttler (Bild 6)

Umstellung des Gründungskonzeptes von ausschließlich geneigten auf lotrechte Pfähle.

Diese Optimierung von Bauverfahren und Gründungskonzept mussten kurzfristig geplant und einer Genehmigung zugeführt werden, verbunden mit statischen Neuberechnungen, Massenermittlungen und Kostenschätzungen unter größtem Termindruck. Dank des Einsatzes aller Beteiligten gelang es, das optimierte Konzept kurzfristig umzusetzen.

Die vertikalen Pfahllasten betragen nach dem überarbeiteten Konzept bis zu 4,4 MN (gegenüber 3,3 MN gemäß Ausschreibung). Sie werden etwa zu gleichen Teilen durch Spitzendruck und durch Mantelreibung abgetragen.

Nach diesem Konzept waren schließlich folgende Pfahlarbeiten durchzuführen:

Gesamtzahl der Pfähle	338 Stück
Pfahldurchmesser	130 cm
mittlere Länge der Pfähle	14,50 m
mittlere Länge der Hülsenrohre	7,75 m
mittlerer Bewehrungsgehalt	60 kg/lfm
Zeitraum der Gründungsarbeiten	Mitte Mai 98 bis 18.12.1998

4 Bauausführung

4.1 Pfahlherstellung auf dem Land

Für die Vorlandbrücken waren die Pfeiler in insgesamt 13 Achsen im Moor beidseits der Peene zu gründen. Die hierfür benötigten Baustraßen waren durch Hocheinbau zu ertüchtigen, eine durchgeankerte Spundwand sicherte die Standsicherheit der Arbeitsebenen und minimierte durch Verzicht auf Böschungen den Landbedarf. Im Regelfall waren 6 Pfähle pro Pfahlkopfplatte herzustellen. Betonfertigteile dienten als Bohrschablone.

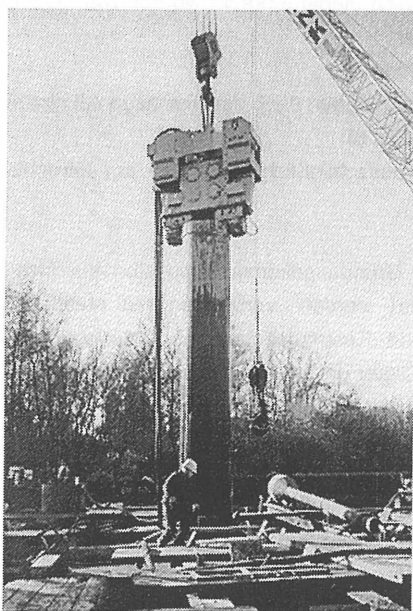


Bild 7
Einräuteln eines Mantelrohres mittels
Vibrationsbär

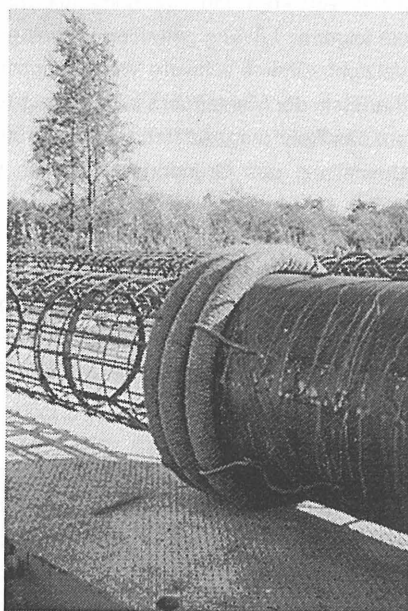


Bild 8
Unteres Ende des Hülsenrohres mit
Abdichtung gegen das Mantelrohr

Ein für die Pfahlherstellung wesentlicher Arbeitsgang ist die genaue Einmessung. Sie erfolgte mittels GPS (Global Positioning System) mit einer Genauigkeit von ≤ 1 cm. Zur Einmessung der 12 Pfähle in einer Pfeilerachse wurde bei den Landpfeilern 1 GPS-Anlage installiert. Bei den Pfeilern im Wasser wurden 2 GPS-Anlagen auf der Schiffseinheit angeordnet. Gegenüber einer herkömmlichen Einmessung wurde hierdurch eine erhebliche Zeiteinsparung erreicht.

Ein Raupenbagger als Trägergerät übernahm die erforderlichen Funktionen zum Ansetzen und Einvibrieren des Bohrrohres (Bild 7). Mit der Schnecke wurde das Bohrgut gefördert. Der vorgefertigte Bewehrungskorb, über dessen oberen Bereich das zuvor erwähnte Hülsenrohr geschoben und dort fixiert wird, wurde eingehoben und justiert. Am unteren Ende des Hülsenrohres war für den Betoniervorgang eine besondere Abdichtung gegen das Mantelrohr erforderlich (Bild 8). Das Ziehen des ungestoßenen Mantelrohres folgte dem Einbringen des Betons.



Bild 9
In der Bohrschnecke eingeklemmter Findling

Der Verlauf dieser Arbeiten wurde verschiedentlich durch Störfälle behindert, für die immer kurzfristig eine Lösung zu finden war. Hierzu gehörte zum Beispiel das Antreffen von Findlingen beim Abteufen der Pfähle (Bild 9). Manchmal wurden auch kleinräumige Verwerfungen der Bodenschichten angetroffen. Dies erforderte eine kurzfristige Änderung der Absetztiefe oder Vergrößerung der Hülsenrohrlänge.

4.2 Pfahlherstellung in den Torfstichkanälen

13 Pfeilerachsen bzw. 26 Pfahlgruppen lagen in der Peene bzw. den davon abzweigenden Torfstichkanälen. Die Pfahlherstellung erfolgte hier von Pontons aus (Bild 10). Der Hafen Jarmen diente als Stützpunkt.

Im einzelnen waren folgende Arbeitsschritte erforderlich:

Fixierung von mehreren Pontons zu einer Arbeitsebene; gelenkig angeschlossene Profilträger dienen als Bohrschablone (Bild 11)

Die Vertäuerung der schwimmenden Einheit gegen gerammte Rohre
Förderung des Bohrgutes mittels Greifer oder Wasserhebeverfahren
Abfuhr des Bohrgutes mit Schuten, ein Verklappen war nicht gestattet

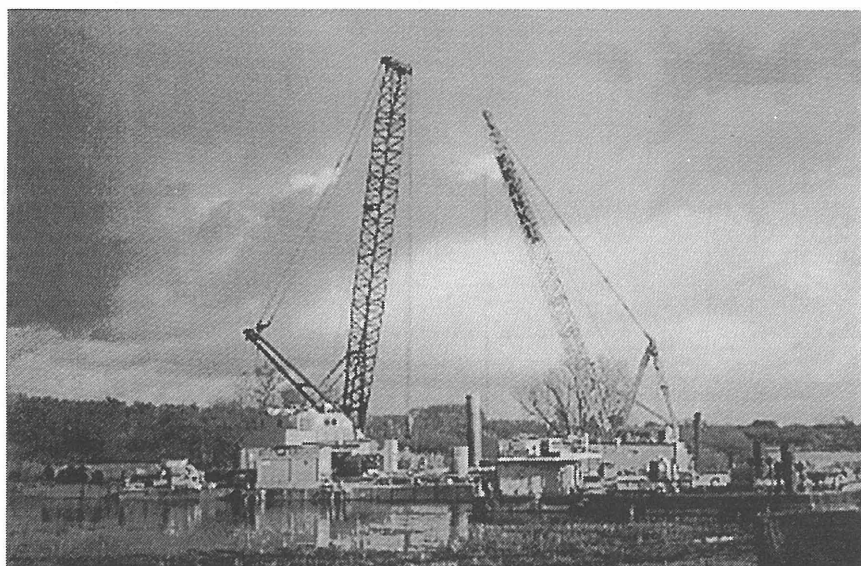


Bild 10
Pfahlherstellung in den Torfstichkanälen von Pontons aus

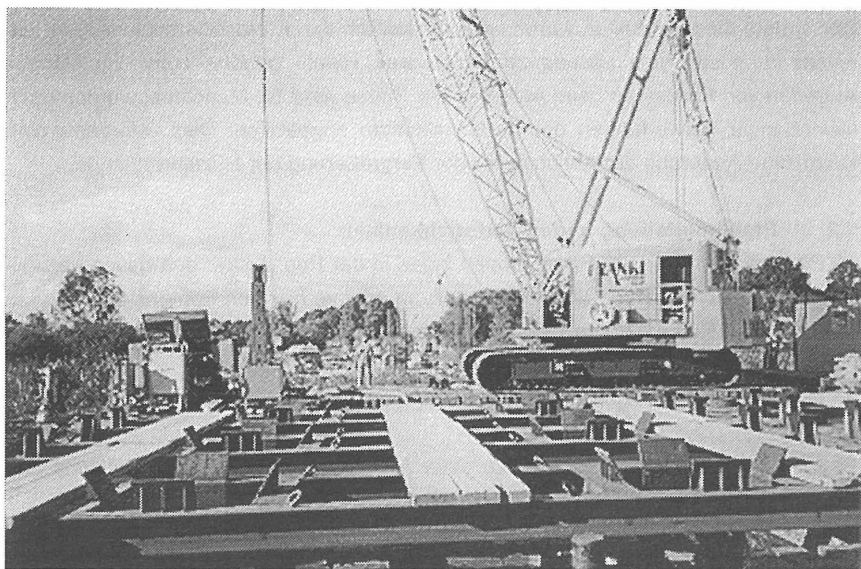


Bild 11
Bohrschablone aus Stahlprofilträgern

Anlieferung der Bewehrungskörbe mittels Kahn
Transport der Betonmischer ebenfalls mittels Pontons.

Als Besonderheit ist noch zu erwähnen, dass einige Pfähle während der Montage des Stahlüberbaus von Pontons überfahren werden mußten. Bei diesen Pfählen erfolgte der Bewehrungsanschluss zur Pfahlkopfplatte durch Muffenstöße.

Mit einer zweiten Kolonne waren zeitgleich die Pfähle am Land eingebracht worden. Am 18.12.98, nur knapp 8 Monate nach Beginn der Bauarbeiten, wurde der letzte Bohrpfahl in der Peene hergestellt, so dass die Fa. Franki vor Weihnachten abziehen konnte. Dies war um so wichtiger, als der nachfolgende Winter sehr kalt war und die Peene mit einer bis zu 30 cm dicken Eisdecke überzog.

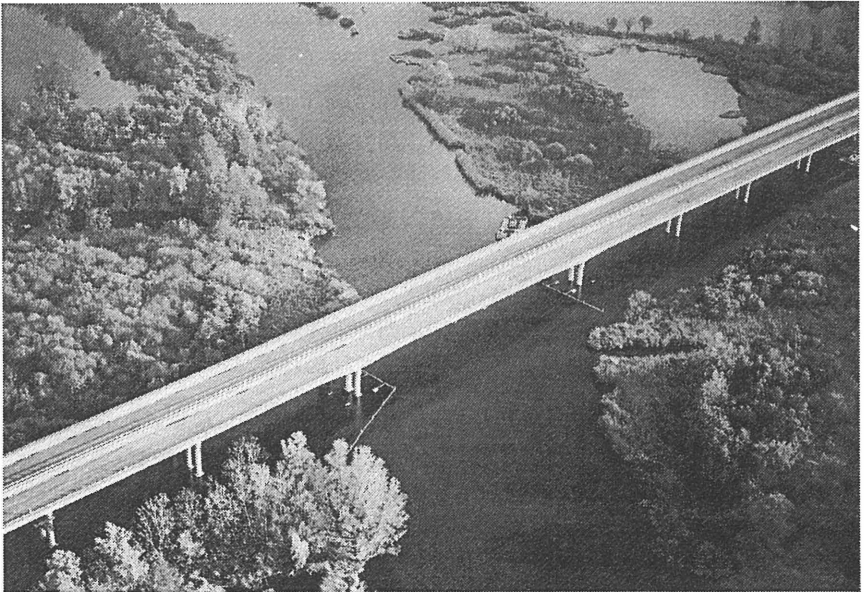


Bild 12
Die Peenebrücke fügt sich gut in die Moorlandschaft ein

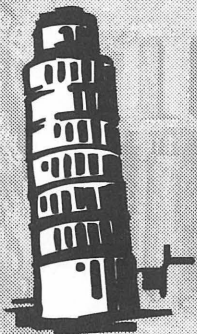
5 Schlussbemerkung

Die Gründung der Peenebrücke ist ein Beispiel dafür, wie durch die gute Zusammenarbeit aller Beteiligten bei Planung und Bauausführung auch schwierigste Randbedingungen bewältigt werden können und dies sogar unter Einhaltung der ursprünglichen Terminvorgaben. Es liegt nahe, dass hierbei die Kontrolle der Bauausführung von größter Bedeutung ist. Die Ergebnisse von Integritätsmessungen, Inklinometermessungen, Betonverbrauch und Betonfestigkeit belegten die einwandfreie Qualität der Ausführung. Die baubegleitenden und späteren Setzungsmessungen weisen aus, dass die prognostizierten Werte nicht überschritten wurden.

Bild 12 zeigt, dass sich die fertige Brücke gut in die reizvolle Moorlandschaft einfügt. Der erhöhte Aufwand für eine umweltverträgliche Lösung dieser besonderen Bauaufgabe war im vorliegenden Fall sicher gerechtfertigt.

Beteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland vertreten durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen
Auftragsverwaltung:	Land Mecklenburg- Vorpommern
Entwurf und Projektmanagement:	DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und bau GmbH Berlin
Bauüberwachung:	Ingenieurgemeinschaft Köhler + Seitz, Nürnberg BERATEN und PLANEN GmbH Dr.-Ing. A. Herold, Rostock
Ausführende ARGE:	Dyckerhoff & Widmann AG / NL Cottbus (Federführung) Schälerbau Berlin, V. Buyck Stahlbau GmbH
Ausführungsplanung:	Dyckerhoff & Widmann AG, Techn. Abteilung, München
Bodengutachter:	Ing. Büro Kokemüller & Möker, Hannover
Prüfingenieur:	Dipl. Ing. Uwe Schmiedel, Pinneberg



Wenn Immobilien ohne Grund mobil werden...

Wenn Bauwerke den festen Grund verlieren (z. B. durch Ausspülung der Fundamente), können sie leicht in Bewegung geraten. Die Folgen sind Schief lagen, Setzrisse und vieles mehr.

Erka Pfahl stellt Objekte auf eine neue Basis.

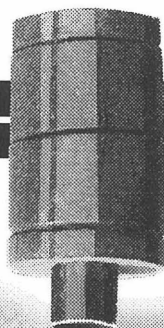
Leistungen mit Preßpfählen

-  Unterfangungen, setzungsarm mit Rückverankerung (Patent)
-  Nachgründungen, setzungsfrei auch im Innenbereich.
-  Mit firmenseitigem Ballast (Patent).
-  Beseitigung von Setzungsschäden.
-  Heben und Senken von Bauwerken unterhalb der (Keller-) Sohle (Patent)
-  Unterfahrungen

Zusätzliche Leistungen beim Einsatz des ERKA-Pfahlsystems in begrenztem Umfang

-  Beton-Sanierung
-  Spunddielen im Innenbereich verpressen (Patent)
-  Baugrubensicherungen
-  Risse-Verpressungen

... von Grund auf sicher!



**Unterfangen · Nachgründen · Stabilisieren
Heben und Senken von Gebäuden**



ERKA Pfahl
SPEZIAL-TIEFBAU GmbH

Hermann-Hollerith-Straße 7 · 52499 Baesweiler
Tel. (02401) 91 80-0 und Tel. 0700 37 53 37 52
Fax (02401) 8 84 76

ERKA PFAHL

Dipl.-Ing. Henk de Jong

1 ZUSAMMENFASSUNG

Beim Erka Pfahl handelt es sich um ein bewährtes System zur Nachgründung, welche sich häufig aus einer Nutzungsänderung oder einer Gebäudeaufstockung ergibt. Auch zur Sanierung nicht ausreichend tragfähiger vorhandener Gründungen eignet sich das Verfahren hervorragend. Dabei werden Stahlbeton-Segmente sukzessive unter das Bauwerk in den Baugrund gepresst, bis die Bauwerkslasten die ausreichend tragfähigen Schichten erreicht haben. Neben der Basis-Ausführung des Verfahrens gibt es Erweiterungen und spezielle Varianten für verschiedene Anforderungen, mit welchen flexibel auf veränderliche Randbedingungen reagiert werden kann. Die Basis-Ausführung, sowie einige Varianten, sollen folgend vorgestellt werden.

2 DIE BASIS-AUSFÜHRUNG

2.1 Herstellung

Die Arbeiten zur Herstellung eines Erka Pfahles beginnen i.d.R. mit der Herstellung einer ca. 1 x 1 m großen Kopfbaugrube neben und unterhalb des Fundamentes (Bild 1). Dabei kann je nach Zugänglichkeit und/oder Anforderungen diese Baugrube vom Keller aus hergestellt werden oder sie wird ausserhalb des Gebäudes angeordnet. Die Vor- und Nachteile dieser beiden Möglichkeiten sind in Tabelle 1 aufgelistet. Im Einzelfall können weitere Einflüsse maßgebend sein. Nach Herstellung der Kopfbaugrube wird direkt unterhalb des Fundamentes ein Lastverteilungsträger eingesetzt. Hierbei handelt es sich um ein mit Aussteifungen ergänztes HEB-Profil, welches in vorab geschaffene Auflagernischen eingelegt wird und dessen Größe sich nach der Festigkeit des aufgehenden Bauwerkes, sowie der planmäßigen Pfahlbelastung richtet.

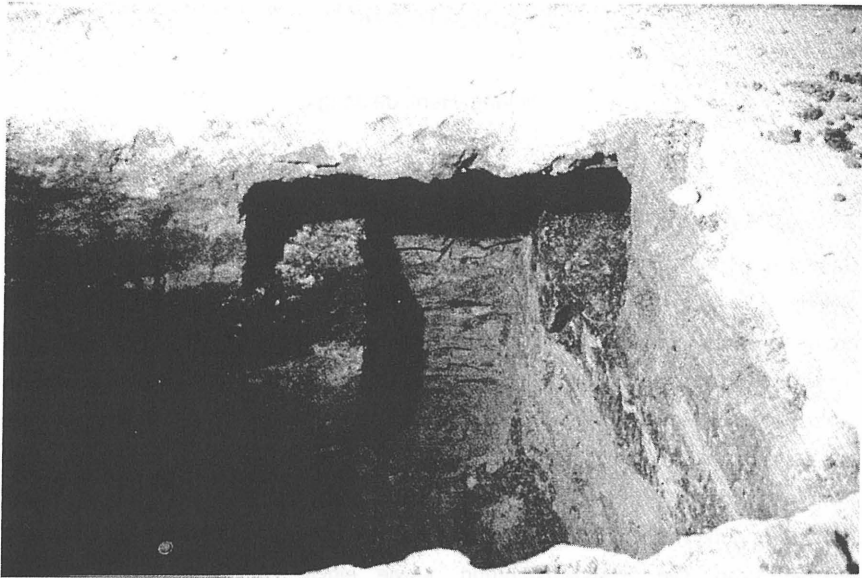


Bild 1: Fertiggestellte Kopfbaugrube mit Aussparung zur Aufnahme des Lastverteilungsbalkens

	Kopfbaugrube von aussen	Kopfbaugrube vom Keller
Vorteile	Maschineneinsatz möglich Keller kann genutzt werden Keine Baustelle im Haus	Flache Kopfbaugrube Geringer Aushub Witterungsunabhängig
Nachteile	Tiefe Kopfbaugrube Viel Aushubmaterial Ggf. Witterungsabhängig Baugrubensicherung erforderlich	Bodenplatte aufstemmen Aushub im Keller Eingeschränkte Kellernutzung Kaum Maschineneinsatz

Tabelle 1: Vor- und Nachteile der Anordnung der Kopfbaugrube

Nachdem somit die Widerlagerkonstruktion geschaffen wurde, wird das erste Pfahlsegment auf den Boden der Kopfbaugrube gestellt und mittels einer hydraulischen Presse in den Boden eingepresst (Bild 2).

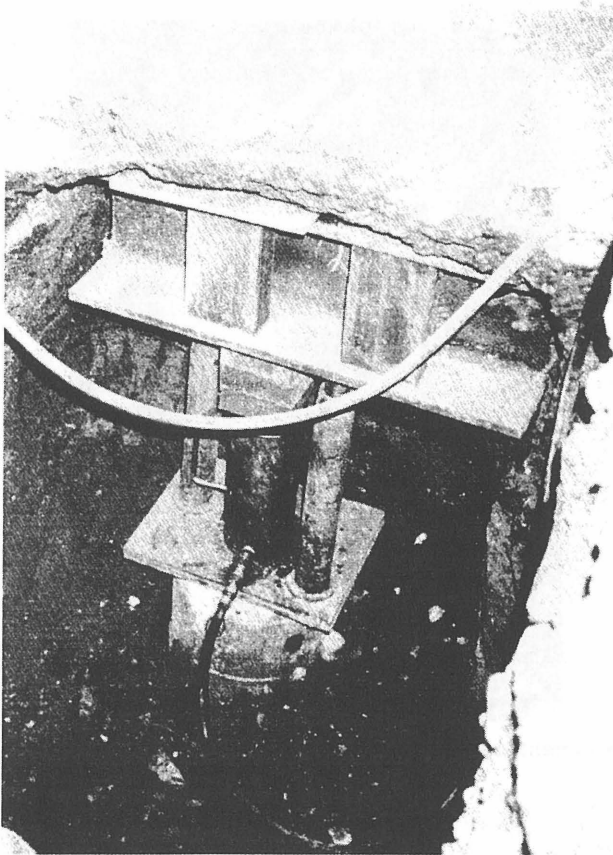


Bild 2: Widerlager, hydraulische Presse, Kopfplatte und Pfahlsegment

Das unterste Segment benötigt keine explizite Pfahlspitze, d.h. es ist wie alle Segmente an der Unterseite flach, da sich während des Einpreßvorganges von selbst eine natürliche Spitze aus komprimiertem Boden ausbildet. Ist ein Segment vollständig eingepreßt, wird die Presse zwischenzeitlich entnommen und das

nächste Segment aufgesetzt. Ist eine kontinuierliche Stützung des Bauteiles erforderlich, kann mittels einer Stahlmanschette eine ununterbrochene Stützung erzielt werden. Mittels Nut- und Federsystem (Bild 3) und beliebiger Wiederholung des Vorganges ergibt sich ein durchgängiger Pfahl beliebiger Länge.

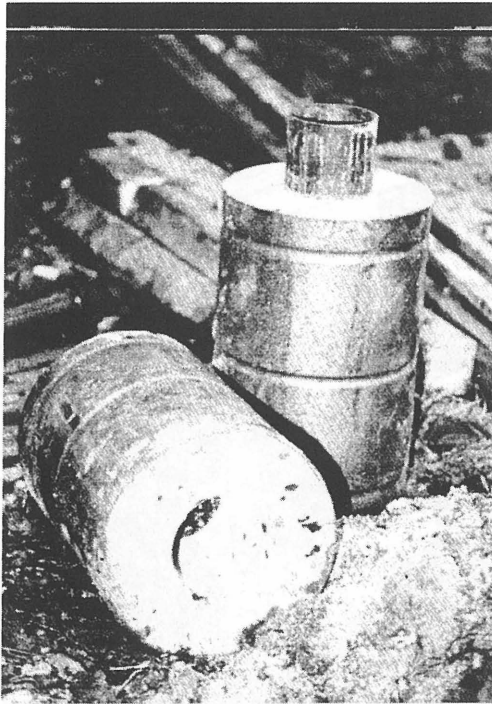


Bild 3: Pfahlsegmente mit Nut und Feder

2.2 Kontrolle der Vorpresskräfte

Die Pressenkräfte werden während des Einpreßvorganges kontinuierlich aufgezeichnet und liefern wesentliche Aussagen über die Tragfähigkeit des Einzelpfahles in Abhängigkeit von seiner momentanen Länge. Prinzipiell wird somit jeder Pfahl einer Probelastung unterzogen, wenn auch nicht im engeren Sinn dieses Begriffes der DIN 1054. Dennoch stehen weit mehr Informationen über jeden Pfahl zur Verfügung, als bei vielen anderen Pfahlsystemen. Bild 4 zeigt ein typisches

ERKAPfahl GmbH
Spezialtiefbau
Hermann-Hollerith-Straße 7
52499 Baesweiler

Telefon 02401/9180 0
Telefax 02401 88476
E-Mail erkapfahl@t-online.de
www.erkapfahl.de

Pfahl-Nr. 2

Segment Ø 31,5 cm	Tiefe m	Druck bar	P	Last kN	Bemer- kungen
Ansatzpkt.	1,10			0	die ersten 3
-	2,20			0	Segmente
1	2,37	200	1	175	mit Ø 41,0 cm
1	2,53	270	1	241	
1	2,70	340	1	307	
2	2,87	340	1	307	
2	3,03	350	1	316	
2	3,20	330	1	298	
3	3,37	320	1	288	
3	3,53	310	1	279	
3	3,70	310	1	279	
4	3,87	370	1	335	
4	4,03	360	1	326	
4	4,20	360	1	326	
5	4,37	390	1	354	
5	4,53	380	1	345	
5	4,70	360	1	326	
6	4,87	360	1	326	
6	5,03	350	1	316	
6	5,20	340	1	307	
7	5,37	350	1	316	
7	5,53	360	1	326	
7	5,70	370	1	335	
8	5,87	380	1	345	
8	6,03	410	1	373	
8	6,20	420	1	383	
9	6,37	440	1	401	
9	6,53	450	1	411	
9	6,70	450	1	411	
10	6,87	450	1	411	
10	7,03	450	1	411	
10	7,20	450	1	411	
11	7,37	440	1	401	
11	7,53	430	1	392	
11	7,70	430	1	392	
12	7,87	430	1	392	
12	8,03	440	1	401	
12	8,20	440	1	401	
13	8,37	440	1	401	
13	8,53	450	1	411	
13	8,70	450	1	411	
14	8,87	450	1	411	
14	9,03	450	1	411	
14	9,20	450	1	411	
15	9,37	450	1	411	
15	9,53	290	2	458	
15	9,70	310	2	490	
16	9,87	320	2	507	
16	10,03	320	2	507	
16	10,20	340	2	540	Pfahllänge ist
17	10,37	350	2	556	tatsächlich:
17	10,53	360	2	572	14,828

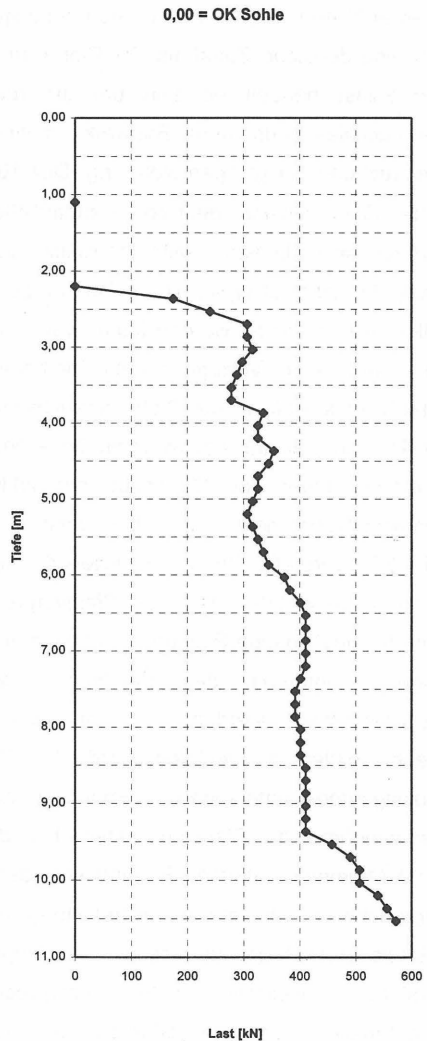


Bild 4: Pfahlpreßprotokoll

Pfahlvorpresseprotokoll mit der Entwicklung der Vorpressebelastung über die erreichte Pfahllänge. Der Einpreß- oder Vorpressevorgang wird so lange fortgesetzt, bis der Pfahl die sogenannte Vorpresselast aufweist. In Bild 4 ist deutlich ersichtlich, daß der Pfahl zunächst ohne nennenswerte Lasterhöhung in der Länge zunimmt und folgend ab einer Tiefe von ca. 11,70 m die tragfähigen Bodenschichten erreicht, in welchen sich eine deutliche Zunahme der Pfahlkraft bis hin zur Vorpresselast ergibt. Bei der Vorpresselast handelt es sich um die rechnerisch auf den Pfahl entfallende Gebrauchslast aus dem Bauwerk, multipliziert mit einem Sicherheitselement entsprechend der gültigen Normung (DIN 1054). Jeder Pfahl wird somit gegenüber seiner Gebrauchslast deutlich (Standard-Sicherheitselement $\eta = 1,75$) überpresst, wodurch sich ein sehr steifes Verhalten auch bei einer Belastung oberhalb der Pfahlgebrauchslast ergibt. Die Erfahrung zeigt, daß die Vorpresselast nur in wenigen Fällen nicht realisiert werden kann, wenn in einem solchen Fall nicht ausreichend Gegengewicht zur Verfügung steht. Hierbei ist zu bedenken, daß i.d.R. ca. 30-50 % Verkehrslastanteile in die Pfahlgebrauchslast eingerechnet sind, welche bezüglich der Tragfähigkeit auf der sicheren Seite liegen, im Normalfall aber nicht in voller Größe vorhanden sind. Gegenüber der wirklich vorhandenen Gebrauchslast infolge ständiger Belastung wird ein Pfahl damit ca. um den Faktor $1,75 \times 1 / (0,5 - 0,7) = 2,5 - 3,5$ überpresst. Für den Nachweis der ausreichenden äusseren Tragfähigkeit ist weiterhin wesentlich, daß das Pfahlvorpresseprotokoll bei Erreichen der Endtiefe weiterhin ansteigende Pfahltragfähigkeiten ausweist. Damit kann ein Durchstanzen in mögliche unterhalb des Pfahlfusses befindliche weichere Bodenschichten ausgeschlossen werden. Ist mit zeitabhängigem Baugrundverhalten und Kriechverhalten zu rechnen, wird der Pfahl nachfolgend einer sogenannten Setzungsprobe unterzogen. Hierbei wird über eine unabhängige Meßbrücke ein Wegaufnehmer am Pfahlkopf installiert (Bild 5), welcher eine Meßgenauigkeit von 1/100 Millimeter aufweist. Folgend wird der Pfahl mittels Hydraulikpresse bis zur Gebrauchslast belastet und die Belastung wird über die Zeit konstant gehalten. Die zeitabhängigen Verformungen des Pfahlkopfes werden aufgezeichnet und bei der Herstellung weiterer Pfähle entsprechend berücksichtigt. Ausgeprägtes zeitabhängiges Setzungsverhalten kann folgend einfach über die Dauer der Aufrechterhaltung der Vorpresselast vorweggenommen werden.

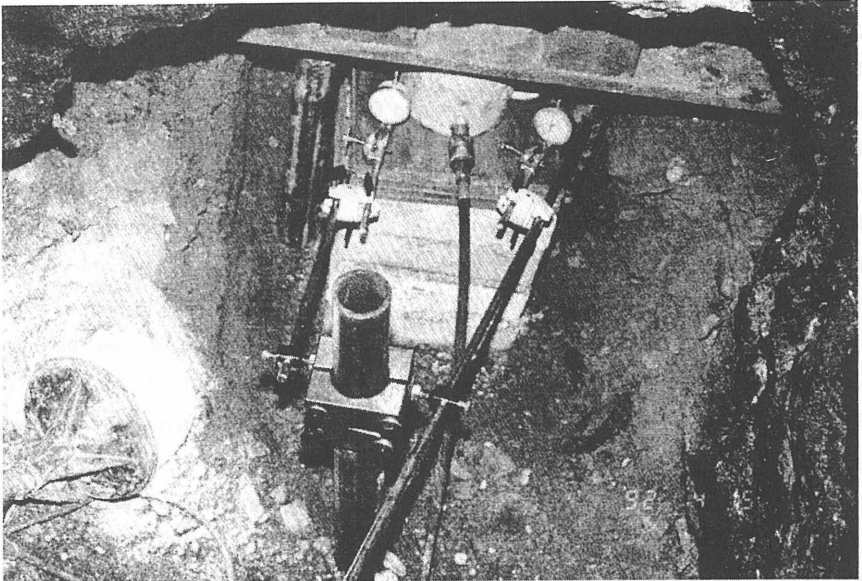


Bild 5: Setzungsprobe

Ist der Pfahlvorpressevorgang entsprechend abgeschlossen, wird die hydraulische Presse auf die ca. 1,3-fache Gebrauchslast eingestellt und unter Last durch Stahlspindeln ersetzt. Durch den Schlupf und die elastische Stauchung der Spindeln bleibt nach Festlegung der Spindeln und Herausnahme der hydraulischen Presse ca. die 1,0 – 1,1 – fache Gebrauchslast erhalten. Die Lastabtragung in die Pfähle erfolgt damit in erster Näherung deformationsfrei. Anpassungen an wechselnde Gebäudelasten aufgrund von Umbau- oder Aufstockungsmaßnahmen sind durch den jederzeit möglichen Wiedereinbau der Hydraulikpressen möglich. Nach Fertigstellung der Arbeiten kann der gesamte Pfahlkopfbereich einschließlich der Stahlspindeln ausbetoniert werden. Damit wurde eine Tiefgründung hergestellt, bei welcher jedes Element seine ausreichende Tragfähigkeit im Gesamtsystem Bauwerk-Boden im Prototypen nachgewiesen hat und bei welchem, aufgrund der Festlegung unter Last, keine Deformationen infolge Lastumlagerung auf die Gründung zu erwarten sind.

3 SYSTEMVARIANTEN

3.1 Der Biegepfahl

Durch das Zusammenstecken der Stahlbetonsegmente entsteht zunächst ein Pfahl, welcher planmäßig kaum Horizontalkräfte und Biegung aufnehmen kann. Praktisch ist durch das Nut und Federsystem zwar eine deutliche Biegesteifigkeit vorhanden, rechnerisch ist jedoch klar nur eine Biegebelastung infolge linear erhöhter Randspannungen nachweisbar. Soll der Pfahl für eine äussere Horizontal- oder Biegebelastung ausgelegt werden, bietet sich das patentierte Erka-Biegepfahlsystem an. Hierbei kommen spezielle Elemente zum Einsatz, welche die Möglichkeit einer nachträglichen Einbringung einer Biegebewehrung ermöglichen. Neben den bereits vorgestellten Details der Stahlbetonsegmente weisen die Biegepfahlsegmente i.d.R. 6 aussenliegende symmetrisch angeordnete Kanäle $\varnothing 28$ mm und eine gegenseitige Zapfenverbindung auf, welche dem nachträglichen Einbringen einer Biegebewehrung dienen. Da normale Bewehrungsseisen aufgrund der beengten Platzverhältnisse innerhalb der Kopfbaugrube unter den Fundamenten nicht eingebracht werden können, werden flexible hochfeste Stahlseile eingesetzt.

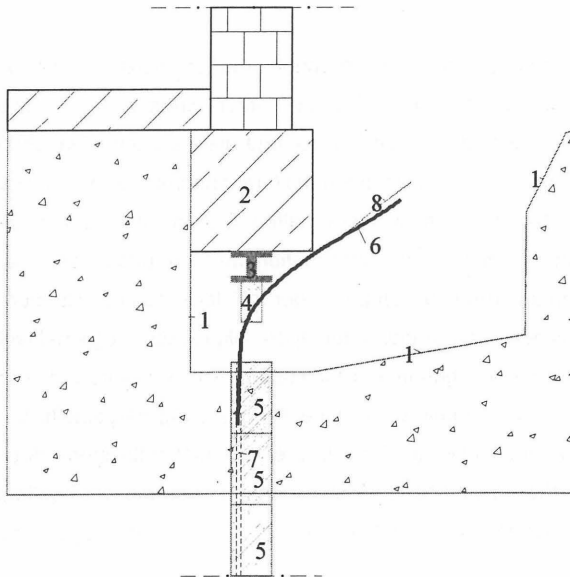


Bild 6: Systemskizze Einschieben der flexiblen Bewehrungsseile

Nachdem die Segmente orientiert und geführt eingepresst wurden, werden die Kanäle über eine Schlauchleitung von unten beginnend mit hochfestem Mörtel verfüllt und folgend das Stahlseil eingeführt. Der hochfeste Mörtel erreicht schnell Festigkeiten, die eine Verankerungslänge von nur 25 cm zulassen. Dokumentierte Versuche erlauben die Aussage, daß derart vermörtelte Stabeisen bei einem Ausziehversuch nach 28 Tagen Festigkeitsentwicklung im reinen Stahlquerschnitt reißen, was die hervorragenden Verbundfestigkeiten dieses Mörtels unterstreicht. Durch das Einschieben der Stahlseile wird der überflüssige hochfeste Mörtel bis zum Pfahlkopf verdrängt und der nachträgliche Verbund zwischen Bewehrung und Pfahlsegmenten ist sichergestellt. Durch die nachträgliche Bewehrung können somit nennenswerte Belastungen infolge Biegung und/oder Horizontalbelastung abgetragen werden.

3.2 Nachträgliche Bauwerksschwingungsisolierung

Insbesondere in den Ballungszentren haben sich in den letzten Jahrzehnten erhebliche Strukturänderungen hinsichtlich der Raumplanung und -nutzung ergeben. So haben Strassenverkehrsbelastungen i.d.R. stark zugenommen, es wurden schwerere Fahrzeuge eingesetzt und neue U-Bahn Strecken wurden aufgefahen. Auf der anderen Seite sind die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit der Gebäude aufgrund verfeinerter Technik in vielen Bereichen gestiegen. Speziell für Gebäude mit hochwertiger Nutzung, wie z.B. Krankenhäuser, Konzertsäle, Tonstudios, Chipfabriken, Rechenzentren, Hotels o.a. können sich hieraus Probleme hinsichtlich eingeleiteter Schwingungsmissionen ergeben. Auch denkmalgeschützte historische Gebäude leiden häufig unter derartigen Einwirkungen und können mit dem folgend beschriebenen Verfahren hervorragend saniert werden.

Zielsetzung der nachträglichen Schwingungsisolierung ist es, das gesamte bestehende Gebäude vom schwingenden Baugrund abzukoppeln. Hierzu wird das Gebäude auf elastische Stahlfederelemente, ggf. in Kombination mit Dämpfungselementen, gestellt (Bild 7), welche sowohl zwecks Reduzierung der störenden Einwirkungen während der Umbauzeit als auch gegen langfristige äußere Störungen zweckmäßig unterhalb der bestehenden Fundamente eingesetzt werden. Die i.d.R. vorhandenen Streifenfundamente werden damit an einzelnen Punkten

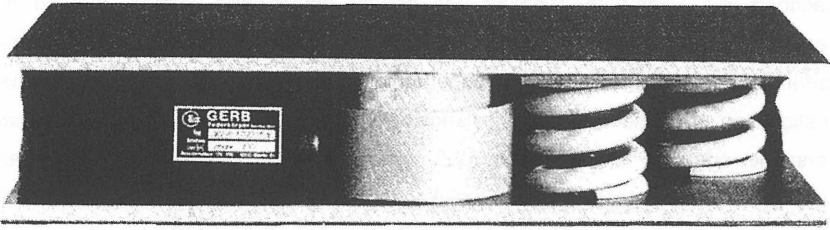


Bild 7: Kombiniertes Feder-Dämpferelement (Quelle: Fa. Gerb GmbH)

gefasst, so daß Einzellasten den Baugrund belasten und eine Neugründung erforderlich wird. Die in Kapitel 2 beschriebene Basisausführung des Erka Pfahles eignet sich nun ausgezeichnet, diese Einzellasten in den tragfähigen Baugrund abzutragen. Bild 8 zeigt die Kombination eines solchen Federelementes mit einem Erka Pfahl.

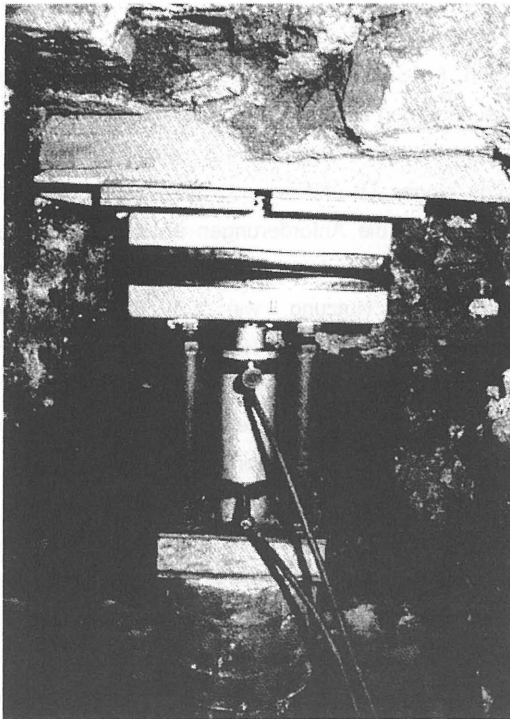


Bild 8: Federelement auf Erka Pfahl

Mit leichten Modifikationen (HOCK-BERGHAUS, 2001) kann mittels dieses Systems auch ein effektiver Erdbebenschutz nachträglich hergestellt werden. Soweit das System von aussen installiert wird, greift es an keiner Stelle in die vorhandene Bausubstanz ein, was gerade bei Anforderungen des Denkmalschutzes von großem Vorteil ist.

3.3 Unterfangungen

Die Basisausführung des Erka Pfahles wird häufig in Kombination mit einer klassischen Unterfangung eingesetzt, wobei sich aus dieser Kombination ein hochwertiges und sehr deformationsarmes Unterfangungssystem ergibt (HOCK-BERGHAUS, DE JONG, 1999). Durch den Vorabeinsatz der Erka Pfähle zwecks Übertragung der Bauwerkslasten in den tiefen Untergrund kann im Schutze der bereits tragenden Pfähle ein Unterfangungskörper bewehrt und betoniert werden (Bild 9).

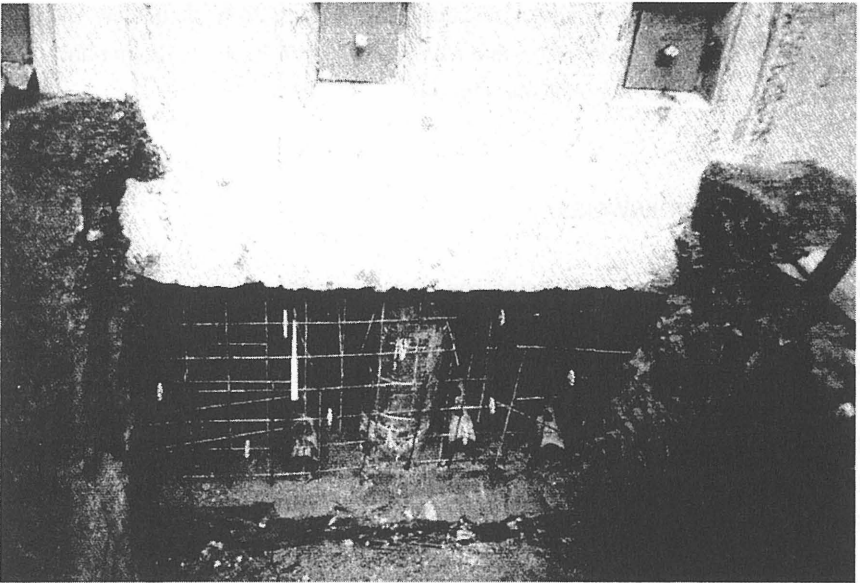


Bild 9: Unterfangungsabschnitt im Schutze eines Erka Pfahles

Wie Bild 9 zeigt, können je nach statischen Anforderungen weitere konstruktive Elemente, wie z.B. Klapptelleranker, Horizontalelemente oder Verpreßanker, eingesetzt werden. Die Unterfangung wächst somit Ebene für Ebene nach unten, während die Bauwerkslasten bereits jenseits des Aushubzieles abgetragen werden. Sollte aufgrund von Hindernissen ein Pfahl einmal nicht ausreichend tief vorgepresst sein, kann er unter einer bestehenden Ebene erneut angesetzt werden und mit jetzt größerem Widerstand des Widerlagers weiter gepresst werden.

4 RESUMEE

Das vorgestellte Erka Segmentpfahlsystem ist ein sehr flexibles Pfahlsystem zur nachträglichen Herstellung (biegesteifer) Gründungspfähle. Aufgrund des geringen erforderlichen Platzbedarfes und kleiner Maschinen kann es in vielen schwer zugänglichen Örtlichkeiten eingesetzt werden. Durch die aktive Vorpressung der Segmentpfähle und die Festlegung unter Last wird bei der Basisvariante und jeder Systemkombination eine nahezu setzungsfreie Tiefgründung hergestellt. Neben einem optimalen Systemverhalten wird einem potentiellen Bauherren damit auch ein hohes Maß an Schadensfreiheit garantiert.

5 LITERATURHINWEISE

HOCK-BERGHAUS, K.: Nachträgliche Schwingungsisolierung von Gebäuden, Tiefbau Ingenieurbau Strassenbau tis, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh, voraussichtlich 4/2001

HOCK-BERGHAUS, K.; DE JONG, H.: Deformationsarme Unterfangungen, Tiefbau Ingenieurbau Strassenbau tis, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh, 9/1999

PLACZEK, D.; KÖTHER, M.; WILDEN, U.: Zum Tragverhalten verschiedener Pfahlsysteme mit kleinem Durchmesser, Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 1996

SANIERUNG EINES VERFORMTEN TRÄGERBOHLWANDVERBAUS MIT EINER AUFGELÖSTEN BOHRPFAHLWAND

Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer

1 EINLEITUNG

Die Neubaustrecke Köln – Rhein/Main der Deutschen Bahn ist mit ca. 177 km derzeit Deutschlands längste Baustelle. Die Hochgeschwindigkeitsverbindung verläuft zur Bündelung des Verkehrs weitgehend im Verkehrskorridor der BAB A3. Der größte Teil der Strecke verläuft parallel zur Autobahn. Teilweise müssen jedoch auch Querungen der bestehenden Autobahn vorgenommen werden, wozu Kreuzungsbauwerke hergestellt werden müssen. In dem nachfolgenden Beispiel treffen die geplante Bahnstrecke und die bestehende Autobahn spitzwinklig aufeinander. Die Bahn unterquert die Autobahn mit einem Tunnelbauwerk, das entlang der Autobahn in offener Bauweise hergestellt werden sollte. Die Baugrubensohle lag bis zu 14,5 m unter Autobahnniveau.

2 BAUGRUND

Der Untergrund besteht im Baugebiet aus einer ca. 4 bis 7 m mächtigen quartären Deckschicht aus Hanglehmen und Hangschutt von steifer bis halbfester Konsistenz. Diese Schichten werden bis in größerer Tiefe von völlig verwitterten Tonschiefern bzw. Feinsandsteinen mit unterschiedlicher Konsistenz und Festigkeit unterlagert. In einem Teilbereich wurde eine Störungsbrechzie festgestellt, bei der es sich um einen mehr oder minder mit Felsstücken durchsetzten tonig sandigen Schluff von halbfester Konsistenz handelt. Vom bodenmechanischen Verhalten her ist die Störungsbrechzie den Verwitterungsschichten in etwa gleichzusetzen.

Ein zusammenhängender Grundwasserspiegel wurde im Einflussbereich der Baugrube nicht festgestellt.

3 BAUGRUBENSICHERUNG

Als Baugrubensicherung entlang der Autobahn war ein Bohrträgerverbau mit Holzausfachung vorgesehen (siehe Abb. 1). Die Träger bestanden aus Doppel- Profilen U 320 bzw. U 350 St 37 mit einem Abstand $a = 2,0$ bis $2,5$ m. Zur Aufnahme der Vertikalkräfte wurde am Fußpunkt der Träger ein Betonfuß aus Beton B 25 mit einem Durchmesser von 90 cm und je nach Belastung mit Höhen zwischen $0,3$ m und $1,5$ m ausgeführt. Die Einbindetiefe der Träger unter Endaushubniveau betrug zwischen $3,5$ m und $4,1$ m. Die Ausfachung erfolgte mit Holzbohlen $12/12$ cm NH II. Die Träger waren 4-lagig gurtlos verankert vorgesehen.

Die Anker sind längengestaffelt mit einer Neigung von ca. 15° zur Horizontalen vorgesehen und reichen bis max. 19 m hinter den Verbau. Die Verpressstrecken haben eine planmäßige Länge von ca. $6,0$ m. Die Anker sollten auf 100% der Gebrauchslast vorgespannt werden. Die Abnahmeprüfung der Anker erfolgte in der A- und C-Lage auf die $1,5$ fache Gebrauchslast. Hierbei zeigte sich, daß einige Anker nicht die festgelegte Prüflast aufnehmen konnten, so daß hier Zusatzanker gesetzt werden mußten. In Abbildung 2 ist ein Schnitt durch den ausgeführten Baugrubenverbau dargestellt.

Um die zu erwartenden Verformungen des Verbaus möglichst klein zu halten, wurde der Baugrubenverbau auf erhöhten aktiven Erddruck mit 30% Ruhedruckanteil bemessen. Der Wandreibungswinkel wurde mit $\delta_a = 0$ angenommen.

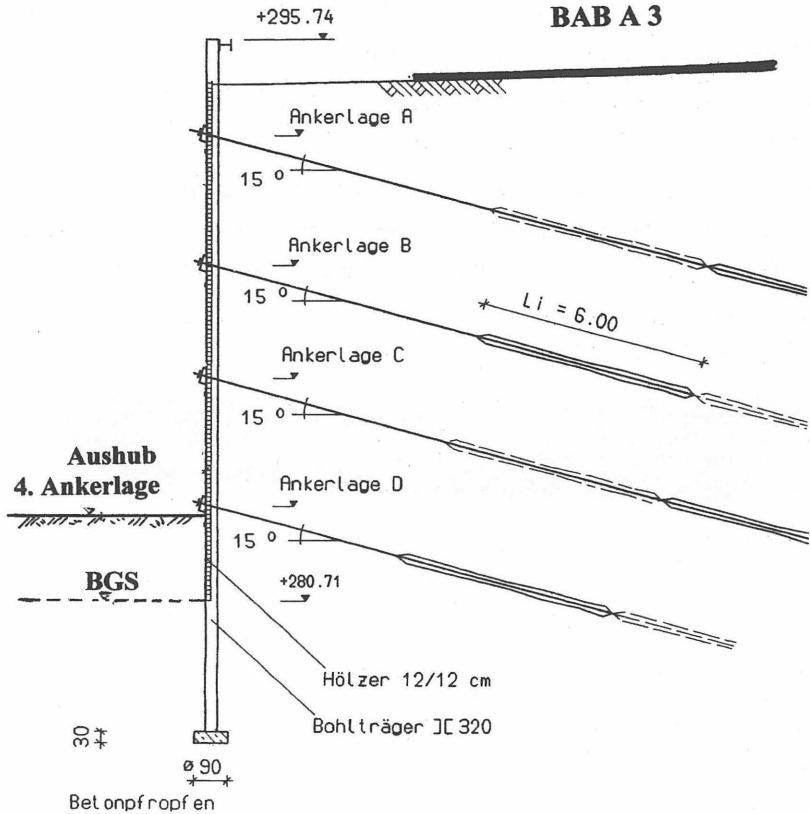


Abb. 1: Schnitt durch die Baugrubensicherung

3.1 Verformungen des Baugrubenverbaus und der Fahrbahndecke

Bei Erreichen eines Aushubniveaus von ca. 50 cm unterhalb der 4. Ankerlage (siehe Abb. 1) wurden Risse im Fahrbahnbelag der BAB A3 festgestellt. Die Ankerlage D war bereits hergestellt, aber noch nicht gespannt.

In dieser Bauphase zeigten sich auf der Fahrbahndecke der ca. 5 m entfernten Autobahn mehrere Risse. Zwischen der Standspur und 1. Fahrspur wurde ein Längsriß von ca. 4 cm Breite auf einer Länge von ca. 40 m und zwischen 1. und 2. Fahrspur

ein Längsriß mit einer Breite von ca. 2 bis 3 cm auf einer Länge von ca. 20 m festgestellt (siehe Abb. 2). Die Risse wiesen eine Höhenversatz von ca. 2 - 3 cm auf.

Die betroffenen Fahrbahnen wurden daraufhin sofort gesperrt, die Bauarbeiten eingestellt.

Die Auswertung der Verformungsmessungen an der Verbauwand ergaben, dass sich einige Trägerköpfe in dem Bereich, wo die Risse aufgetreten waren, bis zu 10 cm in vertikaler und bis zu 7 cm in horizontaler Richtung zur Baugrube hin verformt haben.

Andere Trägerköpfe dagegen blieben höhenstabil. Die weiteren Messungen ergaben, daß die Verformungen weitestgehend zum Stillstand kamen.

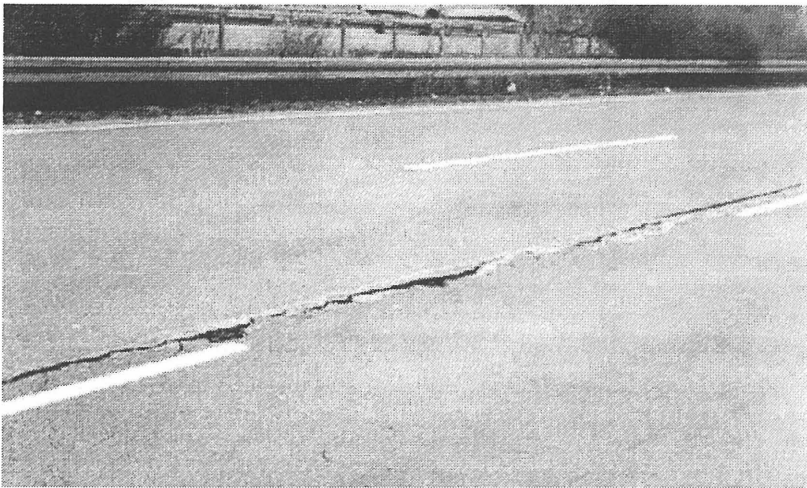


Abb. 2: Risse in der Fahrbahn der BAB A3

3.2 Maßnahmen zur Klärung des Schadensherganges

Zur Beurteilung der Standsicherheit des Gesamtsystems wurden Abhebeversuche an einigen Ankern zur Feststellung der vorhandenen Ankerkräfte am verformten System durchgeführt. Ankerprüfungen an den am stärksten verformten Bereichen konnten wegen der zu kurzen Ankerstäbe nicht ausgeführt werden. Die Messungen ergaben, dass an einigen Ankern größere Vorspannungen und an benachbarten Ankern teilweise geringere als ursprünglich aufgebracht, vorhanden waren.

Es musste daher infolge der aufgetretenen Verformungen von einer Überlastung einiger Anker und einer teilweisen Überschreitung der Ankerwiderstände ausgegangen werden.

Weiterhin wurden Erkundungsbohrungen an den Trägerfüßen durchgeführt, die zeigten, dass im Bereich der geringmächtigen Betonpfropfen ($h = 0,3 \text{ m}$) keine ausreichende Festigkeit des Betons (B 25) vorhanden war. Bei einigen Trägern war bindiges Bohrgut verfüllt worden, was die horizontale Bettung reduziert.

4 ANALYSE DES SCHADENSHERGANGES

Um die Schadensursache klären zu können und um abschätzen zu können, mit welchen weiteren Verformungen am Verbau und im Fahrbahnbelag der Autobahn bei einem weiteren Aushub zu rechnen ist, wurden umfangreiche Berechnungen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FE) durchgeführt. Mit Hilfe dieser Berechnungen konnten die einzelnen Phasen der Baugrubensicherung auf Grundlage der vorhandenen Baugrundinformationen simuliert werden und so daß qualitative und teilweise quantitative Verhalten des Systems untersucht werden. Die Berechnungen wurden mit nichtlinearen Stoffgesetzen (Hard-Soil-Model bzw. Mohr-Coulomb) mit den Programmen NISA und PLAXIS durchgeführt. Die geringe horizontale Bettung durch die bindige Ringraumverfüllung wurde simuliert, indem die Wand unterhalb der jeweiligen Aushubsohlen mit nur 10% der Wandsteifigkeit angesetzt wurde, wodurch ein Grossteil der Fußauflagerung verloren geht.

Anhand der Untersuchungen konnten dann Aussagen zur Standsicherheit des Systems gemacht werden und Sanierungsmaßnahmen angegeben werden.

Der Schadenshergang läßt sich folgendermaßen rekonstruieren:

Die Baugrube ist bis ca. 0,5 m unterhalb der Ankerlage C ausgehoben und die Ankerlagen A, B und C sind eingebracht und gespannt worden. Die nach der statischen Berechnung ermittelten Ankerlängen entsprechen den ausgeführten Längen. Die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge ist gegeben. Zu diesem Zeitpunkt zeigen die Verformungsmessungen und die FE- Berechnungen bereits größere Vertikalverschiebungen. Es werden jedoch noch keine Schäden an der Geländeoberfläche festgestellt.

In der nächsten Bauphase wird die Baugrube bis ca. 0,5 m unterhalb der nächstfolgenden Ankerlage D ausgehoben. Die Aushubhöhe von ca. 3,40 m bewirkt sowohl eine Zunahme der horizontalen und vertikalen Belastung der Träger infolge Erd-
druck, als auch eine Abnahme des Erdwiderstandes infolge der nicht mehr vorhandenen seitlichen Auflast.

Aus der FE- Berechnung ergeben sich hierbei großräumige Entspannungsvorgänge.

In Abb. 3 sind die plastischen Dehnungen des Bodens im Trägerbereich ohne wirksames Fußauflager dargestellt. Es zeigt sich, dass im Fußbereich bereits ein teilweises Plastifizieren des Bodens einsetzt und sich erste Gleitflächen ausbilden, so dass hier von einer reduzierten Tragfähigkeit auszugehen ist.

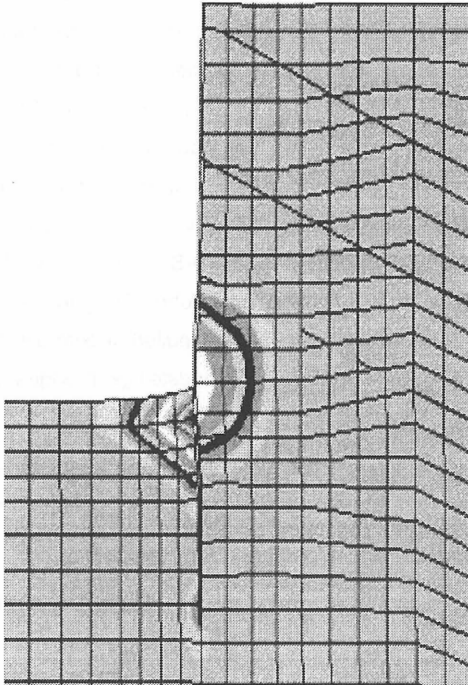


Abb. 3: Plastische Dehnungen im Bereich des Trägerfußes
bei Aushub bis 4. Ankerlage

Hinter der verformten Wand ist der in der Berechnung angenommene erhöhte aktive Erddruck infolge der Bewegung und der Ausbildung von Gleitflächen auf den kleineren aktiven Erddruck abgesunken, so dass sich die Belastung auf den Verbau verringert hat. Gleichzeitig bewirken die horizontalen Verformungen im Einbindebereich der Träger eine erhöhte Aktivierung des Erdwiderstandes.

Durch die vertikale Verformung hat sich der Träger stärker gesetzt als das Erdreich, so daß sich hier veränderte Reibungsbedingungen an der Verbaurückwand ergeben (negativer Wandreibungswinkel). Dadurch wird auf der gesamten Verbaurückwand eine Mantelreibung aktiviert.

Durch diese beiden Vorgänge hat sich das Gesamtsystem wieder ins Gleichgewicht gebracht.

Im weiteren wurde rechnerisch der Endzustand ohne weitere Zusatzmaßnahmen, d.h. das Spannen der 4. Ankerlage und der weitere Aushub bis zur endgültigen Baugrubensohle simuliert. Es zeigte sich, dass sich im Fahrbahnbereich zusätzliche Verformungen ergeben würden, die für die benachbarte Autobahn unverträglich hoch wären. Die Standsicherheit des Verbaus wäre nicht mehr in ausreichendem Maße gegeben, da bereits grundbruchartige Erscheinungen am Trägerfuß auftreten würden (MEYER, 2000).

Die Berechnungen haben ebenfalls ergeben, dass die Lastumlagerungskapazität des vorhandenen Verbaus bei Ausfall einzelner Anker sehr gering ist.

5 SANIERUNGSMAßNAHMEN

Die beschriebenen Berechnungen haben ergeben, dass die Standsicherheit des Baugrubenverbaus durch die eingetretenen Verformungen reduziert ist und ohne Zusatzmaßnahmen ein weiterer Aushub nicht zulässig ist.

Da die Lastumlagerungskapazität des Verbaus ohne Gurtung sehr gering ist, wurden die Trägerköpfe durch biegesteife Horizontalträger kraftschlüssig miteinander verbunden und im Bereich jeder Ankerlage Gurtungen an die Verbauträger angeschweißt.

Aufgrund der FE- Berechnungen hat sich gezeigt, dass der Untergrund im Bereich der Trägerfüße sehr stark ausgenutzt ist. Die weiteren Horizontal- und Vertikalbelastungen sollten daher von einer zusätzlichen Stützkonstruktion in tiefer liegende Baugrubbereiche abgeleitet werden.

Hierzu wurden zwischen den vorhandenen Verbauträgern Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 90 cm mit eingestellten Stahlträgern IPB 550 bis in eine Tiefe von ca. 8,5 m unter Endaushubsohle hergestellt. Die Bohrpfähle wurden mit einem Abstand des Bohrradius zur Außenkante der Verbauträger von 60 cm hergestellt. Die Herstellung erfolgte im „Pilgerschrittverfahren“.

Zu Beginn der Bohrungen zur Herstellung der Bohrpfähle zeigten die Inklinometermessungen in der Höhe des Aushubniveaus (4. Ankerlage) Horizontalverformungen von ca. 10 mm beim Ziehen der Verrohrung.

Das bestätigte die eingetretene Schwächung der Erdauflagen und das Vorhandensein von plastischen Zonen. Daraufhin wurde eine Vorschüttung als zusätzliche Auflast aufgebracht, von der die weiteren Pfahlbohrungen ausgeführt wurden. Danach zeigten sich keine relevanten Verschiebungen mehr.

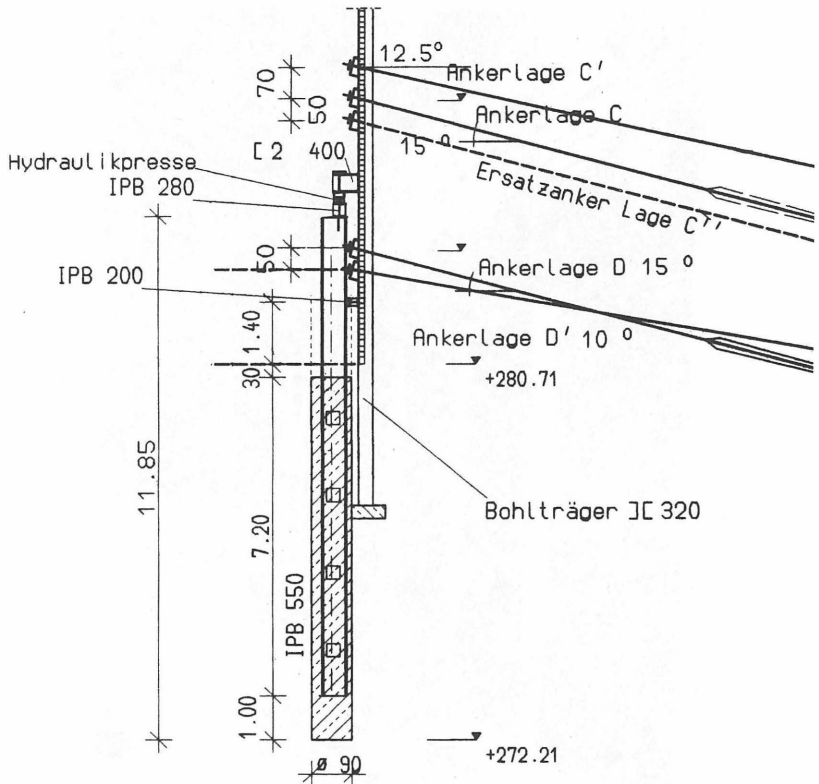


Abb. 4: Schnitt durch die zusätzliche Stützkonstruktion

Die Einleitung der Belastungen aus dem vorhandenen Baugrubenverbau oberhalb der Ankerlage D in die Bohrpfähle sollte durch die Stahlkonstruktion aus Konsolen und Verteilungsträgern erfolgen (Abbildungen 4 und 5).

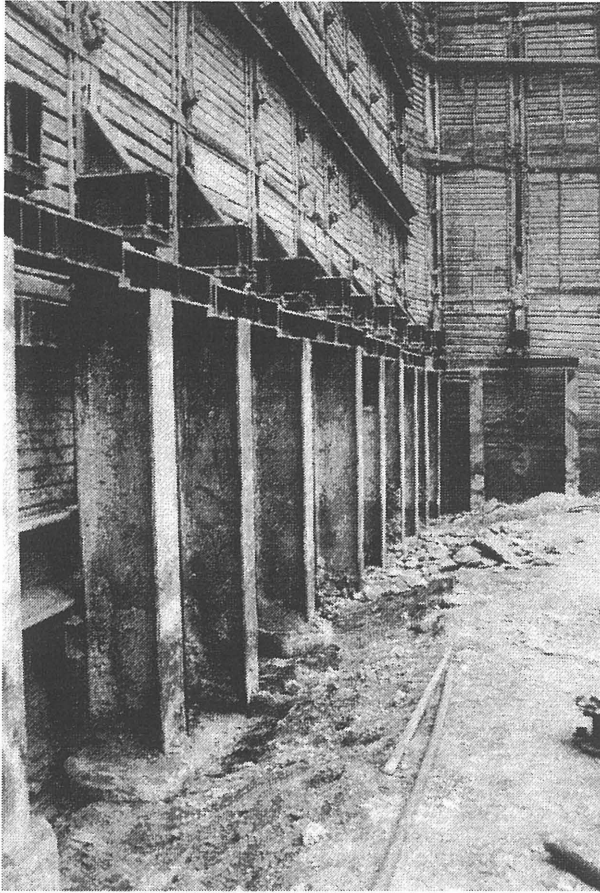


Abb. 5: Stützkonstruktion zur Abtragung der Vertikallasten

Die Konsolen wurden mit Hilfe von je 2 Hydraulikpressen vorgespannt und mit Stahlkeilen fixiert. Die Vorspannung erfolgte unter Beachtung einer maximal zulässigen Hebung der Träger von 2 mm. Die auftretenden Belastungen wurden mit Kraftmessdosen an jeder vierten Konsole kontrolliert und konnten durch die Pressen gesteuert werden.

Bei den durchgeführten Kraftmessungen an den Konsolen hat sich gezeigt, dass aus der aufgebrachten Vorspannkraft nur ein Teil der Vertikalkraft aus der Ankerlage D

sowie dem Erddruck aus dem weiteren Aushub in die ausgeführte Hilfskonstruktion eingeleitet werden konnte.

Als weitere Maßnahme zur Verformungsreduzierung wurde als Ausfachung zwischen den Verbauträgern ab der 4. Ankerlage eine mit dem Erdreich kraftschlüssige bewehrte Spritzbetonschicht ausgeführt.

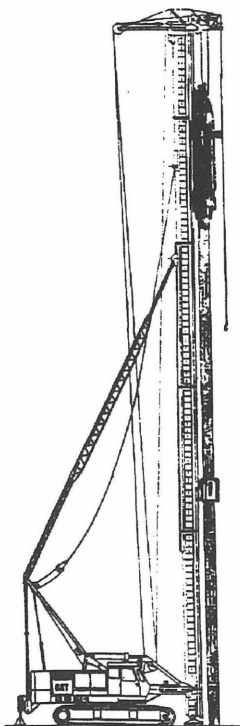
6 SCHLUSSBEMERKUNG

Während der Herstellung der Sanierungsmaßnahme und des weiteren Baugrubenaushubs sind im Bereich der Autobahn und des Verbaus keine weiteren nennenswerten Verformungen mehr aufgetreten. Die Baumaßnahmen ist mittlerweile erfolgreich abgeschlossen.

Bei Bauvorhaben, wo Verformungen Auswirkungen auf die Nachbarbebauung haben, sollten in jedem Fall baubegleitende Verformungsmessungen durchgeführt werden.

LITERATUR:

- [1] COSGUN, M.: Berechnungen einer Baugrubensicherung unter Berücksichtigung möglicher Verformungen; Diplomarbeit an der FH Frankfurt am Main, FB Bauingenieurwesen, Fachgebiet Geotechnik, 1998
- [2] Ingenieurbüro DIETRICH, LEONHARDT und Partner.: Ergänzende Baugrunduntersuchung und Gründungstechnische Beratung für PA 32 (unveröffentlicht)
- [3] GEO-Büro für Geotechnik Romberg GmbH: Baugrundgutachten, DB, Los C (unveröffentlicht)
- [4] MEYER, N.: Prüfbericht zur Schadensfeststellung für den Baugrubenverbau im Auftrag des Eisenbahn-Bundesamtes, Frankfurt am Main (unveröffentlicht)
- [5] MEYER, N.: Sanierung einer Baugrubensicherung, abgedruckt in: TIS 1/2000, S. 28 – 32



GKT Spezialtiefbau GmbH

Hamburg

Winsberggring 3

22525 Hamburg

Telefon (040) 853 254 – 0

Telefax (040) 853 254 – 40

Email: info@gktspezi.de



Geschäftsstelle Rostock

Silder Moor 12

18196 Kavelstorf

Tel. : (038208) 83 7 – 0

Fax : (038208) 83 7 – 20

Geschäftsstelle Berlin

Colditzstr. 32

12099 Berlin

Tel. : (030) 757 749 – 0

Fax.: (030) 757 749 – 20

TIEFGRÜNDUNGEN

Ortbetonrammpfähle, Verdrängungsbohrpfähle,
Kleinverpreßpfähle, Großbohrpfähle

KOMPLETTBAUGRUBEN

Bohrpfahlwände, Berliner und Essener Verbau,
Spundwände, Dichtwände in Schlitzwandbauweise

BERATUNGEN und PROBLEMLÖSUNGEN

Autorenverzeichnis

Dr.-Ing. T. Baumann
Dyckerhoff & Widmann AG
Technische Abteilung
Erdinger Landstrasse 1
81902 München

Dr.-Ing. B. Bruggaier
Menck GmbH
Sauerbruchstrasse 11
25479 Ellerau

Dipl.-Ing. R. Cudmani
Institut für Bodenmechanik und
Felsmechanik
Universität Karlsruhe
Postfach 6980
76128 Karlsruhe

Dr. M. R. Coop
Imperial College of Science and
Technology, London
England

Dipl.-Ing. H. de Jong
Erka Pfahl GmbH
Hermann-Hollerith-Str. 7
52499 Baesweiler

Dipl.-Ing. R. Dürrwang
Arcadis
Trischler & Partner GmbH
Berliner Allee 6
64295 Darmstadt

Dipl.-Ing. W. Eckstein
Dyckerhoff & Widmann AG
Technische Abteilung
Erdinger Landstrasse 1
81902 München

Dr.-Ing. Y. El-Mossallamy
Arcadis
Trischler & Partner GmbH
Berliner Allee 6
64295 Darmstadt

Dr.-Ing. M. Empelmann
Hochtief Consult
Postfach 101762
45117 Essen

Dr.-Ing. U. Ernst
LGA Landesgewerbeanstalt
Bayern
Tillystrasse 2
90431 Nürnberg

Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Falk
Keller Grundbau Ges.m.b.H.
Mariahilferstrasse 129
A-1150 Wien
Österreich

Dr.-Ing. N. S. Fox
Geopier Foundation Co., Inc.
8282 N. Hayden Road, 291
Scottsdale, AZ 85258
USA

D. Godenzie, B. Sc. (Hons)
Keller Grundbau GmbH
Overseas Division
Kaiserleistrasse 44
63067 Offenbach

Dr.-Ing. M. Goldscheider
Institut für Bodenmechanik und
Felsmechanik
Universität Karlsruhe
Postfach 6980
76128 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. G. Gudehus
Institut für Bodenmechanik und
Felsmechanik
Universität Karlsruhe
Postfach 6980
76128 Karlsruhe

Dipl.-Ing. W. Harttig
Bauer Spezialtiefbau GmbH
Wittelsbacherstrasse 5
86522 Schrobenhausen

Dipl.-Ing. T. Hecht
Deges Deutsche Einheit
Fernstraßenplanungs- und
–bau GmbH
Zimmerstrasse 54
10117 Berlin

Dipl.-Ing. M. Hengst
Bilfinger+Berger
Bauaktiengesellschaft
Auslandsbereich
Gustav-Nachtigal-Strasse 3
65189 Wiesbaden

Prof. Dr.-Ing. R. A. Herrmann
Institut für Geotechnik
Universität-GH Siegen
Paul-Bonatz-Strasse 9-11
57068 Siegen

Dr.-Ing. G. Huber
Institut für Bodenmechanik und
Felsmechanik
Universität (TH) Karlsruhe
Postfach 6980
76128 Karlsruhe

Dipl.-Ing. T. Huch
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstrasse 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. E. F. Ischebeck
Friedr. Ischebeck GmbH
Loher Strasse 31-79
58256 Ennepetal

Dipl.-Ing. F. Kirsch
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstrasse 2
38106 Braunschweig

Dr.-Ing. O. Klingmüller
GSP Gesellschaft für
Schwingungsuntersuchungen
und dynamische
Prüfmethode mbH
Käpfertalstrasse 164
68167 Mannheim

Dr. U. Klotz M. Sc.
Ed. Züblin AG
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart

Dr.-Ing. S. Krieg
Smolczyk & Partner GmbH
Untere Waldplätze 14
70569 Stuttgart

Dipl.-Ing. T. Lauber
Fronvestrasse 2
91567 Herrieden

Dipl.-Ing. J. Leinenbach

Arcadis
Trischler & Partner GmbH
Berliner Allee 6
64295 Darmstadt

G. Likins, M. S.

Pile Dynamics, Inc.
4535 Renaissance Parkway
Cleveland, OH 44128
USA

Dipl.-Ing. M. Löffler

Prof. Dr.-Ing. Jessberger +
Partner GmbH
Am Umlaufpark 3-5
44793 Bochum

Dipl.-Ing. J. P. Martin

Geopier Foundation Co. -
Northwest
3234 Southwest 39th Ave,
Portland, OR 97202
USA

Prof. Dr.-Ing. G. Maybaum

Fachhochschule Hildesheim /
Holzminden / Göttingen
Haarmannplatz 3
37603 Holzminden

Prof. Dr.-Ing. N. Meyer

Technische Universität Clausthal
Institut für Geotechnik und
Markscheidewesen
Erzstrasse 18
38678 Clausthal - Zellerfeld

Dipl.-Ing. P. Middendorp

TNO Profound
Treubstraat 1 j
2289 BE Rijswijk
Niederlande

Dipl.-Ing. W. Oltmanns

Prof. Rodatz und Partner
Beratende Ingenieure für
Geotechnik
Rebenring 33
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. M. Pelzl

Plankel, Pelzl & Partner
Ziviltechniker GmbH
Eichenstrasse 20
1120 Wien
Österreich

Dipl.-Ing. B. Plafmann

Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstrasse 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. D. Pluimgraaf

Geomet

Dipl.-Ing. J. Quarg-Vonscheidt

Bergische Universität
GH Wuppertal
FB II Bauingenieurwesen
Pauluskirchstrasse 7
42285 Wuppertal

Dr.-Ing. F. Rausche

Pile Dynamics, Inc.
4535 Renaissance Parkway
Cleveland, OH 44128
USA

Prof. Dr.-Ing. H. G. Reinke

Werner Sobek Ingenieure /
Hock + Reinke, Beratende
Ingenieure GmbH
Alpstrasse 14
70597 Stuttgart

B. Robinson, B. S.
Pile Dynamics, Inc.
4535 Renaissance Parkway
Cleveland, OH 44128
USA

Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. M. Schallert
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstrasse 2
38106 Braunschweig

Dr.-Ing. J. Stahlmann
Arcadis
Trischler & Partner GmbH
Berliner Allee 6
64295 Darmstadt

Prof. Dr. R. N. Taylor
Geotechnical Engineering
Research Centre
City University, London
England

Dipl.-Ing. R. van Foeken
IHC

Dipl.-Ing. G. van Ginneken
TNO Profound B. V.
Treubstraat 1 j
2289 BE Rijswijk
Niederlande

Dipl.-Ing. P. van Luipen
Menck GmbH
Sauerbruchstrasse 11
25479 Ellerau

Prof. Dr.-Ing. B. Walz
Bergische Universität
GH Wuppertal
FB II Bauingenieurwesen
Pauluskirchstrasse 7
42285 Wuppertal

Dr.-Ing. K. Weber
Züblin Spezialtiefbau GmbH
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart

Dipl.-Ing. L. R. Weppler
Geopier International Corporation
Josef-Leistenschneider-
Strasse 23
63628 Bad Soden-Salmünster

Dr.-Ing. K. J. Wissmann
Geopier Foundation Co., Inc.
515 Sunrise Drive,
Blacksburg, VA 24060
USA

Dr.-Ing. R. Wunsch
Bilfinger+Berger
Bauaktiengesellschaft
Ingenieurbau
Zentrales Technisches Büro
Mannheim
Carl-Reiss-Platz 1-5
68165 Mannheim



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 geeigneten 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 ingenurgeologischen 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 Pfahlprüfmethode, 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 abgeordneten Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991 |
| Nr. 34 | He, G. | Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 35 | Rodatz, W.
Sehrbrock, U. | Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991 |
| Nr. 36 | Kahl, M. | Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, Dissertation, Dissertation, 1991 |
| Nr. 37 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. | Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992 |
| Nr. 38 | Rodatz, W.
Meier, K. | Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991 |
| Nr. 39 | Rösch, A. | Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation, 1992 |
| Nr. 40 | Sehrbrock, U. | Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993 |
| Nr. 41 | Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. | Pfahl-Symposium 1993
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993 |
| Nr. 42 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Hartung, M. | IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 1993 |
| Nr. 43 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Horst, M.
Kayser, J. | Deponieseminar '94
Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. u. 18. März 1994 |



- | | | |
|--------|---|--|
| 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 Qualitätsprüfung
mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994 |
| Nr. 47 | Voigt, Th. | Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen,
Dissertation, 1994 |
| Nr. 48 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. | Pfahl-Symposium 1995
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24.
Februar 1995 |
| Nr. 49 | Kayser, J. | Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-
Dichtwandmassen, Dissertation, 1995 |
| Nr. 50 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B.
Vittinghoff, T. | Messen in der Geotechnik '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 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 54 | Horst, M. | Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997 |
| Nr. 55 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Stahlhut, O. | Messen in der Geotechnik '98
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998 |
| Nr. 56 | Rodatz, W.
Bachmann, M.
Rosenberg, M. | Deponieseminar '98
Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau
Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998 |
| Nr. 57 | Wienholz, B. | Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung, Dissertation, 1998 |
| Nr. 58 | Bachmann, M. | Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton - Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen -, Dissertation, 1998 |
| Nr. 59 | Gattermann, J. | Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, Dissertation, 1998 |
| Nr. 60 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Huch, T.
Kirsch, F. | Pfahl-Symposium 1999
Fachseminar am 25. und 26. Februar 1999 in Braunschweig |
| Nr. 61 | Knoll, A. | Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien, Dissertation, 1999 |
| Nr. 62 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Platzmann, B. | Messen in der Geotechnik 2000
Fachseminar am 24. und 25. Februar 2000 in Braunschweig |

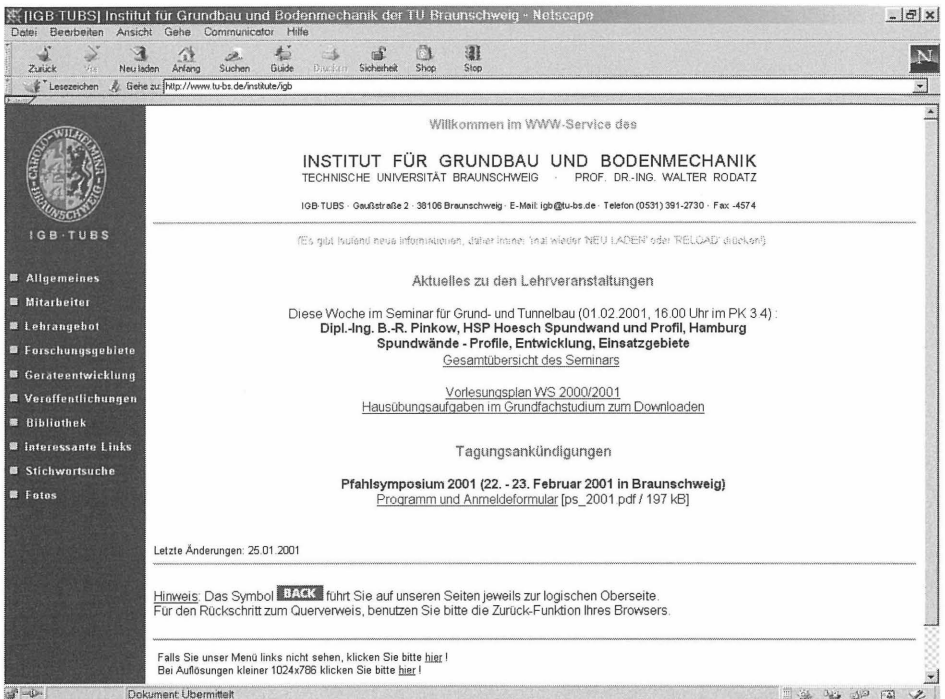


IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 63 | Rodatz, W.
Rosenberg, M.
Schulz, Th. | 9. Braunschweiger Deponieseminar 2000
Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme
Fachseminar am 16. und 17. März 2000
in Braunschweig |
| Nr. 64 | Stahlhut, O. | Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide, Dissertation, 2000 |
| Nr. 65 | Rodatz, W.
Huch, T.
Kirsch, F.
Schallert, M. | Pfahl-Symposium 2001
Fachseminar am 22. und 23. Februar 2001
in Braunschweig |
| | 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



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.

www.tu-bs.de/institute/igb

Die Mitarbeiter des IGB·TUBS

Stand: 01.03.2001

Gaußstraße 2:

Telefon
0531-391- E-Mail
... @tu-bs.de

Leiter:	Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz	2730	w.rodatz
Akademischer Rat	Dr.-Ing. Jörg Gattermann	2324	j.gattermann
Geschäftszimmer:	Christiane Wichmann-Kehr	2731	igb
Verwaltung:	Edeltraut Muuß-Papenfuß	2321	igb
Wiss. Mitarbeiter	Dipl.-Ing. Thomas Huch	2737	t.huch
Wiss. Mitarbeiter	Dipl.-Ing. Fabian Kirsch	2323	f.kirsch
Wiss. Mitarbeiter	Dipl.-Ing. Bernd Pläßmann	2332	b.plassmann
Wiss. Mitarbeiter	Dipl.-Ing. Matthias Schallert	2315	m.schallert

Labor, Pockelsstraße 2:

Laborleitung:			
Akademischer Rat	Dr.-Ing. Matthias Rosenberg	2732	m.rosenberg
Wiss. Mitarbeiter	Dipl.-Ing. Thomas Bergs	2320	th.bergs
Wiss. Mitarbeiter	Dipl.-Ing. Matthias Nendza	2320	m.nendza
Wiss. Mitarbeiter	Dipl.-Ing. Christian Scholz	2320	chr.scholz
Wiss. Mitarbeiter	Dipl.-Ing. Thomas Schulz	2325	thomas.schulz
Wiss. Mitarbeiter	Dipl.-Geol. Matthias Witte	2333	ma.witte
Tech. Angestellter	Werkstatt: Eckhard Feistel	2741	igb
Tech. Angestellter	Technik: Henning Lührig	2733	igb
Tech. Angestellter	Labor: Uwe Zeemann	2735	igb
Auszubildender	Alexander Wiebe	2741	igb

