

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität

Heft Nr. 53



Pfahl-Symposium 1997

Fachseminar: 20./21. Februar 1997

Zusammengestellt von:

U. Ernst
T. Huch
B. Wienholz

Braunschweig 1997

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz

VORWORT

Das diesjährige Pfahl-Symposium '97 setzt die Reihe der Fachtagungen fort, die seit 1991 in einem Abstand von zwei Jahren durch unser Institut veranstaltet wurden. Die große Resonanz, welche die vergangenen Tagungen in der Fachwelt erfahren haben, hat uns veranlaßt, wieder die Möglichkeit zu schaffen, Erfahrungen über die mit Pfahlgründungen zusammenhängenden Aspekte vorzustellen und auszutauschen.

Die Beiträge zum Pfahl-Symposium '97, deren schriftliche Fassungen in diesem Tagungsband enthalten sind, versprechen eine interessante Tagung. An zahlreichen aktuellen Projekten werden neue Erkenntnisse über Pfähle vorgestellt, die in der Baupraxis gewonnen wurden. Schwerpunktmäßig werden Ergebnisse dynamischer und statischer Tragfähigkeitsbestimmungen an Pfählen beschrieben, neue Probleme aufgezeigt und mögliche Lösungen zur Diskussion gestellt. Bei der Auswahl der Beiträge haben wir uns bemüht, den derzeitigen Stand der Technik möglichst umfassend darzustellen und ein breites Spektrum neuer Entwicklungen zu erfassen.

Für das pünktliche Einreichen der Beiträge, die das Zustandekommen dieses Tagungsbandes ermöglichten, möchte ich mich bei allen Referenten sehr herzlich bedanken.

Für die Ausarbeitung des Tagungskonzeptes und die Betreuung der Referenten bedanke ich mich bei meinen Mitarbeitern, den Herren Diplom-Ingenieuren Bernd Wienholz, Uwe Ernst und Thomas Huch. Schließlich möchte ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig für die hervorragende Arbeit bei der Vorbereitung und sicherlich auch bei der Durchführung des Symposiums sehr herzlich danken.

Braunschweig, im Februar 1997



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz



Inhaltsverzeichnis

Zur Neuausgabe der Empfehlungen Stoßprüfung von Pfählen der DGGT Dr.-Ing. O. Klingmüller	1
Tragfähigkeitsbestimmungen an Ortbetonpfählen - Vergleich von statischen und dynamischen Probelastungen Dipl.-Ing. B. Wienholz, Dipl.-Ing. T. Huch	13
Korrelationsstudie der Probelastungen mit Hilfe der statischen und dynamischen Meßmethode unter Berücksichtigung unterschiedlicher Analyse- methoden und Parameter Dipl.-Ing. D. Schau	27
30 Jahre horizontale Pfahlprobelastungen in der BRD - ein kleines Résumé Dr.-Ing. H. G. Schmidt	43
Ein neuer Weg zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls aus Pfahl- probelastungen an Großbohrpfählen Dipl.-Ing. M. Krings-Lutz, Dipl.-Ing. G. Schulz, Dipl.-Ing. R. Dürrwang	51
Untersuchungen zur Pfahlprobelastung von vertikal belasteten Großbohr- pfählen im Bangkok Clay Dipl.-Ing. P. Banzhaf, Prof. Dr.-Ing. R.A. Herrmann, Dipl.-Ing. V. Schmidt	63
Statische Auswertung von dynamischen Pfahlprobelastungen mit Finiten Elementen Dr. H. Aboumatar, Dr.-Ing. F. Rausche	81
Auswertung von Integritätsmessungen mit der Finite Element Methode Dipl.-Ing. B. Pläßmann	93
Von vergangenen zu jüngsten Fortschritten bei Integritätsprüfungen durch die TNO Dipl.-Ing. R. J. van Foeken, Dipl.-Ing. P. Middendorp	107
Erfahrungen mit gebohrten Verpreßpfählen TITAN Dipl.-Ing. E. F. Ischebeck	121
Neuartiger gebohrter Ankerpfahl Dipl.-Ing. T. Marks	147



Zugpfahlverankerungen für die Docksohle der MTW-Werft in Wismar Dipl.-Ing. W. Brieke	159
Meßtechnische Ausrüstung für Pfahlzugversuche - Fallbeispiele Dipl.-Wirtsch.-Ing. O. Stahlhut, Dipl.-Ing. U. Ernst	169
Baugrube Spreebogen, Verankerung der Unterwasserbetonsohle Geotechnisches Sicherheits- und Meßkonzept Dr.-Ing. G. Maybaum, Dipl.-Ing. J.M. Guillen	185
Die Tragfähigkeit von gerammten Stahlpfählen in verwitterter Kreide Dipl.-Ing. L. Weber, Dr.-Ing. M. Bustamante, Ing. L. Gianeselli	201
Rammarbeiten am Schiffsliift Volkswerft Stralsund und Auswertung der Tragfähigkeiten Dipl.-Ing. D. Scheitza	215
Wasserdruckmessungen bei der Bohrpfahlherstellung Dipl.-Ing. U. Ernst, Dipl.-Wirtsch.-Ing. O. Stahlhut	227
Methoden zur Baugrundverbesserung für den Neubau und Umbau von HGS-Strecken Dr.-Ing. W. Sondermann	239
Soilcrete-Pfähle zur Tunnelsicherung am Beispiel "Zammer Tunnel (Ö)" Dipl.-Ing. F. Winkler	253
Schwingungs- und schallentkoppelte Spezialgründung des historischen Hauses Sommer am Brandenburger Tor in Berlin Dipl.-Ing. R. Jörger, Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach, Dipl.-Ing. S. Heineke	259
Strategien zur Vermeidung von Fehlern bei Pfahlinstrumentierungen Dipl.-Ing. C.M. Fischer	277
Tragverhalten horizontal belasteter Einzelpfähle und Pfahlreihen (Ergebnisse aus Zentrifugen-Modellversuchen) Prof. Dr.-Ing. H.L. Jessberger, Dipl.-Ing. T. Grundhoff	297
Autorenverzeichnis	319
Verzeichnis der Veröffentlichungen	321

Wir danken den Inserenten

ProfilARBED, Esch/Alzette, Luxemburg	S.42
Grundbaulabor Bremen, Bremen	S. 62
TNO Bauforschung, Delft, NL	S. 92
FRIEDR. ISCHEBECK GmbH, Ennepetal	S. 120
Pile Dynamics, Inc. Cleveland, Ohio, USA	S. 146
Otto Quast Bauunternehmen, Siegen	S. 184
Centrum Pfähle GmbH, Hamburg	S. 214
Prof. Rodatz und Partner, Braunschweig	Umschlagseite 3

Zur Neuausgabe der Empfehlungen "Stoßprüfung von Pfählen" des Arbeitskreises 5 der DGGT

O. Klingmüller

1. Einleitung
2. Übersicht über die Neuausgabe
 - 2.1. Tragfähigkeitsermittlung
 - 2.2. Integritätsprüfung
3. Tragfähigkeitsprüfung
 - 3.1. Direktes Verfahren - CASE- und TNO-Methode
 - 3.2. Erweitertes Verfahren - CAPWAP und TNOWave
 - 3.3. Sicherheitskonzept
4. Integritätsprüfung

1. Einleitung

Eine erste Veröffentlichung der Empfehlungen erfolgte in der Geotechnik 9 (1986), S. 197 - 205, eine überarbeitete Fassung erschien in der Geotechnik 3 (1991), S. 139-153.

Diese erste Überarbeitung bezog sich im wesentlichen auf redaktionelle Veränderungen, die inhaltlichen Aussagen wurden beibehalten.

Aufgrund der nunmehr fast zehnjährigen Erfahrung zeigte sich die Notwendigkeit einer grundlegenden Überarbeitung mit dem Ziel, die Nutzung des Merkblattes durch Auftraggeber und Anwender der Methode zu verbessern.



Ein wesentlicher Schritt ist vor allem die Trennung der beiden Teile Tragfähigkeitsprüfung und Integritätsprüfung, die mit Blick auf die Anforderungen der Praxis vollzogen wurde.

Da zudem zwischenzeitlich der Begriff CAPWAP als Markenname geschützt wurde, ergab sich die Notwendigkeit, das Verfahren neutral als "Erweitertes Auswertungsverfahren mit Modellbildung" ("signal matching") zu beschreiben.

Die nunmehr veröffentlichte Fassung ist dabei lediglich als Zwischenschritt anzusehen, da die kurzfristige Ausgabe in Verbindung mit den Empfehlungen für statische Prüfungen Vorrang hatte. Der Unterausschuß "Stoßprüfung von Pfählen" des AK 5 ist allerdings zur Zeit mit einer vollständigen Überarbeitung befaßt.

2. Übersicht über die Neuausgabe

Beiden Teilen der Empfehlungen wurde jeweils ein Vorwort vorangestellt, in dem Ziel und Zweck des Merkblattes erläutert werden. Das Inhaltsverzeichnis enthält dann in der Einleitung eine Darstellung von Ziel und Zweck der zu beschreibenden Meßmethode. Durch diesen Aufbau soll dem Interessierten die Möglichkeit gegeben werden, schnell zu erkennen, ob sich das weitere Studium des Merkblattes mit seinen Interessen deckt.

2.1. Tragfähigkeitsermittlung

Die "dynamische Meßmethode" eignet sich zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen unter axialer statischer Belastung. Die Richtigkeit der Ergebnisse wurde durch eine über 30jährige Erfahrung an mehreren tausend Pfählen bestätigt. Durch Neuentwicklungen in der Meßtechnik und Auswertungssoftware wurde die Anwendung sehr erleichtert, so daß sich die Methode zunehmender Beliebtheit erfreut.

Im Vorwort heißt es :

"Die vorliegenden Empfehlungen wenden sich an Anwender, die den Einsatz der Tragfähigkeitsprüfung mit der dynamischen Meßmethode planen oder beauftragen. Sie sollen ihnen den derzeit gesicherten Stand der Technik darstellen.

Durch die Empfehlungen werden außerdem Vorgaben für die Durchführung der Prüfung aufgestellt, die für die Anbieter verbindlich sind und somit für Auftraggeber vergleichbare Leistungen garantieren. Weiterhin werden Hinweise über den zu erwartenden Aufwand und die möglichen Ergebnisse gegeben.

Der Anwender soll in die Lage versetzt werden, den Einsatzbereich der Tragfähigkeitsprüfung mit der dynamischen Meßmethode zu erkennen und sie vom Aufwand und Ergebnis auch im Vergleich zur statischen Pfahlprüfung beurteilen zu können."

In der Gliederung wurde die Beschreibung des CASE-Verfahrens erweitert und unter der Überschrift "direkte Verfahren", d.h. Verfahren, bei denen sich die Tragfähigkeit im wesentlichen aus Ablesungen der gemessenen Kurven ergibt, auch das von TNO vorgeschlagene Verfahren beschrieben.

Eine wesentliche Neuerung betrifft den Abschnitt 2.3, in welchem ein Vorschlag für die Verwendung der durch die dynamische Meßmethode bestimmten Tragfähigkeitswerte im Rahmen der neuen Sicherheitskonzepte gegeben wird.

Die Anforderungen an die Durchführung der Prüfungen (im Abschnitt 3) werden ergänzt durch Anforderungen an die Berichterstellung und ein Merkblatt im Anhang, in dem noch einmal alle Punkte zusammengefaßt sind, die bei der Durchführung der Prüfung auf der Baustelle zu berücksichtigen sind.

Inhaltsverzeichnis Teil 1 Tragfähigkeitsermittlung

Vorwort - Ziel und Zweck der Empfehlungen

Verwendete Abkürzungen

1. Einleitung - Ziel und Zweck der Meßverfahren
2. Auswertung der Messungen
 - 2.1 Direktes Verfahren
 - 2.2 Erweitertes Auswertungsverfahren mit Modellbildung
 - 2.3 Grenzlast und Sicherheitskonzept
3. Anforderungen an die Prüfungen
 - 3.1 Prüfvorgang
 - 3.2 Meßgeräte
4. Prüfung der Rammgeräteeignung
5. Dokumentation und Berichterstattung

Literatur

Beispielrechnung für das direkte Verfahren

Anhang 1A : Formblatt für die Tragfähigkeitsbestimmung mit dem direkten Verfahren

Anhang 1B : Vorbereitung der Prüfung

2.2 Integritätsprüfung

Im Vorwort heißt es :

"Die Integritätsprüfung ist ein Verfahren zur Überprüfung von Pfählen im Boden. Es wird hierbei zwischen der "Low-Strain"-Integritätsprüfung (auch Hammerschlagmethode, impact echo testing oder TNO-Methode) und der "High-Strain"-Integritätsprüfung unterschieden. Bei der "Low-Strain"-Prüfung wird eine Stoßwelle durch einen Handhammer aufgebracht, bei der "High-Strain"-Prüfung durch ein geeignetes Rammgerät. Die "High-Strain"-Prüfung wird lediglich in Ausnahmefällen unabhängig von einer Tragfähigkeitsprüfung mit der dynamischen Meßmethode (siehe Teil 1) eingesetzt.

Die vorliegenden Empfehlungen wenden sich an Anwender, die den Einsatz der dynamischen Integritätsprüfung planen. Sie soll den derzeit gesicherten Stand der Technik darstellen. Weiterhin werden Hinweise über den zu erwartenden Aufwand und die möglichen Ergebnisse gegeben.

Der Anwender soll dadurch in die Lage versetzt werden, den Einsatzbereich der dynamischen Integritätsprüfung zu bestimmen und sie vom Aufwand und Ergebnis im Vergleich zu anderen Verfahren der Qualitätskontrolle von Pfählen (Kernbohrung, Ultraschallprüfung o.ä.) beurteilen zu können."

Da die Integritätsprüfung ein Verfahren ist, das zum größten Teil bei Ortbetonpfählen aller Art angewandt wird, die Tragfähigkeitsermittlung aber vor allem bei Rammpfählen, ergeben sich zwei stark voneinander getrennte Anwendungsbereiche. Um nunmehr einem Interessenten der Integritätsprüfung die Möglichkeit zu geben, sich über den Stand der Technik zu informieren, ohne sich mit der technisch anspruchsvolleren Tragfähigkeitsprüfung auseinandersetzen zu müssen, wurde im Unterausschuß die Trennung in zwei einzelne Teile beschlossen.

Da die Qualitätskontrolle durch die Integritätsprüfung eine Erhöhung der Zuverlässigkeit mit sich bringt, wurde im Unterausschuß auch diskutiert, ob Empfehlungen für eine Reduzierung von Sicherheitsfaktoren ähnlich wie bei der Tragfähigkeitsprüfung gegeben werden können. Es bestand aber allgemein die Ansicht, daß hierfür noch zuwenig Material vorliegt. Außerdem führt ein Konzept der Honorierung nicht gesetzlich vorgeschriebener Maßnahmen zur Qualitätssicherung aus dem Rahmen der hierzulande üblichen Normungsarbeit zu weit heraus, als daß eine Realisierung im Rahmen dieser Ausgabe der Empfehlungen möglich erschien.

Da es sich aber um einen wesentlichen Aspekt bei der Anwendung der Methode handelt, wurde im Abschnitt 4 auf diesen Zusammenhang hingewiesen.

Inhaltsverzeichnis Teil 2 Integritätsprüfung	
Vorwort - Ziel und Zweck der Empfehlungen	
Verwendete Abkürzungen	
1.	Einleitung - Ziel und Zweck des Meßverfahrens
2.	Die "low-strain"-Integritätsprüfung
2.1	Durchführung der Prüfung
2.2	Messungen und Meßgeräte
2.3	Auswertung
2.4	Meßprotokoll
3.	Rammbegleitende und/oder "High-Strain"-Integritätsprüfung
3.1	Ordnungsgemäß hergestellte Pfähle
3.2	Fehlerhaft hergestellte Pfähle
3.3	Pfähle mit schlecht auswertbarem Meßsignal
4.	Qualitätskontrolle durch Integritätsprüfung und Sicherheit
Literatur	
Anhang 2A	: Fallbeispiele Low-Strain-Integritätsprüfung
Anhang 2B	: Fallbeispiele High-Strain-Integritätsprüfung
Anhang 2C	: Vorbereitung der Prüfung

Wie der Teil 1 wird auch der Teil 2 durch ein Merkblatt für die Durchführung der Prüfung auf der Baustelle abgeschlossen.

3. Tragfähigkeitsprüfung

3.1. Direktes Verfahren - CASE- und TNO-Methode

Bei den direkten Verfahren wird die gesuchte Pfahltragfähigkeit für den statischen Widerstand R_{Stat} aus dem totalen Eindringwiderstand R_{Tot} berechnet. Dieser wiederum ergibt sich aus Ablesewerten der gemessenen Kurven der Kraft und Geschwindigkeit (siehe Bild 1) durch Anwendung der eindimensionalen Wellentheorie.

Das Verfahren beruht auf der Annahme, daß der dynamische Gesamtwiderstand R_{Tot} aus einem statischen Anteil R_{Stat} und einem dynamischer Anteil R_{Dyn} besteht. Der gesuchte statische Widerstand, bzw. die statische Tragfähigkeit, ist damit aus

$$R_{\text{Stat}} = R_{\text{Tot}} - R_{\text{Dyn}} \quad [\text{kN}] \quad (1)$$

zu bestimmen.

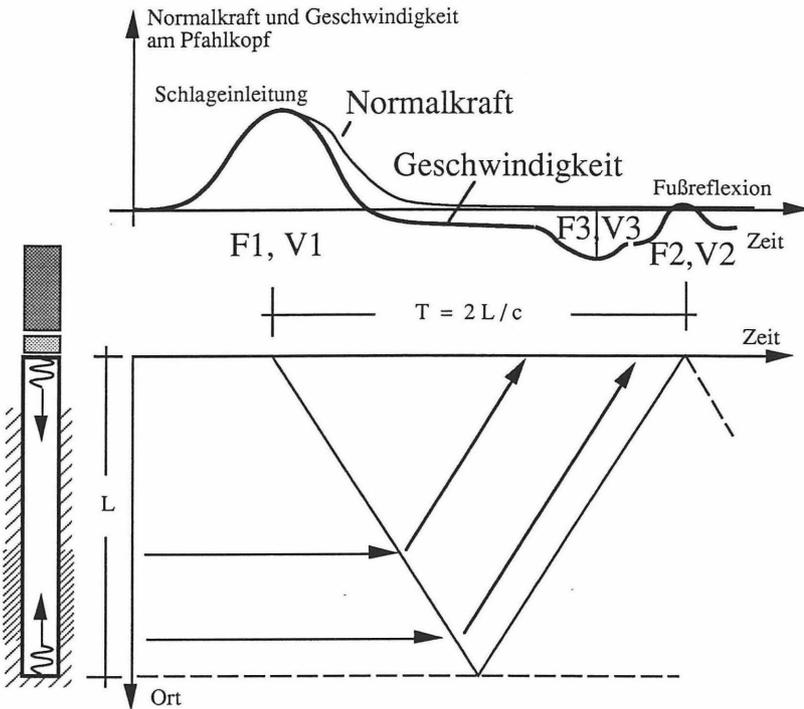


Bild 1 : Schematische Kraft- und Geschwindigkeitskurven und Eingangswerte für das direkte Verfahren

Bild 1 zeigt beispielhaft den Meßschrieb während eines Rammerschlags. In diesem sind über der Zeit t die am Pfahlkopf gemessenen Werte Kraft $F(t)$ und Geschwindigkeit $v(t)$ aufgetragen. Die Kraft $F(t)$ wird aus der gemessenen Dehnung $\epsilon(t)$ errechnet

$$F(t) = E A \cdot \epsilon(t), \quad [\text{kN}]$$

mit E : Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials $[\text{MN/m}^2]$
 A : Querschnittsfläche des Pfahls. $[\text{m}^2]$

Die Geschwindigkeit $v(t)$ ergibt sich aus dem Zeitintegral der gemessenen Beschleunigung $a(t)$.

$$v(t) = \int a(t) dt \quad [\text{m/s}]$$

Solange keine äußeren Widerstände (Mantelreibung) die Bewegung des Pfahles behindern oder Querschnittsänderungen zu Reflexionen führen, sind $F(t)$ und $v(t)$ proportional. Der Proportionalitätsfaktor ist $Z = EA/c$ und wird als Impedanz (mechanisch - dynamischer Widerstand, mit c als Wellengeschwindigkeit des Pfahlmaterials) bezeichnet. Je mehr die $F(t)$ - und $Zv(t)$ -Kurven voneinander abweichen, um so größer ist die Mantelreibung.

Der totale Eindringwiderstand ergibt sich aus:

$$R_{\text{tot}} = \frac{1}{2} (F_1 + Z \cdot v_1) + \frac{1}{2} (F_2 - Z \cdot v_2) \quad [\text{kN}]$$

CASE-Verfahren

Beim CASE-Verfahren wird der dynamische Widerstand R_{dyn} als proportional zur Eindringgeschwindigkeit des Pfahlfußes v_b angenommen :

$$R_{\text{dyn}} = j_c \cdot (Z \cdot v_b) \quad [\text{kN}] \quad (2)$$

j_c ist ein empirischer, aus statischen Probelastungen ermittelter Dämpfungsfaktor. Für Rammpfähle werden die in Tabelle 1 zusammengestellten Erfahrungswerte des Dämpfungsfaktors verwendet.

Boden	j_c [.]	C_s [MN/m/s/m ²]	C_b [MN/m/s/m ²]
Sand	0.05 - 0.20	0.02 - 0.10	0.4 - 2.0
Sandiger Schluff	0.15 - 0.30	0.05 - 0.15	1.0 - 3.0
Schluff	0.20 - 0.45	0.10 - 0.25	2.0 - 5.0
Schluffiger Ton	0.40 - 0.70	0.20 - 0.40	4.0 - 8.0
Ton	0.60 - 1.10	0.25 - 0.50	5.0 - 10.0

j_c - CASE-Verfahren
 C_s - TNO- Verfahren für die Mantelreibung
 C_b - TNO- Verfahren für Spitzenwiderstand

Tabelle 1: Empfohlene Dämpfungswerte

Da in diesem dynamischen Widerstand alle bei statischer Belastung nicht nutzbaren Effekte scheinbaren oder wirklichen Widerstands zusammengefaßt sind, ist der Wert abhängig von Pfahltyp, Pfahllänge, Bodenart und -aufbau. Die breiten Streubereiche in der Tabelle sind also mit Bezug auf die Vielzahl der abzudeckenden Einflüsse zu sehen.

Mit

$$v_b = v_1 + (F_1 - R_{tot}) / Z \quad [m/s] \quad (3)$$

und Formel (2) ergibt sich aus (1) der gesuchte Wert R_{Stat} .

TNO-Verfahren

Beim TNO-Verfahren wird der dynamische Widerstand getrennt für den Pfahlmantel R_{sdyn} und die Spitze R_{bdyn} ermittelt.

$$R_{dyn} = R_{sdyn} + R_{bdyn} \quad [kN]$$

Dadurch ergibt sich die Möglichkeit, für den Pfahlmantel in möglicherweise wenig tragfähigem Boden mit hoher Dämpfung und die Pfahlspitze im tragfähigen Boden mit geringer Dämpfung unterschiedliche Dämpfungswerte vorgeben zu können. Da die Ableitung der getrennten Anteile aus der eindimensionalen Wellentheorie aber erst mit weiteren Annahmen möglich ist, kann die mögliche höhere Genauigkeit nur bei gut bekannten Bodenverhältnissen und jeweils vergleichbaren Pfahlsystemen genutzt werden.

Die Dämpfungswerte werden auf den Pfahlmantel bzw. die Querschnittsfläche bezogen.

Für die Pfahlspitze gilt:

$$R_{bdyn} = v_b \cdot A \cdot C_b \quad [kN] \quad (4)$$

mit den in Tabelle 1 angegebenen Dämpfungswerten C_b und der Geschwindigkeit v_b der Pfahlspitze aus Gleichung (3). Für einen Pfahl ohne Mantelreibung sind die Dämpfungswerte j_c und C_b über die Pfahleigenschaften verknüpft :

$$j_c = \frac{c}{E} \cdot C_b$$

Der dynamische Widerstand am Pfahlmantel ergibt sich zu

$$R_{\text{sdyn}} = v_s \cdot O \cdot C_S \quad [\text{kN}] \quad (5)$$

mit

v_s : maßgebende Geschwindigkeit am Pfahlmantel,
 O : Mantelfläche.

Die maßgebende Geschwindigkeit am Pfahlmantel ist:

$$v_s = \frac{1}{2} \left(v_1 + \frac{F_1}{Z} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{F_3}{Z} - v_3 \right) \quad [\text{m/s}] \quad (6)$$

Die Werte F_3 und v_3 sind zur Zeit t_3 der maximalen Differenz von Kraft und Geschwindigkeit zu nehmen (siehe Bild 1 und Beispielrechnung).

Die Dämpfungswerte C_S für den Pfahlmantel sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Die Dämpfungswerte des TNO-Verfahrens sind nicht vergleichbar mit denen des CASE-Verfahrens. Der Bezug auf die jeweiligen Querschnittsflächen bzw. Mantelflächen bedingt, daß Pfahl - Bodeneigenschaften in anderer Weise berücksichtigt werden.

3.2. Erweitertes Verfahren - CAPWAP und TNOwave

Bei dem erweiterten Verfahren wird nicht ein einzelner Tragfähigkeitswert berechnet, sondern durch eine iterative Berechnung das Pfahlverhalten, welches zu der gemessenen Kraft und Geschwindigkeit paßt, bestimmt. Das Ergebnis der Berechnung ist eine Lastsetzungskurve und die Aufteilung der Bodenwiderstände auf den Pfahlmantel und die Pfahlspitze.

Durch die Computerentwicklung im Lauf der letzten 20 Jahre war es möglich gegenüber dem früheren sehr zeitraubenden interaktiven Verfahren nunmehr auf eine Software zurückzugreifen, die durch halbautomatische Berechnungsverfahren die Bearbeitung wesentlich beschleunigt.

Besser als im Sinne eines "high-tech-for-low-brain"-Konzeptes den Spezialisten die Arbeit aus der Hand zunehmen, kann diese Beschleunigung dazu dienen, auch

kompliziertere Fälle, z.B. Großbohrpfähle, dadurch zu lösen, daß eine größere Anzahl von Varianten durchgerechnet werden kann oder angenommene Dämpfungswerte des direkten Verfahrens auf der Baustelle überprüft werden.

Neuere Entwicklungen der Einbettung der erweiterten Verfahren in Finite Elemente Gesamtmodelle zeigen auch verbesserte Lösungsmöglichkeiten auf, jedoch können diese noch nicht zum Stand der Technik gezählt werden und entziehen sich damit der Behandlung in allgemein anwendbaren "Empfehlungen".

3.3. Sicherheitskonzept

Durch die neueren Entwicklungen in der Normung (DIN V ENV 1997-1 und DIN V 1054-100) wird auch für die Bemessung von Pfählen ein Konzept der partiellen Sicherheitsfaktoren vorgeschlagen.

Als Grundlage der Bemessung dienen die "charakteristischen Werte" der Belastung und der Tragfähigkeit. Beide Normungsvorschläge erwähnen ausdrücklich, daß die Ergebnisse dynamischer Pfahlprüfungen als "charakteristische Werte" verwendet werden können. Der Unterschied des neuen Verfahrens gegenüber den früher verwendeten globalen Sicherheitsfaktoren soll kurz erläutert werden :

Früherer Nachweis:

$$S < \frac{R}{\eta}$$

S : Last

R : Widerstand

η : Sicherheitsbeiwert

(nach DIN 1054 (1976)

$$\eta = 2$$

$$\eta = 1,75$$

für eine Pfahlprüfung
für 2 und mehrere
Pfahlprüfungen)

Neuer Nachweis:

$$\sum \gamma_{Si} \cdot S_i < \frac{R_{1k}}{\xi_R}$$

S_i : charakteristische Werte der Last

γ_{Si} : Lastfaktoren, unterschiedlich für Eigengewicht, Verkehr etc.

R_{1k} : Charakteristischer Wert des Widerstandes (Tragfähigkeit)

ξ_R : Widerstandsbeiwert

Die Werte für ξ_R für Pfahltragfähigkeiten sind in Eurocode 7.6.3.2. festgelegt, bzw. in DIN 1054 - 100 in Abschnitt 5.4.2. Bei DIN 1054 ist zu beachten, daß der angegebene Wert ein Multiplikator für den Teilsicherheitsbeiwert ist, der entsprechend einem Lastfall zu wählen ist.

Beispiel:

Alter Nachweis:

Belastung	:	200 t	
Sicherheitsfaktor	:	2	$200 \leq \frac{400}{2}$
Pfahltragfähigkeit	:	400 t	

Neuer Nachweis:

Belastung	:	100 t + Eigengewicht
	:	100 t + Nutzlast
Belastung	:	$100 \cdot 1,1 + 100 \cdot 1,5 = 260$
Pfahltragfähigkeit	:	400 t = charakteristischer Wert R_{1k}

$$\text{für } \xi = 1,5 \quad 260 < \frac{400}{1,5}$$

Die in den "Empfehlungen " zu behandelnden Fragestellungen lauten :

1. Sind die Ergebnisse des direkten Verfahrens anders zu bewerten als die aus dem erweiterten Auswertungsverfahren, d.h. sollen für verschiedene Varianten der Auswertung unterschiedliche Sicherheiten verwendet werden?
2. Wie sollen aus der im erweiterten Verfahren bestimmten Lastsetzungskurve die Tragfähigkeitswerte ermittelt werden?
3. Kann die Anzahl der geprüften Pfähle angemessen berücksichtigt werden?

In den neuen Empfehlungen werden die Bedingungen dafür genannt, daß die durch die dynamische Meßmethode bestimmten Tragfähigkeitswerte als charakteristische Werte akzeptiert werden können. Beim direkten Verfahren müssen die Dämpfungswerte zuverlässig bestimmt worden sein.

Gemäß dem Satz von Bayes ergibt jeder zusätzliche Test eine Verringerung der Streubreite und damit die Möglichkeit zur Reduzierung des Sicherheitsfaktors. Da mit dynamischen Tests in der Regel mehrere Pfähle pro Tag geprüft werden können, kann sich dadurch ein sehr scharfes Bild der tatsächlichen Tragfähigkeiten ergeben. Die "Empfehlungen" schlagen nunmehr vor, die im Eurocode vorgeschlagene Regelung zu verwenden, bei der die Anzahl der geprüften Pfähle wie bei statischen Prüfungen zu berücksichtigen ist.



4. Integritätsprüfung

Im Teil 2 der "Empfehlungen" wurden nur geringe Änderungen vorgenommen. Hierbei kam es auch darauf an, die mit dieser Methode manchmal verbundenen überhöhten Erwartungen klarzustellen. Diese betrifft einerseits die mögliche Genauigkeit bei Angaben der Pfahlänge sowie der Größe von Querschnitts- bzw. Impedanzänderungen.

Bei der Beurteilung ist zwischen 4 Ergebnisklassen zu unterscheiden :

1. **Der Pfahl ist in Ordnung,**
2. **Der Pfahl ist nicht in Ordnung,
geringe Qualitätsminderung,**
3. **Der Pfahl ist nicht in Ordnung,
starke Qualitätsminderung,**
4. **Signal nicht auswertbar (z.B. Risse, Schlämpe im
Kopfbereich).**

Wie bei der Tragfähigkeitsermittlung hat auch für die Integritätsprüfung die Entwicklung der Software zu dem Ergebnis geführt, daß Pfahlprofile aufgrund einer gemessenen Kurve automatisch errechnet werden können. Da diese Berechnungen aber ähnlich komplex sind wie beim erweiterten Auswertungsverfahren, müssen viele Annahmen getroffen werden, die nicht leicht darzustellen und an die Beteiligten zu vermitteln sind. Die automatische Berechnung des Pfahlprofils kann somit eher als Hilfsmittel für den Experten angesehen werden. Die Empfehlungen können bei der Anwendung nicht auf einen gesicherten Stand der Technik zurückgreifen. Die direkte Interpretation auf der Grundlage des Zeitverlaufs der Pfahlkopfgeschwindigkeit hat Vorrang.

Aktuelle Entwicklungen wie die in anderen Ländern verarbeitete Frequenztransformation, die Verwendung eines instrumentierten Hammers und Angabe der Mobilität sowie die doppelte Frequenztransformation zur Bestimmung der Pfahlänge, sind in der Praxis im deutschsprachigen Raum so wenig verbreitet, daß es nicht sinnvoll oder notwendig erschien, in den Empfehlungen darauf einzugehen.

Diese Verfahren sowie neue Entwicklungen wie das Impact-Echo-Logging werden aber bei zukünftigen Beratungen des Unterausschusses berücksichtigt und gegebenenfalls in neue Teile eingearbeitet.

Tragfähigkeitsbestimmungen an Ortbetonpfählen

Vergleich von statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen

Bernd Wienholz, Thomas Huch

1. Einleitung

Der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit für Pfahlgründungen kann auf verschiedene Weise geführt werden. Es besteht die Möglichkeit, die Tabellenwerte der DIN 4026 für Rammpfähle oder DIN 4014 für Bohrpfähle zu benutzen. Sollen die Pfähle höher belastet werden, so können Erfahrungswerte von anderen Baustellen mit entsprechenden Baugrundverhältnissen verwendet werden, oder statische und/oder dynamische Probebelastungen durchgeführt werden. Die Durchführung von statischen und dynamischen Probebelastungen ist in Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGEK geregelt.

Im Folgenden werden nun die verschiedenen Möglichkeiten zur Auswertung von statischen und dynamischen Probebelastungen gezeigt. An einigen Fallbeispielen sollen die Ergebnisse (Bruchlast, Widerstands-Verformungs-Verhalten) verglichen werden.

2. Meßaufbau

2.1 Dynamische Pfahlprobelastung

Für eine dynamische Probebelastung muß der Pfahlkopf vorbereitet werden. Der Pfahlkopf wird bis zum Beton abgestemmt. Danach wird ein Stahlhülle aufgesetzt und ausbetoniert. Die Hülle hat die Aufgabe, Querspannungen aufzunehmen, die durch das Auftreffen des Fallgewichtes auftreten. Die Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer werden in einem Abstand von 1 bis 2 Pfahldurchmesser unterhalb des Pfahlkopfes angebracht. Die Anbringung der Aufnehmer kann auf zwei Arten erfolgen:

- In die Stahlhülse werden gegenüberliegend zwei Fenster gebrannt, in denen die Aufnehmer angebracht werden.

Vorteil: definierter Querschnitt

Nachteil: Durch das Einbrennen der Fenster kann der Beton beschädigt werden.

- Die Aufnehmer werden unterhalb der Stahlhülse am Beton befestigt.

Vorteil: Keine Beschädigung des Betons durch das Einbrennen der Fenster

Nachteil: ggf. unebene Oberfläche

Die Aufbringung der Belastung erfolgt entweder durch ein Freifallgewicht oder durch einen Hydraulikhammer. In Bild 1 ist der komplette Meßaufbau dargestellt.

Systemskizze zur dynamischen Probelastung von Pfählen

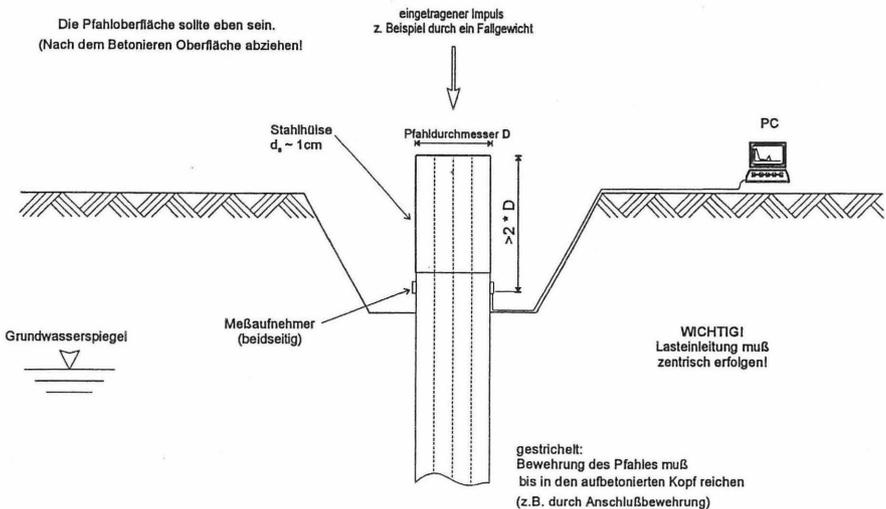


Bild 1: Meßaufbau

2.2 Statische Pfahlprobebelastung

Zur Durchführung einer statischen Probebelastung gibt es verschiedene Möglichkeiten, um die Reaktionskräfte über Widerlagerkonstruktionen in den Boden abzutragen (Bild 2). Die Belastung wird durch hydraulische Pressen zentrisch und axial aufgebracht.

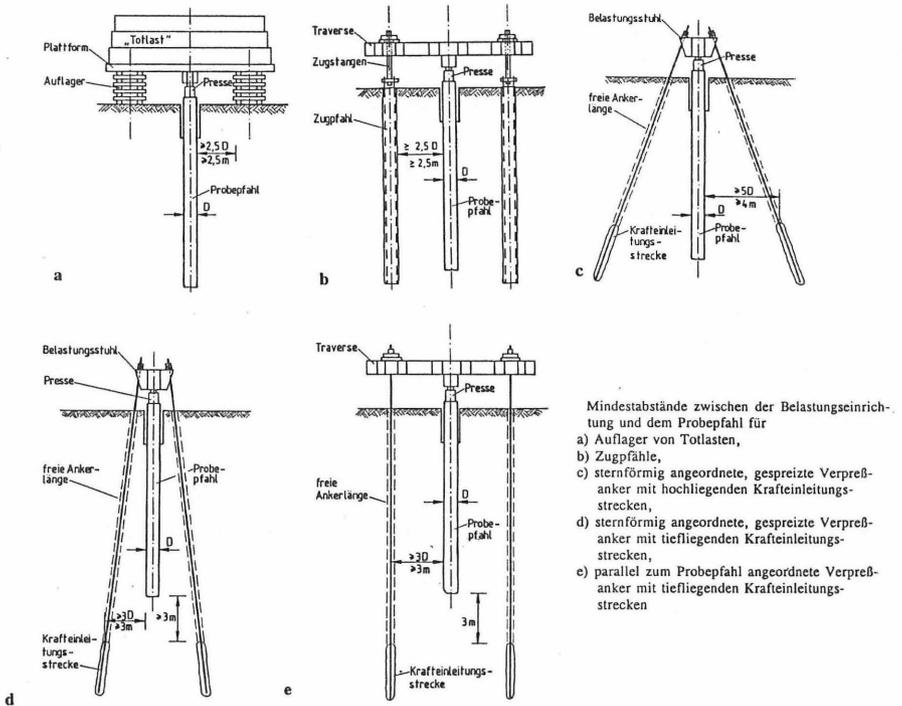


Bild 2: Widerlagerkonstruktionen zur Durchführung von statischen Probebelastungen

3. Möglichkeiten der Auswertung

3.1 Statische Pfahlprobelastung

Das Ziel der Probelastung muß vorab bekannt sein, so daß die Instrumentierung darauf abgestimmt werden kann. In der Empfehlung des Arbeitskreises 5 der DGGT für statische axiale Probelastungen von Pfählen werden drei Anforderungsstufen unterschieden:

- Einfache Anforderungen

Einfache Anforderungen liegen dann vor, wenn der Nachweis einer globalen Sicherheit für den Pfahl ausreichend ist bzw. nur nachzuweisen ist, daß der Pfahl unter Gebrauchslast keine unzulässigen Verschiebungen erreicht. In diesem Fall genügt es, die Verschiebungen des Pfahlkopfes in Abhängigkeit von der aufgebracht Belastung und der Zeit zu messen.

- Mittlere Anforderungen

Wenn das Tragverhalten eines Pfahles näher untersucht werden soll, ist die Lastabtragung durch eine getrennte Erfassung der Widerstandsanteile Pfahlfuß- und Pfahlmantelkraft R_s und R_r entsprechend

$R_{(s)} = R_s(s) + R_r(s)$ zu ermitteln. Hierzu ist in der Regel eine spezielle Instrumentierung am Pfahlfuß oder entlang des Pfahlschaftes erforderlich.

- Hohe Anforderungen

Wenn die Mobilisierung der Mantelreibung längs des Pfahlschaftes und ihre Verteilung erfaßt werden soll, ist über die Trennung von Spitzendruck und Mantelreibungskraft hinaus die Entwicklung der Pfahlängskraft in Abhängigkeit von der Tiefe und der Einwirkung zu erfassen.

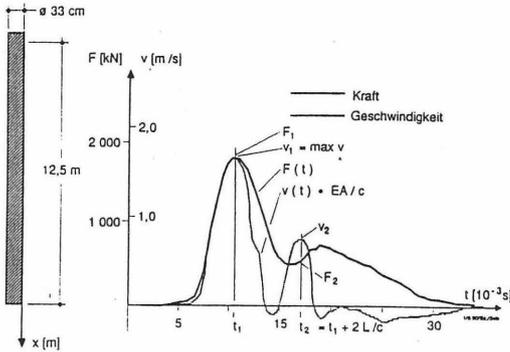
3.2 Dynamische Pfahlprobelastung

Bei einer dynamischen Probelastung werden am Pfahlkopf Dehnungs- und Beschleunigungsverläufe über die Zeit gemessen. Aus dem Dehnungsverlauf wird der Kraftverlauf und durch Integration der Beschleunigung der Geschwindigkeitsverlauf bestimmt. Alle Ergebnisse werden numerisch ermittelt. Zur Auswertung stehen zwei Verfahren (Case und Verfahren der erweiterten Auswertung mit Modellbildung, CAPWAP) zur Verfügung.

CASE-Verfahren:

Beim CASE-Verfahren wird aus den Amplituden des Kraft- und des Geschwindigkeitsverlaufes am Pfahlkopf und Pfahlfuß der totale Eindringwiderstand berechnet. Wird von diesem der dynamische Widerstand abgezogen, so erhält man den statischen Widerstand:

$$R_{\text{stat}} = R_{\text{tot}} - R_{\text{dyn}}$$



$$Q_{\text{st}} = \frac{F_1 + F_2}{2} + \frac{E \cdot A (v_1 - v_2)}{2 \cdot c} \quad [\text{MN}]$$

$$c = \frac{2L}{t_2 - t_1} = \frac{2 \cdot 12,5}{0,0058} \quad [\text{m/s}] = 4310 \text{ m/s}$$

$$E = \frac{c^2 \cdot \gamma}{g} = \frac{4310^2 \cdot 2,45 \cdot 10^{-2}}{9,81} \quad [\text{MN/m}^2] = 46393 \text{ MN/m}^2$$

$$Q_{\text{st}} = \frac{1,82 + 0,39}{2} + \frac{46393 \cdot 0,086 (1,65 - 0,61)}{2 \cdot 4310} = 1,59 \text{ MN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{st}} + Q_{\text{dyn}}$$

$$Q_{\text{dyn}} = J_c \cdot v_1 \cdot \frac{E \cdot A}{c} \quad \left. \vphantom{Q_{\text{dyn}}} \right\} Q_{\text{dyn}} = J_c \left(2 \cdot \frac{E \cdot A}{c} \cdot v_1 - Q_{\text{st}} \right) \quad [\text{MN}]$$

$$v_2 = 2 \cdot v_1 - \frac{Q_{\text{st}} \cdot c}{E \cdot A}$$

$$J_c = 0,2 \quad (\text{aus Kalibrierung an statischer Probelastung})$$

$$Q_{\text{dyn}} = 0,2 \left(2 \cdot \frac{46393 \cdot 0,086 \cdot 1,65}{4310} - 1,59 \right) = 0,29 \text{ MN}$$

$$Q_{\text{stat}} = 1,59 - 0,29 = 1,30 \text{ MN}$$

Bild 3: Beispiel für eine Meßkurve mit dazugehörigem Laufzeitdiagramm

Der dynamische Widerstand ist abhängig vom Dämpfungsbeiwert J_c . Dieser Dämpfungsbeiwert läßt sich aus der Kalibrierung der dynamischen an einer statischen Probelastung ermitteln. Eine weitere Möglichkeit, um den Dämpfungsbeiwert J_c festzulegen, bietet die Auswertung nach dem CAPWAP-Verfahren.

CAPWAP-Verfahren

Beim CAPWAP-Verfahren handelt es sich um ein Iterationsprogramm, bei dem unter Variation der Bodenparameter eine Annäherung zwischen einer gemessenen und einer errechneten Kurve erzielt wird. Dadurch erhält man eine genauere Aussage über die Tragfähigkeit des Pfahles, eine Aufteilung zwischen Spitzendruck und Mantelreibung, sowie deren Verteilung über den Pfahl. Zusätzlich läßt sich die rechnerische Last-Setzungs-Linie ermitteln.

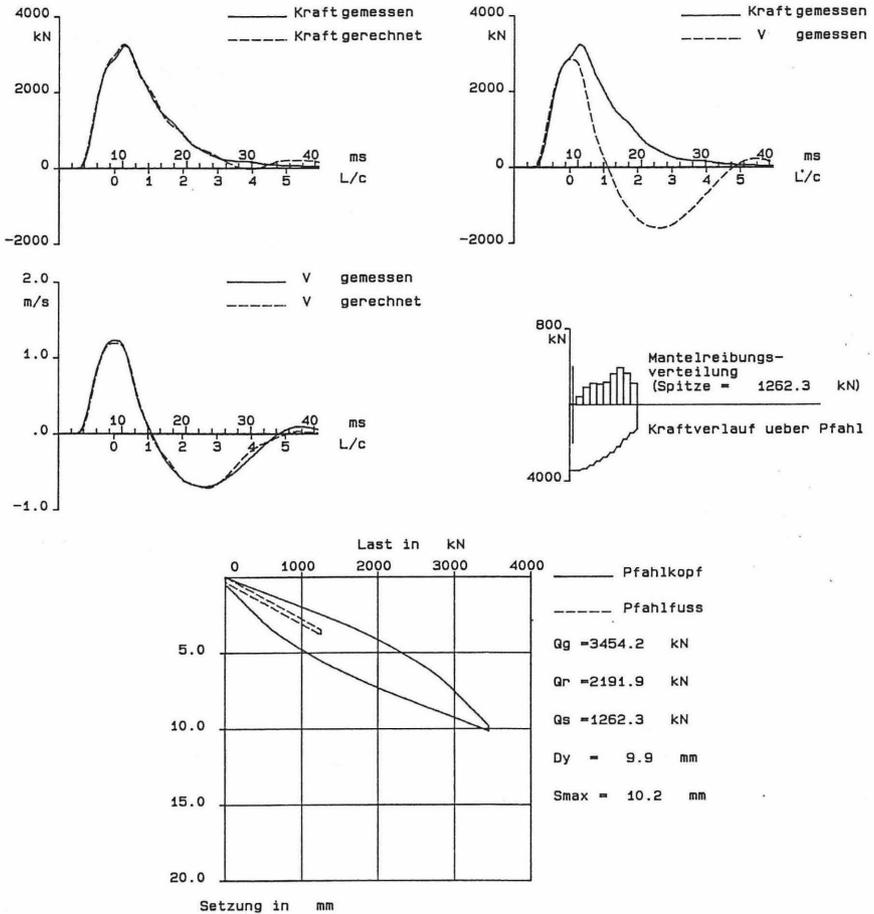


Bild 4: Beispiel einer CAPWAP-Auswertung

Da Probebelastungen teilweise auch an Bauwerkspfählen durchgeführt werden, ist bei einer dynamischen Pfahlprobebelastung die Frage zu klären, welche Tragfähigkeit des Pfahles nachgewiesen werden muß. Die Belastungen, die durch ein Freifallgewicht oder einen Hydraulikhammer auftreten, sind nicht unerheblich.

Die Verwendung eines Freifallgewichtes zur Durchführung von dynamischen Probebelastungen wird anfangs mit einer kleinen Fallhöhe gearbeitet, die dann immer weiter ge

steigert wird. Da jeder Schlag auf den Pfahl durch die Belastungseinrichtung ein dynamischer Pfahltest ist, kann auch jeder Schlag ausgewertet werden. Mit zunehmender Fallhöhe steigt die Widerstandskraft des Pfahles. Wenn die Bruchlast erreicht ist, fällt die Tragfähigkeit leicht ab. In Bild 5 ist ein Verlauf der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Fallhöhe dargestellt.

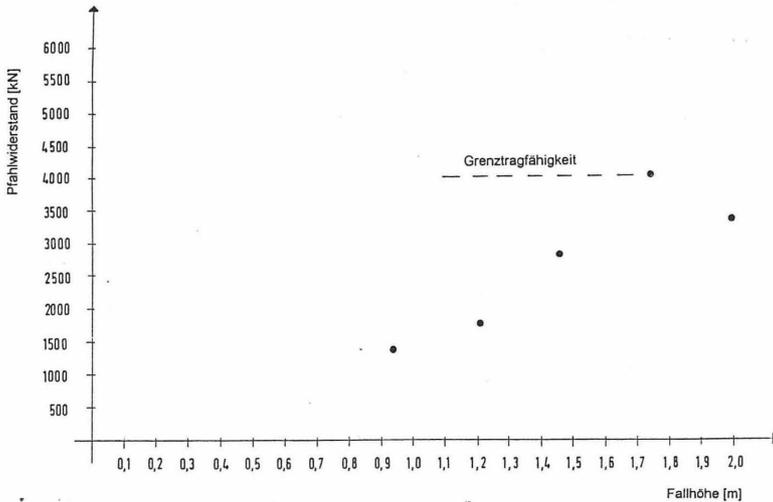


Bild 5: Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Fallhöhe

4. Fallbeispiele

Beispiel 1:

Pfahlart: TVB

Durchmesser: 60 cm

Pfahllänge: 20,5 m

Belastungseinrichtung: Freifallgewicht

stat. Probelastung: Standzeit 24 Tage

stat. Probelastung: Gebrauchslast 1900 kN

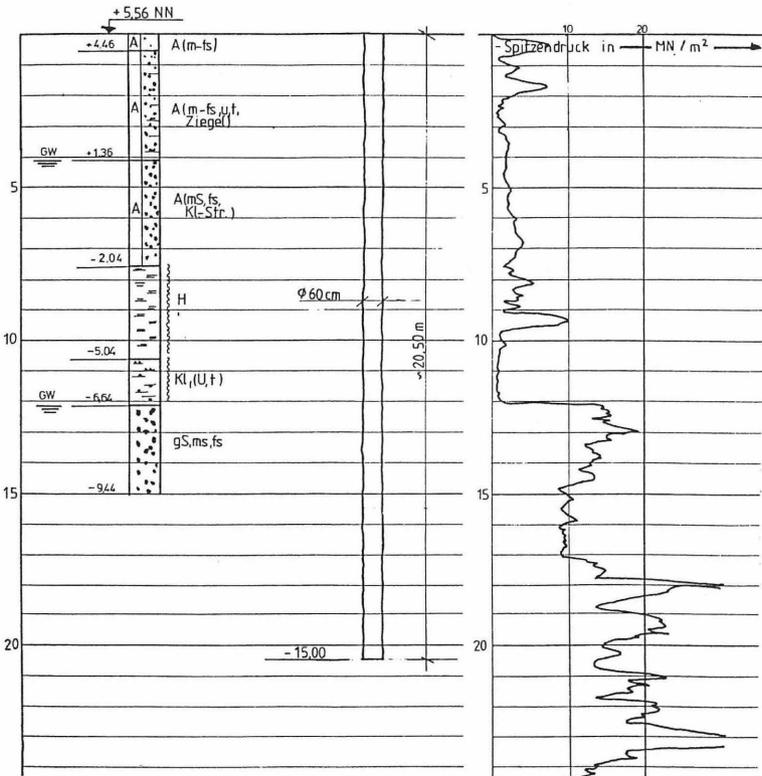
max. Prüflast 4000 kN

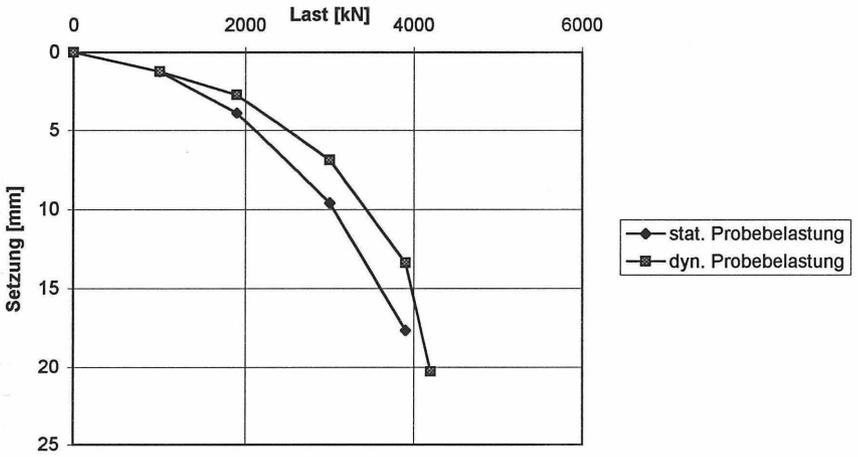
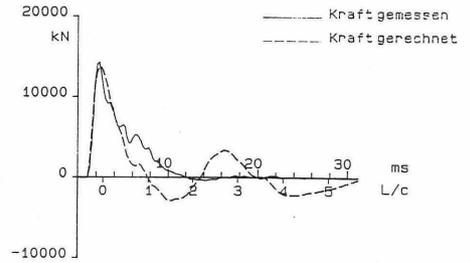
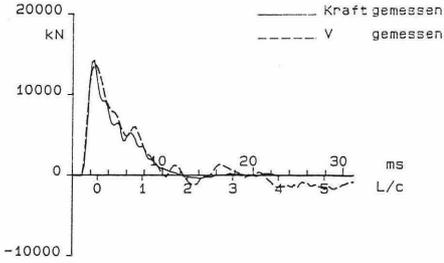
dyn. Probelastung: Standzeit 32 Tage

Bruchlast: 4200 kN

Anteil Mantelreibung: 2602 kN

Anteil Spitzendruck: 1598 kN





Beispiel 2:

Pfahlart: SVB

Durchmesser: 60 cm

Pfahllänge: 25,7 m

Belastungseinrichtung: Freifallgewicht

stat. Probelastung: Standzeit 31 Tage

stat. Probelastung: Gebrauchslast 1600 kN

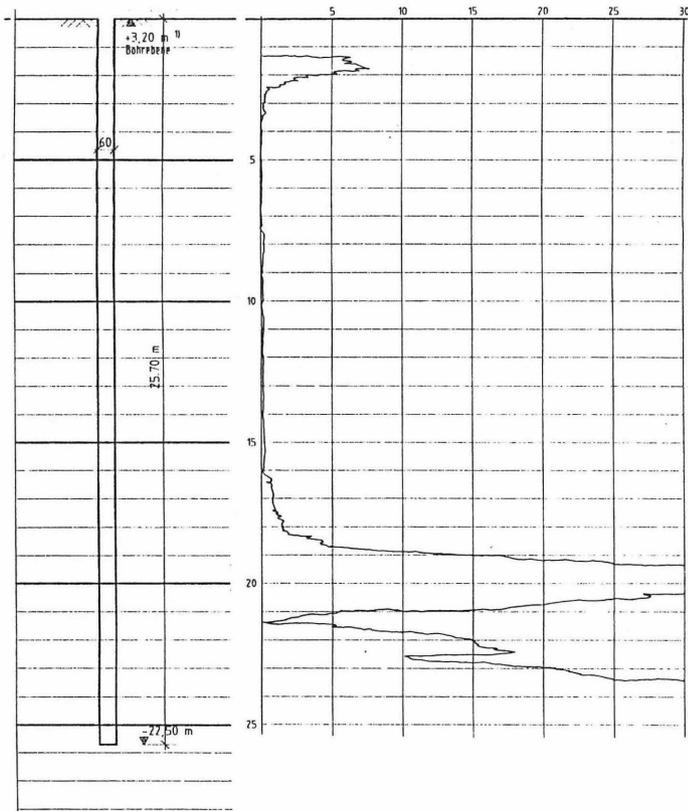
max. Prüflast 3200 kN

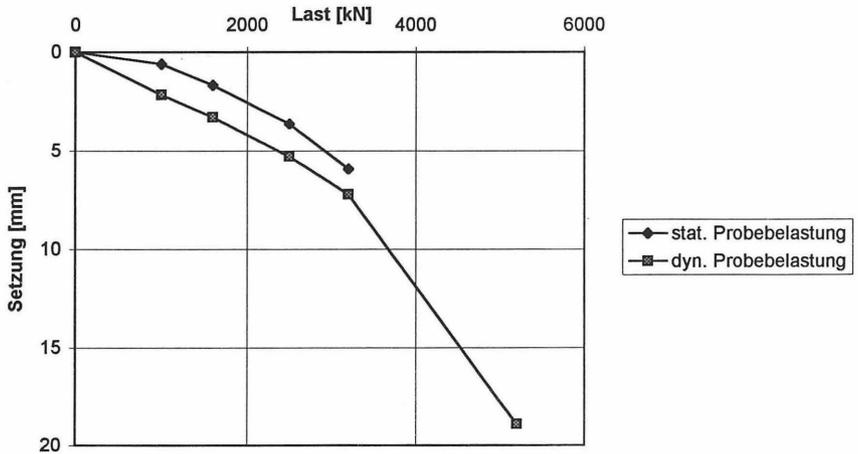
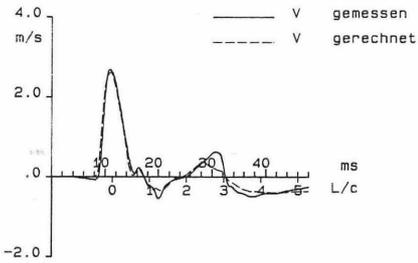
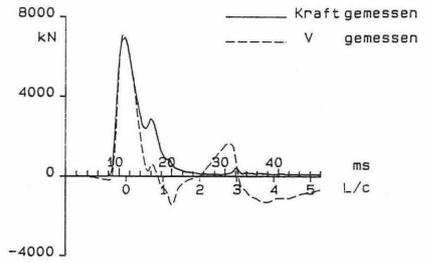
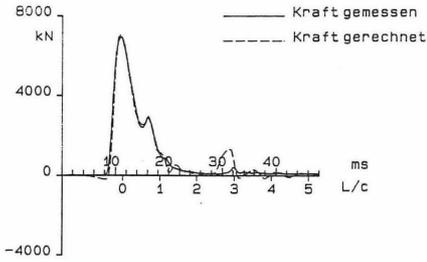
dyn. Probelastung: Standzeit 126 Tage

Bruchlast: 5221 kN

Anteil Mantelreibung: 3083 kN

Anteil Spitzendruck: 2138 kN







Beispiel 3:

Pfahlart: Ortbetonrammpfahl

Durchmesser: 51 cm

Pfahllänge: 9,0 m

Belastungseinrichtung: Freifallgewicht

stat. Probelastung: Standzeit 15 Tage

stat. Probelastung: Gebrauchslast 2100 kN

max. Prüflast 4990 kN

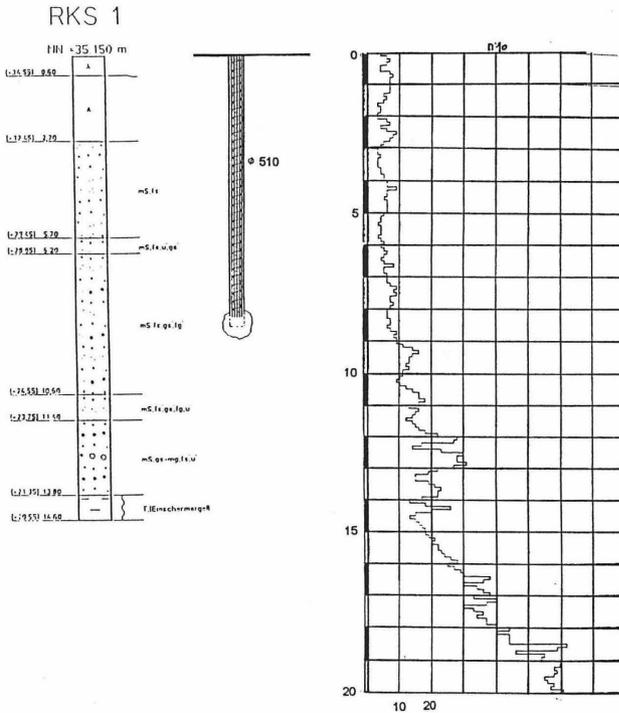
dyn. Probelastung: Standzeit 94 Tage

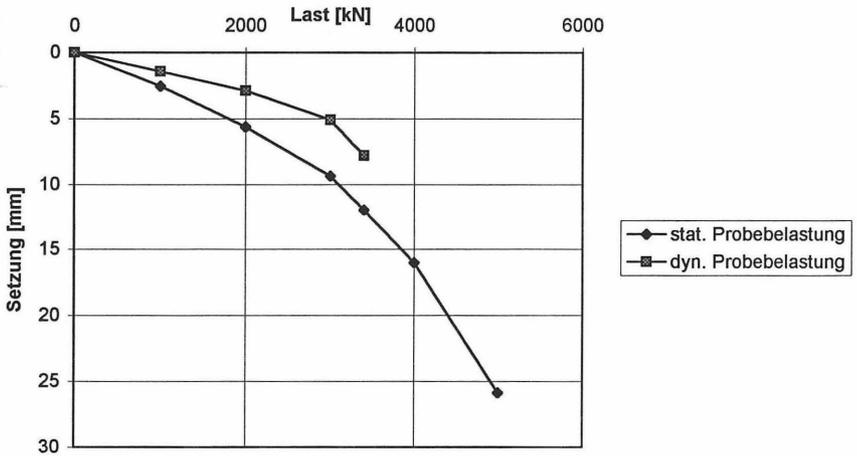
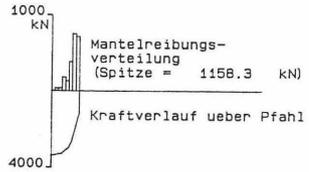
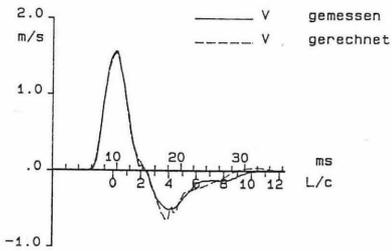
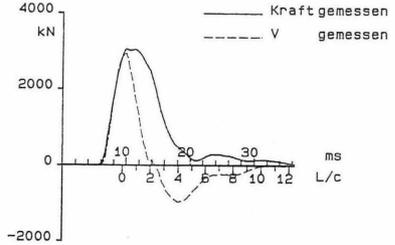
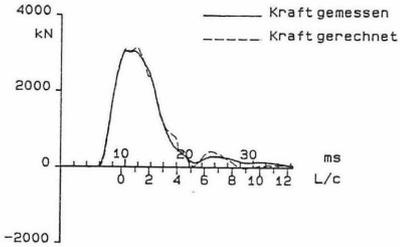
Bruchlast: 3358 kN

Anteil Mantelreibung: 2200 kN

Anteil Spitzendruck: 1158 kN

Die dyn. Probelastung wurde an einem anderen Pfahl als die stat. Probelastung durchgeführt.







5. Literatur

- 1 DIN 1054, Zulässige Belastung des Baugrunds, November 1976
- 2 DIN 4014, Bohrpfähle, März 1990
- 3 DIN 4026, Ramppfähle, August 1975
- 4 DIN V 4026 - 500, Verdrängungspfähle, April 1996
- 5 Empfehlung des Arbeitskreises 5 der DGEG: Statische axiale Probebelastungen von Pfählen, Geotechnik 1993
- 6 Empfehlung des Arbeitskreises 5 der DGEG für dynamische Pfahlprüfungen, Geotechnik 3, 1993

**KORRELATIONSSTUDIE DER PROBEBELASTUNGEN MIT HILFE
DER STATISCHEN UND DYNAMISCHEN MESSMETHODE
UNTER BERÜCKSICHTIGUNG UNTERSCHIEDLICHER
ANALYSEMETHODEN UND PARAMETER**

Dieter Schau / Armin Weigel

1. ALLGEMEINES

Die nachfolgenden Diagramme wurden auf der Grundlage von ca. 150 in unserem Hause durchgeführten Messungen an Pfählen, die auch mit Hilfe der statischen Meßmethode geprüft wurden, erstellt. Die Messungen bzw. Analysen wurden in den Jahren von 1982 bis 1996 durchgeführt. Ein Hauptziel der durchgeführten Studie ist es, eine möglichst übersichtliche (graphische) Antwort auf die häufig gestellte Frage nach der Korrelation der unterschiedlichen Probebelastungsarten geben zu können. Hierzu wurden zum einen die ermittelten Grenzlasten und zum anderen die ermittelten Pfahlsetzungen (aus den CAPWAP-Analysen) miteinander verglichen und deren Abweichungen voneinander prozentual (Grenzlasten) bzw. absolut in 'mm' (Setzungen) graphisch dargestellt.

Zur Interpretation der Diagramme bedarf es einiger grundsätzlicher Festlegungen und Fallunterscheidungen, die hier kurz erläutert werden:

1.1

Der im nachfolgenden verwendete Begriff der 'Grenzlast' ist im Rahmen dieser Studie, soweit nicht gesondert vermerkt, gleichbedeutend mit der 'maximalen bzw. maximal ermittelten Last'. Hierbei handelt es sich nicht in allen Fällen um die gemäß DIN ermittelte Grenzlast.



1.2

Bei der Betrachtung der ermittelten Abweichungen ist zu beachten, daß bei den 'statischen' Probelastungen durchaus auch Meßfehler auftreten. Dessen ungeachtet wird das ermittelte Ergebnis der 'statischen' Probelastung jedoch auch in dieser Studie als 'objektiv' angesehen.

1.3

Die Grenzlastermittlung mit Hilfe der dynamischen Meßmethode basiert jeweils auf dem Testrammschlag mit dem größten daraus resultierenden Grenzlastresultat. (meist 2. oder 3. Testrammschlag). Dies entspricht etwa der Wiederbelastung bei einem statischen Last - Setzungsversuch. So wurden auch vornehmlich die Wiederbelastungskurven zum Vergleich herangezogen.

1.4

Für die auf der Abszisse aufgetragene Last wird im nachfolgenden der Begriff der 'maßgebenden Last' eingeführt, bei deren Definition Fallunterscheidungen gemacht wurden, über die die folgende Tabelle Aufschluß gibt.

(D = dynamisch ermittelte Grenzlast, S = statisch ermittelte Grenzlast)

Grenzlast bei 'statischer' Probe nicht erreicht	Grenzlast bei 'dynamischer' Probe nicht erreicht	Grenzlast bei 'statischer' Probe erreicht	Grenzlast bei 'dynamischer' Probe erreicht	maßgebende Last
X			X	'dynamisch' ermittelte wenn $D > S$
	X	X		'statisch'
X	X			'dynamisch' ermittelte wenn $D > S$, 'statisch' ermittelte, wenn $S > D$
		X	X	'statisch'

1.5

Bei einigen Probelastungen ist eine direkte Vergleichbarkeit nicht gegeben. Die Gründe hierfür können unterschiedlicher Natur sein. So sind in diesen Fällen zum größten Teil erhebliche Standzeitunterschiede vorhanden (verbunden mit Mantelreibungszuwachs oder auch Bodenentspannung im Pfahlfußbereich) oder es konnte nur ein, in etwas größerer Entfernung zur statischen Probelastung gelegener Vergleichspfahl mit Hilfe der dynamischen Meßmethode belastet werden. Diese Fälle sind in den Diagrammen gekennzeichnet.

(siehe Zeichenerklärung)

1.6

Die einzelnen Punkte in den Diagrammen sind mit Kurzbezeichnungen versehen (z.B. : S1), die Auskunft über die Pfahlart geben.

(siehe Zeichenerklärung)

1.7

Die jeweils größten festgestellten Abweichungen sind in den Diagrammen als gestrichelte Linie dargestellt. Der schraffierte Bereich stellt den arithmetischen Mittelwertbereich der vorhandenen Abweichungen dar.

2. DRUCKPROBEBELASTUNGEN

Die ersten drei Diagramme zeigen die Korrelation der Auswertmethoden nach 'CASE', 'CAPWAP' und 'KOLYMBAS'. Nachfolgend eine kurze Beschreibung der Verfahren. Auf die mathematischen Grundformeln bzw. Herleitungen wird hier nicht eingegangen.



A. CASE - Verfahren

An der Case - Western - University in Cleveland/Ohio entwickeltes Verfahren zur Tragfähigkeitsbestimmung durch Messung der Kraft und der Geschwindigkeit mittels am Pfahlkopf montierter Meßwertaufnehmer. Durch die verhältnismäßig schnelle Pfahlbewegung treten zusätzlich zu statischen auch dynamische Widerstände auf, die durch Ansatz eines empirisch ermittelten, bodenabhängigen Abminderungswertes, dem sogenannten 'Dämpfungsfaktor J' grob ermittelt, bzw. herausgerechnet werden können.

B. CAPWAP - Verfahren (CAse-Pile-Wave-Analysis-Program)

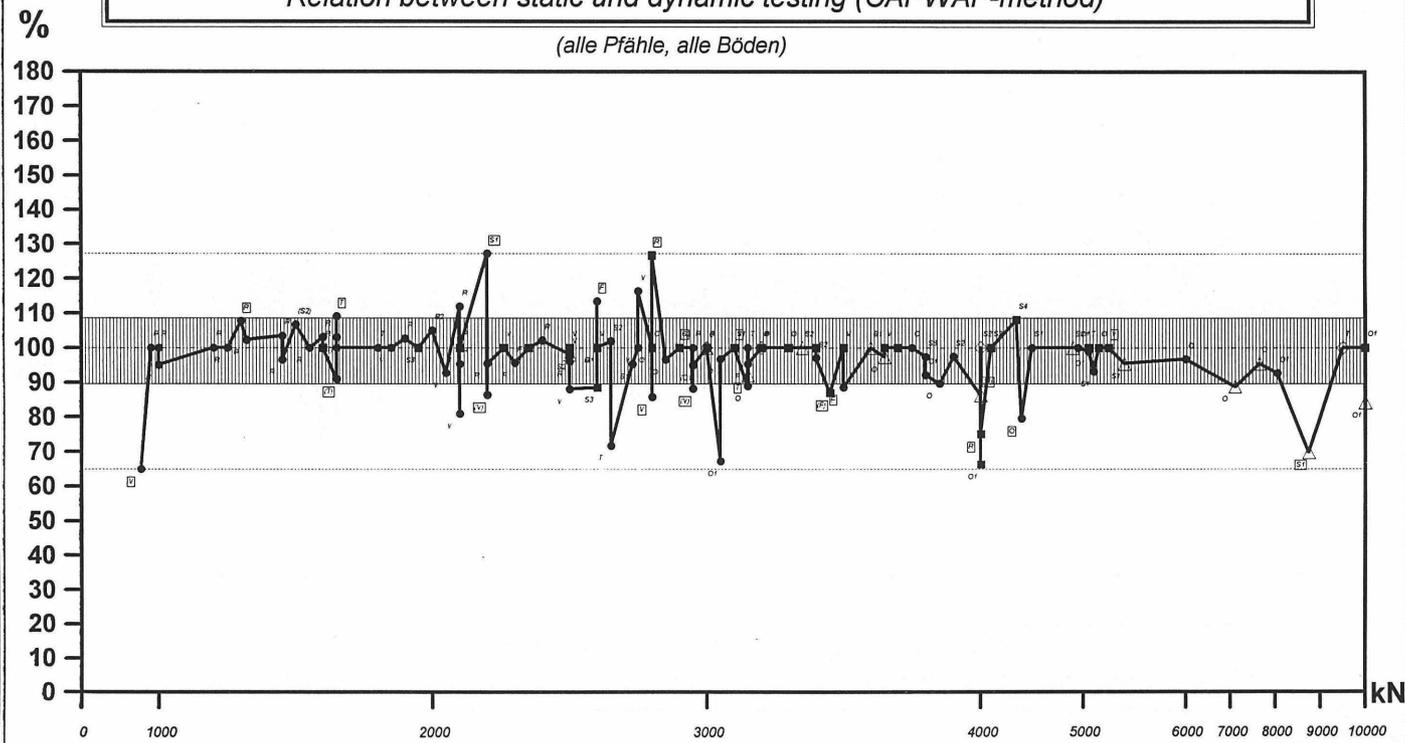
Diese Auswertmethode basiert ebenfalls auf den oben erwähnten Messungen der Kraft und der Geschwindigkeit am Pfahlkopf. Mit Hilfe finiter Elemente werden Kraft- bzw. Geschwindigkeitsverläufe auf der Grundlage eines vom Anwender vorgegebenen Pfahl - Bodenmodells simuliert, mit den gemessenen Verläufen verglichen und iterativ durch Veränderung der Parameter in Übereinstimmung gebracht. Als wichtigste Resultate erhält man eine differenzierte Mantelreibungverteilung sowie den Pfahlfußwiderstand und einen Last - Setzungsverlauf.

C. KOLYMBAS - Verfahren

Bei dieser Methode handelt es sich um ein von Prof. D. Kolymbas entwickeltes Auswertverfahren, das lediglich den am Pfahlkopf gemessenen Geschwindigkeitsverlauf zur Tragfähigkeitsermittlung benötigt. Der Viskosität des Bodens wird durch einen anzusetzenden Zähigkeitsindex (I_v) Rechnung getragen. Dieser wurde für die Erstellung der Diagramme nur grob abgeschätzt, da oftmals die erforderlichen Kennwerte nicht vorlagen. Somit ist eine deutliche Verbesserung dieser Korrelation denkbar.

Relation zwischen statischer und dynamischer Meßmethode (CAPWAP-Auswertung)
Relation between static and dynamic testing (CAPWAP-method)

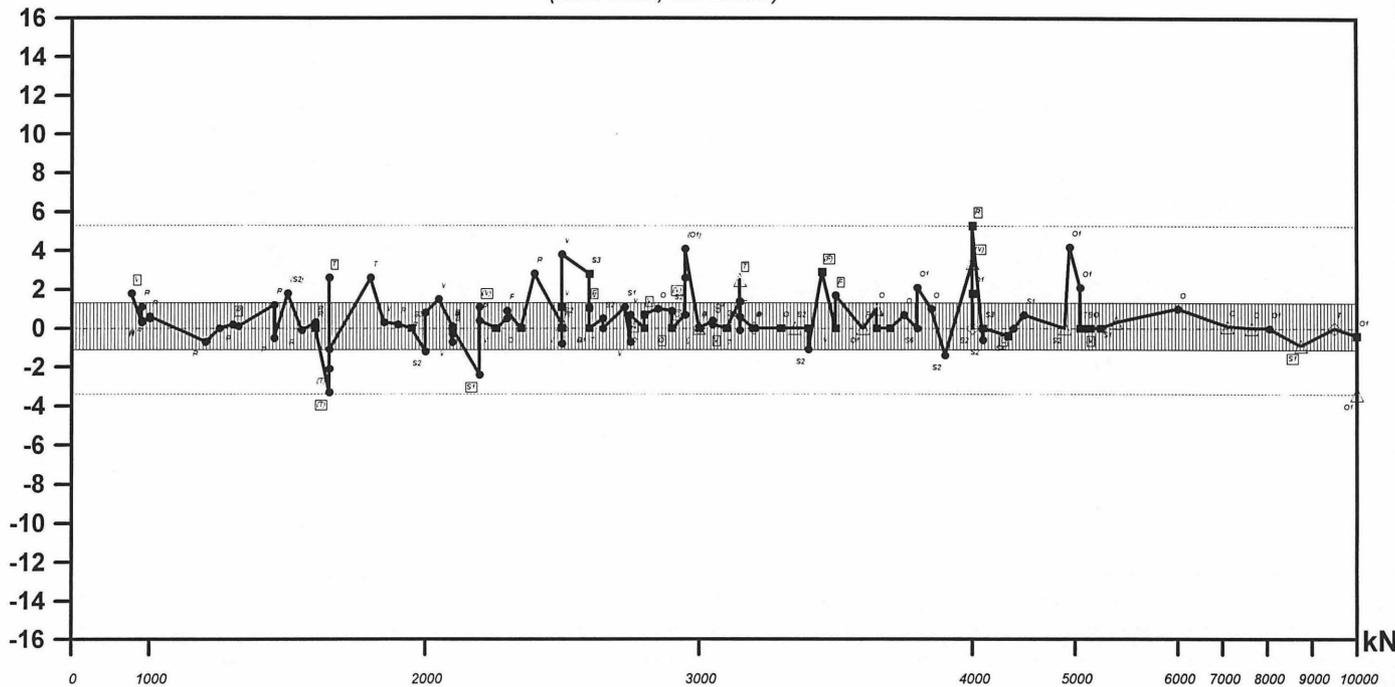
(alle Pfähle, alle Böden)



Differenz der Setzungen unter 50 % der Grenz- bzw. Bruchlast
Displacement-differences at 50 % of failure load

(alle Pfähle, alle Böden)

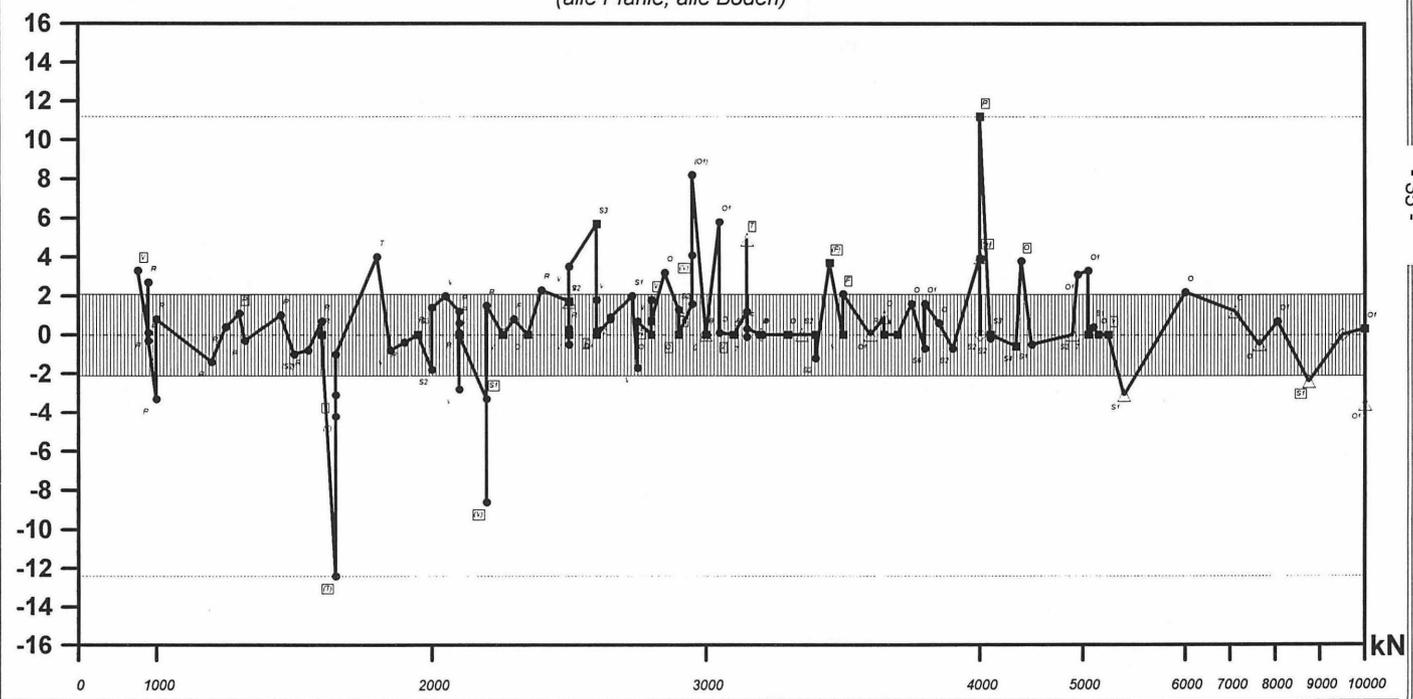
mm



Differenz der Setzungen unter 75 % der Grenz- bzw. Bruchlast
Displacement-differences at 75 % of failure load

(alle Pfähle, alle Böden)

mm





3. ZUGPROBEBELASTUNGEN

Dieser Abschnitt soll zeigen, daß eine Abschätzung der Zuggrenzlast mit Hilfe dynamischer Probelastungen ebenfalls möglich ist.

Ohne im einzelnen auf die unterschiedlichen Theorien zum Bruchmechanismus von Böden bei Zugpfählen einzugehen, kann davon ausgegangen werden, daß in vielen Fällen die in Zugrichtung vorhandene Mantelreibung geringer ist als die in Druckrichtung vorhandene. So wurde unsererseits in der Vergangenheit eine Abschätzung der Zuggrenzlast in mehreren Schritten durchgeführt. Die Meßsignale des in Druckrichtung belasteten Pfahles wurden mittels des CAPWAP - Verfahrens analysiert. Eines der Resultate dieses Verfahrens ist die in Druckrichtung vorhandene Mantelreibung. Diese wurde in der Regel mit einem Reduzierungsfaktor multipliziert, und das so errechnete Ergebnis als Mantelreibung für die Zugrichtung ausgegeben. Die nachfolgende Studie soll unter anderem dazu dienen, einen Anhaltswert für die durchschnittliche Größe und die Streubreite eines solchen Abminderungs- bzw. Korrelationsfaktors zu geben.

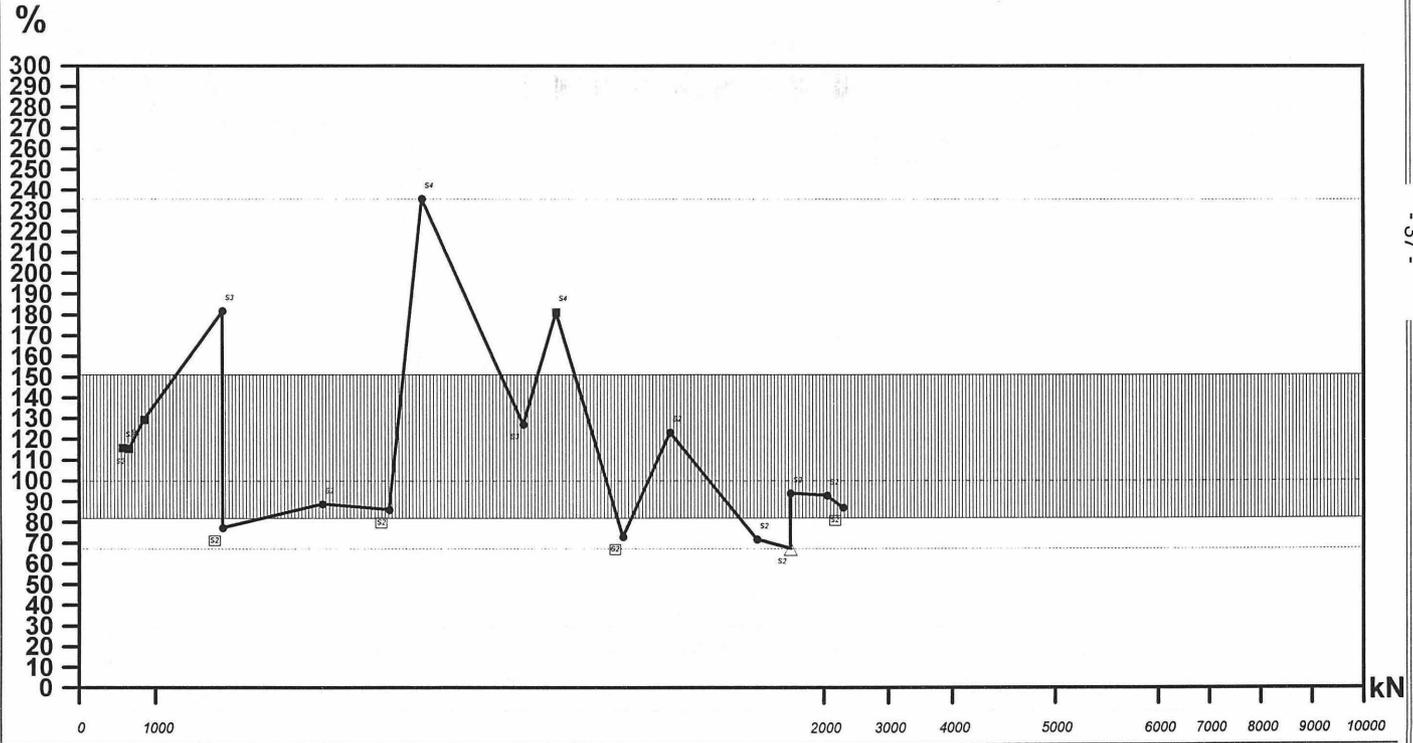
Auch eine Ableitung aus der einfacheren CASE - Auswertung (unter der stark vereinfachten und nicht korrekten Annahme gleicher Dämpfung im Fuß- und Mantelbereich) ist möglich und wird in den nachfolgenden Diagrammen gegenübergestellt.

Bei früheren Messungen bzw. Analysen wurde bei Pfählen mit Flügeln die vorhandene Mantelreibung z.T. deutlich überbewertet (Faktor: 2 - 3 !). Der Grund hierfür liegt in erster Linie darin, daß bei Stahlpfählen mit im unteren Bereich angesetzten Flügeln ein nicht geringer Teil der Pfahlfußkräfte über diese Flügel in den Pfahlschaft eingeleitet wird, und so im Meßsignal bzw. in der Analyse als Mantelreibung erscheint. Dieses Problem stellt vornehmlich ein physikalisches dar, wobei die vorhandenen Erkenntnisse bzw. Erfahrungen und eine verbesserte Auswertmethodik diesem Rechnung tragen können.

Es kann davon ausgegangen werden, daß zur genaueren Ermittlung eines 'Korrelationsfaktors' eine Vielzahl unterschiedlichster Faktoren berücksichtigt werden müßte (z.B. Länge des Pfahles, Neigung, Bodenart etc.). Vereinfacht betrachtet, ergibt sich aus den Diagrammen - unter Weglassung aller mit Flügeln bestückten Pfähle - ein Mittelwertbereich von **ca. 0,85 - 1,1**, womit der in der Vergangenheit von uns verwendete Wert von ca. 0,8 auf der 'sicheren Seite' liegt.

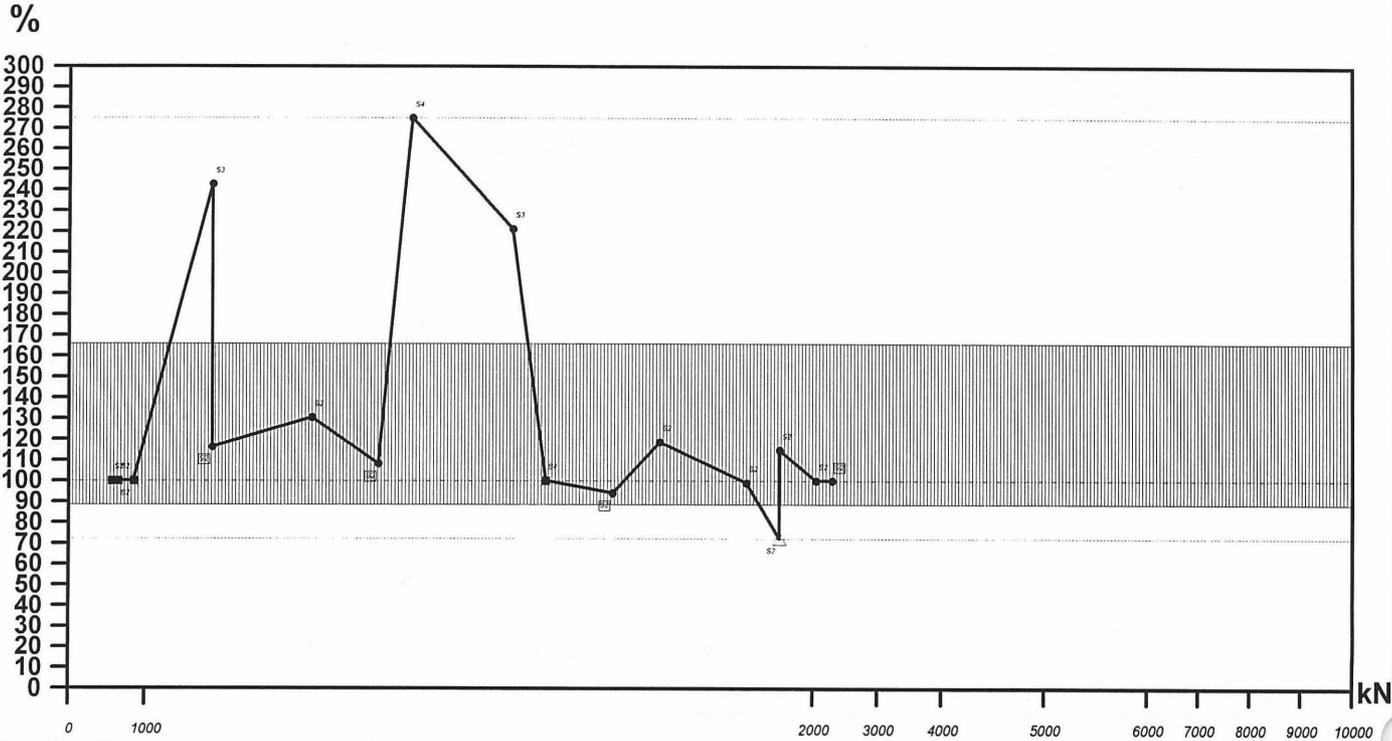
Relation zwischen statischer und dynamischer Meßmethode (CASE-Auswertung)
Relation between static und dynamic testing (CASE-method)

(alle Pfähle, alle Böden)



Relation zwischen statischer und dynamischer Meßmethode (CAPWAP-Auswertung)
Relation between static and dynamic testing (CAPWAP-method)

(alle Pfähle, alle Böden)



4. LEGENDE

4.1 Kurzbezeichnungen

R	:	Stahlbetonrammpfahl
T	:	Teilverdrängungsbohrpfahl
L	:	Schleuderbetonrammpfahl
F	:	FUNDEX - Pfahl
S1	:	Stahlrohrpfahl
S2	:	Stahlpfahl
S3	:	Stahlpfahl mit Flügeln
S4	:	Stahlrohrpfahl mit Flügeln
S5	:	Stahlpfahl, Kastenprofil
S6	:	Stahlpfahl, Kastenprofil mit Flügeln
V	:	Vollverdrängungsbohrpfahl
V1	:	Vollverdrängungsbohrpfahl mit Fußverpressung
O	:	Ortbetonrammpfahl
O1	:	Ortbetonrammpfahl mit ausgerammtem Fuß

4.2

In vielen Fällen konnte bei der betreffenden Probelastung die Grenz- bzw. Bruchlast nicht erreicht werden. Um dies in den Diagrammen kenntlich zu machen, wurde nachfolgende Punktsymbolik gewählt:

- Δ : Grenzlast mit dynamischer Meßmethode nicht erreicht
- \diamond : Grenzlast mit beiden Meßmethoden nicht erreicht
- : Grenzlast mit statischer Meßmethode nicht erreicht
- : Grenzlast mit beiden Meßmethoden erreicht

4.3

In einigen Fällen wurden die Probelastungen nicht an demselben Pfahl sondern nur an vergleichbaren Pfählen durchgeführt. Bei diesen Vergleichen sind die Kurzbezeichnungen in Klammern gesetzt, z.B. : '(S1)'

4.4

Wie unter Punkt 1.5 beschrieben, können in einigen Fällen die auftretenden Abweichungen erklärt werden (z.B. Standzeitdifferenzen, Bodenentspannung etc.). Bei diesen Vergleichen erscheinen die Kurzbezeichnungen eingerahmt, z.B. : S1

4.5

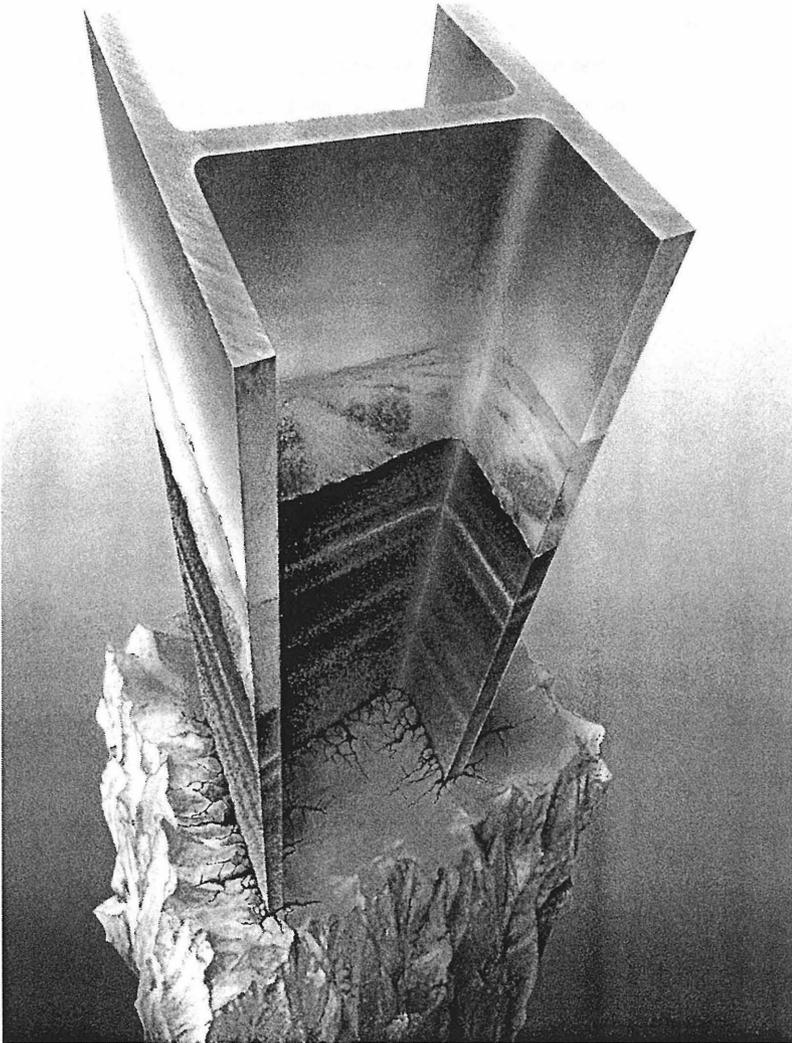
Der in den einzelnen Diagrammen eingezeichnete Linienzug zwischen den Punkten ist mathematisch nicht korrekt und dient nur zur besseren Übersicht.

5. SCHLUßBEMERKUNG

Dynamische Meß- bzw. Auswertmethoden haben sich mittlerweile neben den herkömmlichen statischen Probelastungen als gute und kostengünstigere Ergänzung oder Alternative etabliert. Auch künftig werden die Erkenntnisse aus dieser Studie mit den dazugehörigen Parametern in die Auswertungen einfließen und die Genauigkeit verbessern. Somit macht auf diesem Gebiet die Erfahrung einen wesentlichen Anteil an der Qualität aus.

PROFILARBED

RAMMPFÄHLE



ProfilARBED

L-4008 Esch/Alzette

Luxemburg

Tel. (+352) 5550-2060

Fax (+352) 57 25 88

Vertrieb in Deutschland:

Krupp GfT Gesellschaft für

Anlagen-, Bau- und Gleistechnik mbH

Geschäftsbereich Bautechnik

Frohnhauser Str. 75 · 45143 Essen

Tel. 0201/188-2313 · Fax 188-2015

30 Jahre horizontale Pfahlprobelastungen in der BRD - ein kleines Resümee

Dr.-Ing. H.G. Schmidt

1 EINLEITUNG

Der Verfasser hat 1966 in Nürnberg am Wöhrder Talübergang die seines Wissens erste horizontale Pfahlprobelastung in der BRD durchgeführt, seit 1976 seine Erfahrung auf diesem Gebiet in den Normenausschuß 'Pfähle' eingebracht, 1986 über das Tragverhalten von Pfahlreihen promoviert und schließlich 1996 seine gesammelten Versuchsergebnisse geordnet und auf allgemeine Gesetzmäßigkeiten untersucht. Im Rückblick werden markante Probelastungen beschrieben und die Ergebnisse zusammengefaßt.

2 GEBRÄUCHLICHE VERSUCHSEINRICHTUNGEN

Anfangs wurden 2 benachbarte Bauwerkspfähle mit Hilfe einer hydraulischen Presse und eines Druckstempels auseinandergedrückt, (s. Bild 1).

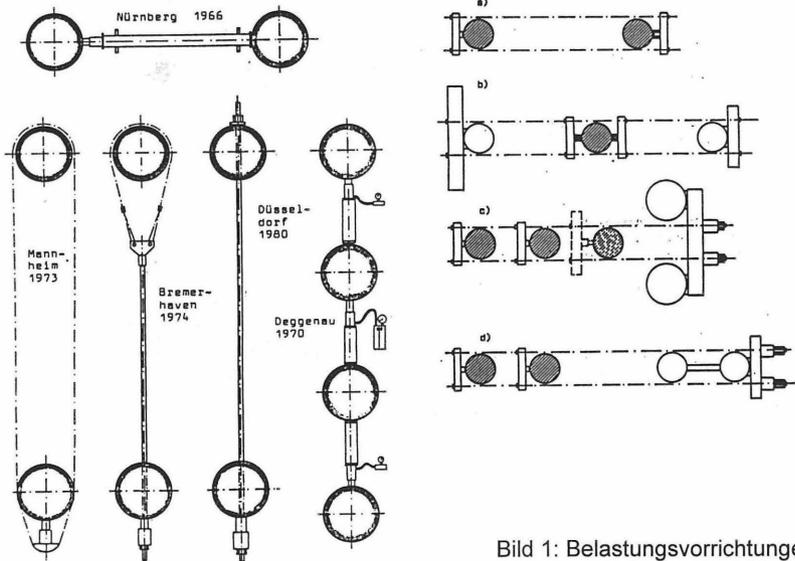


Bild 1: Belastungsvorrichtungen

Dabei wurde die Pfahlkopfverschiebung mit einer mechanischen Meßuhr, die Pfahlkopfverdrehung mit einem älteren Nivelliergerät gemessen, das auf den Pfahlkopf gestellt wurde, und dessen Blickrichtung nicht (wie heute üblich) automatisch auf die Horizontale korrigiert werden durfte. Bei größerem Abstand wurden die Pfahlköpfe auch mittels eines Zugglieds und einer Spannresse auf einander zu gezogen. Diese Belastungsvorrichtungen waren 'Maßanfertigungen' für die jeweilige Baustelle. Statt dessen wurde eine anpassungsfähige und vielseitig verwendbare Belastungsvorrichtung entwickelt. Sie besteht im wesentlichen aus 2 langen, parallelen Gewi-Stäben und mehreren Traversen, die mit Muttern an beliebiger Stelle festgelegt werden können. Damit ist es möglich, nicht nur Einzelpfähle mit unterschiedlichen Abständen statisch zu belasten, sondern auch Wechselbelastungen an einem Pfahl durchzuführen, oder mehrere, in einer Reihe hintereinander stehende Pfähle gleichzeitig zu belasten und den Widerstand der einzelnen Pfähle zu messen.

Bei anspruchsvolleren Versuchen werden zusätzliche Meßelemente eingesetzt:

- Inklinometer, um die vollständige Biegelinie des Pfahlschaftes zu ermitteln, und
- Dehnungsmeßstreifen, um von den Stauchungen und Dehnungen auf die Biegemomente sowie auf den Übergang des Pfahlschaftes vom Zustand I in den Zustand II schließen zu können.

Die Kontaktpressungen zwischen Pfahl und Baugrund wurden bisher nur in Ausnahmefällen gemessen.

3 ZWEI UNGEWÖHNLICHE VERSUCHE

Runde Brückenstützen werden gern auf einem einzigen Pfahl gegründet. In Großversuchen wurde erkundet, wie sich dieses System Pfahl/Stütze unter dem Anprall eines LKWs verhält (s. Bild 2).

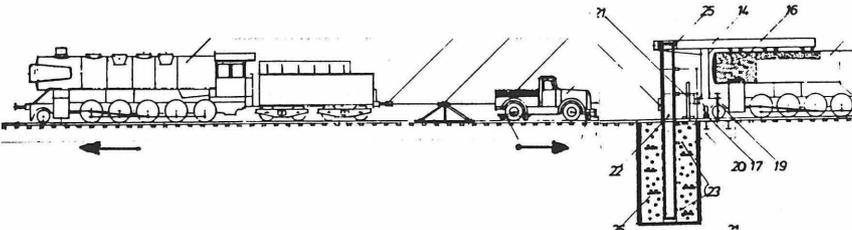


Bild 2: Anprallversuche Feldkirchen

Dazu wurden Zugmaschinen, beladen mit Lokomotivachsen, mit einer Masse von 18 t, auf eine Geschwindigkeit von nahezu 100 km/h beschleunigt und gegen vorgefertigte Elemente aus Stahl bzw. Stahlbeton gejagt, die am oberen Ende aufgelagert und am Fuß 6 m tief eingegraben waren. Es zeigte sich, daß der Bodenwiderstand unter einer solchen Anpralllast, die nur Bruchteile von Sekunden dauert, mehr als dreimal so groß ist, wie unter einer vergleichbaren statischen Last.

Bei der Blasbachtalbrücke wurde der Anschlußdamm so intensiv verdichtet, daß das auf Pfählen gegründete Widerlager um 10 cm verschoben wurde (s. Bild 3).

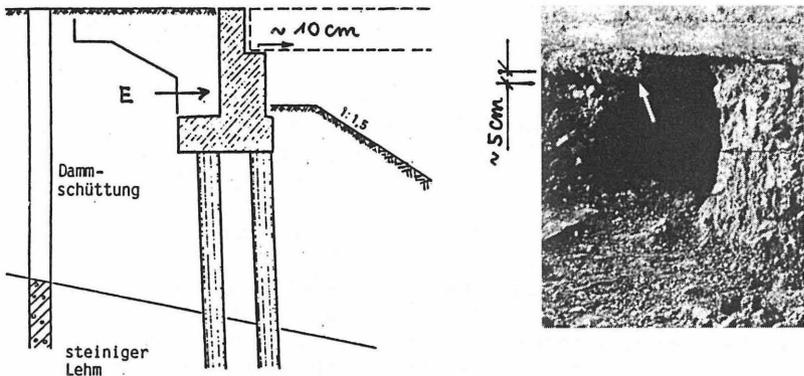


Bild 3: Blasbachtalbrücke

Eine kritische Stelle für die Pfähle war die Einspannung am Kopf. Aufgrabungen zeigten, daß der Pfahlbeton nicht gerissen war, daß sich aber die Schüttung unter dem Widerlager entgegen den Erwartungen nachträglich um mehrere Zentimeter gesetzt hatte. Die dadurch ausgelöste negative Mantelreibung half, im unteren kritischen Bereich Biegezugspannungen zu vermindern. Der erweiterte Pfahlfuß im harten Gestein war reichlich bemessen und hatte Reserven für diese Zusatzlasten. So sind bis heute keine Probleme an dem Widerlager bekannt geworden.

4 MERKMALE DES HORIZONTALEN BETTUNGSMODULS

Probebelastungen haben meistens den Zweck, den horizontalen Bettungsmodul k_s genauer zu ermitteln. Häufig wird er nur mit einer Näherungsgleichung nach DIN 4014 aus dem Steifemodul E_s und dem Pfahldurchmesser D errechnet:

$$k_s \approx E_s / D$$

Die Norm läßt offen, in welcher Form sich der Bettungsmodul mit der Tiefe verändert, in welcher Tiefe der so errechnete Wert gelten soll, und für welche Größe der Belastung.

Vergleichsrechnungen zeigen, daß der richtige Ansatz des Bettungsmoduls nahe der Geländeoberfläche besonders wichtig ist (s. Bild 4).

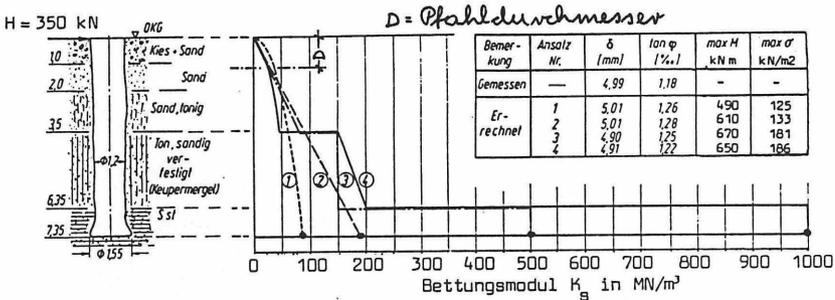


Bild 4: Ermittlung des Bettungsmoduls aus Probelastungen

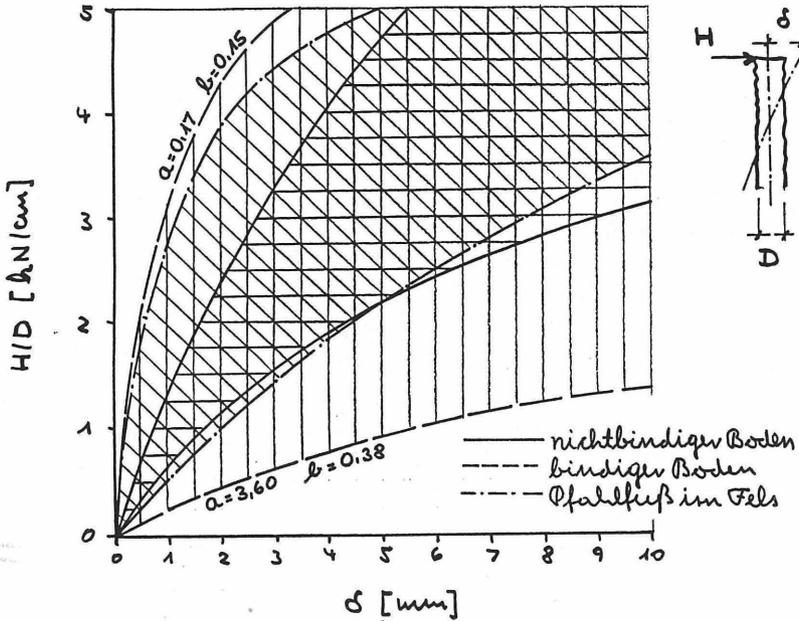
Bei parabolischer Zunahme des Bettungsmoduls mit der Tiefe liegt die rechnerisch größte Kontaktpressung etwa um das Maß eines Pfahldurchmessers unter der Bodenoberfläche. Deshalb wurden die nachfolgenden Vergleiche auf den Bettungsmodul $k_{s(D)}$ in dieser Tiefe bezogen. Da der Bodenwiderstand rechnerisch proportional zum Pfahldurchmesser D zunimmt, wurde die Horizontallast H durch diesen Wert dividiert.

5 WIDERSTANDS-VERSCHIEBUNGS-KURVEN

Die Widerstands-Verschiebungs-Kurven $\delta = f_{(H/D)}$ wurden für einen Vergleich untereinander nach 3 Baugrundtypen geordnet: Nichtbindige Böden, bindige Böden, Pfahlfuß im Fels (s. Bild 5). In allen 3 Fällen ergibt sich eine große Bandbreite. Die einzelnen Kurven lassen sich gut durch Hyperbeln annähern:

$$H/D \approx \delta / (a + b \times \delta)$$

So wie die Kurven streuen auch die Parameter a und b in weiten Grenzen. Die Gleichung ist aber dazu geeignet, Kurven zu extrapolieren, wenn die Versuchslast mit Rücksicht auf den Pfahl begrenzt werden muß. Bis zu einer Pfahlkopferschiebung von etwa 2 mm scheinen allerdings Herstellungseinflüsse den Verlauf der Widerstands-Verschiebungs-Kurve stärker zu beeinflussen, so daß dieser Bereich als Basis für eine Extrapolation nicht geeignet ist.



$$H/D = \frac{\delta}{a + b \cdot \delta} \quad H \text{ [kN]} \quad D \text{ [cm]} \quad \delta \text{ [mm]}$$

Bild 5: Widerstands-Verschiebungs-Kurven bei verschiedenen Bau-
grundverhältnissen

6 HORIZONTALER BETTUNGSMODUL

Für alle Versuche wurde der Bettungsmodul $k_{s(D)}$ nach einem Näherungsverfahren in Abhängigkeit von der Belastung H/D ermittelt, um eine erste Vorstellung von der Tendenz dieses Einflusses zu bekommen (s. Bild 6). Deutlich ist zu sehen, daß der Bettungsmodul mit wachsender Belastung kleiner wird. Eine genauere Auswertung von wenigen, aber repräsentativen Versuchen zeigt, daß die Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Größe der Horizontallast in folgender Form ausgedrückt werden kann:

$$k_{s(D)} = A (H/D)^{-n}$$

Dabei ist A der Bettungsmodul für $H/D = 1$ und n ein Maß für den Einfluß der Last. Auch diese Parameter sind von Pfahl zu Pfahl verschieden und nicht unter einen Hut zu bringen.

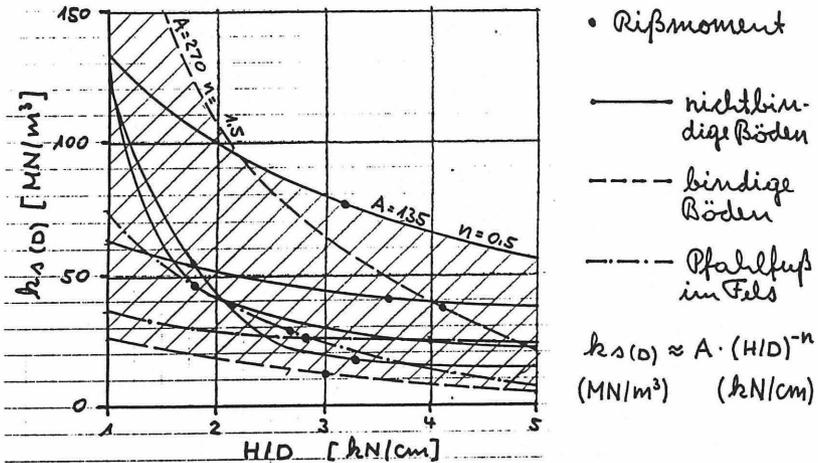


Bild 6: Abhängigkeit des Bettungsmoduls $k_{s(D)}$ von der Horizontallast H/D

Eine für die praktische Anwendung besonders nützliche und am ehesten Erfolg versprechende Aussage war schließlich von dem Versuch zu erwarten, den aus der Probelastung ermittelten Bettungsmodul $k_{s(D)}$ auf den nach DIN 4014 errechneten Wert $k_{s(DIN)}$ zu beziehen, weil dabei der Einfluß der Baugrundbeschaffenheit hätte eliminiert werden müssen (s. Bild 7).

Obwohl für diese Untersuchung die Laststufen von nur wenigen, besonders gut dokumentierten Probelastungen herangezogen wurden, ergibt sich auch in diesem Fall der für das Tragverhalten von Pfählen leider so typische 'Sternenhimmel'. Es ließ sich daher lediglich eine untere Grenze für die Lastabhängigkeit abschätzen:

$$k_{s(D)} / k_{s(DIN)} \approx 3,5 - 0,5 \times H/D \quad (\text{für } 1 \leq H/D \leq 5)$$

d.h. für $H/D = 5$ entspricht der Bettungsmodul dem Wert nach DIN 4014, und für $H/D = 1$ ist er dreimal so groß. Der Blick auf das Diagramm zeigt aber deutlich, wie wenig gesichert eine solche Aussage heute noch ist.

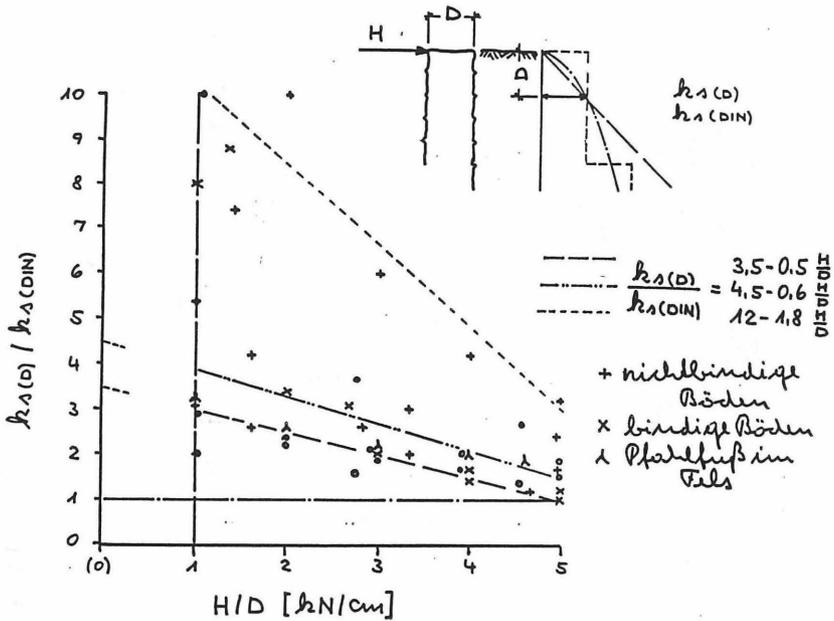


Bild 7: Bettungsmodul $k_{s(D)}$ aus Probebelastungen im Vergleich zum Rechenwert $k_{s(DIN)}$ nach DIN 4014

7 AUSBLICK

Ein genauer Ansatz des Bettungsmoduls ist glücklicherweise nur für die Berechnung der Verformungen des Pfahls erforderlich. Ein Beispiel für eine solche Fragestellung ist der Fahrweg für die Magnetschnellbahn Berlin-Hamburg (s. Bild 8).

Hohe Geschwindigkeit und enge Kurven führen zu großen Fliehkräften, die zudem mit kurzer Dauer, aber großer Häufigkeit auftreten. Gleichzeitig verträgt das System nur geringe Horizontalverschiebungen. In solchen Fällen werden vorerst Pfahlprobebelastungen mit möglichst guter Simulation der zu erwartenden Belastung durch nichts zu ersetzen sein.

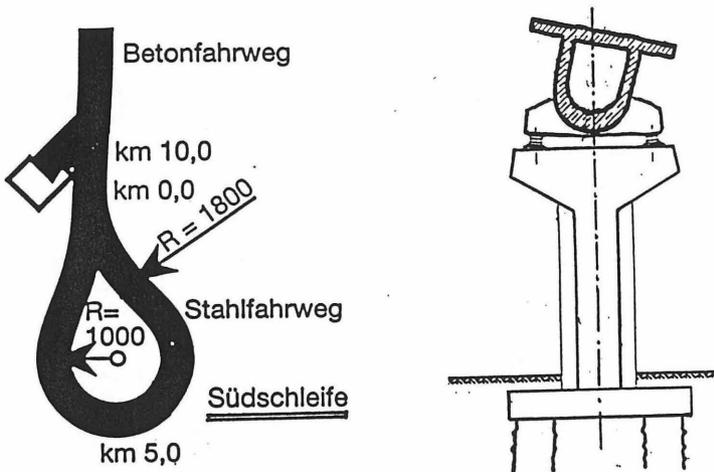


Bild 8: Transrapid Versuchsstrecke Emsland

8 LITERATURHINWEISE

- SCHMIDT, H.G.: Großversuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlreihen unter horizontaler Belastung. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt, Heft 25 (1986)
- ARZ, P.; SEITZ, J., SCHMIDT, H.G.; SEMPRICH, S.: Grundbau. Betonkalender 1994, Teil II Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- POPP, C.: Untersuchung über den Querstoß beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Gründungspfähle aus Stahlbeton und Stahl. Heft 2.4.6 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton
- (DGGT): Empfehlungen für statische Probelastungen quer zur Pfahlachse. Geotechnik 1994, Heft 2

EIN NEUER WEG ZUR ERMITTLUNG DES HORIZONTALEN BETTUNGSMODULS AUS PFAHLPROBEBELASTUNGEN AN GROSSBOHRPFÄHLEN

Dipl.-Ing. M. Krings-Lutz, Dipl.-Ing. G. Schulz, Dipl.-Ing. R. Dürrwang

1 Zusammenfassung

Bei den Talbrücken für die Hochleistungsstrecken der Bahn treten bis zu 5-fach höhere Vertikallasten und bis zu 8-fach höhere Horizontallasten auf, als z.B. bei vergleichbaren Brücken im Straßenbau. Aufgrund der hohen Lasten und der i.d.R. kleinen verträglichen Verformungen werden diese Bauwerke häufig mit Pfählen tiefgegründet. Die genaue Kenntnis des Last- Verformungsverhaltens der Tiefgründung ist daher von besonderer Bedeutung.

In vielen Bereichen besteht der anstehende Baugrund aus Fels oder felsähnlichen Böden, die anhand der DIN 4014 (3/1990) nicht eindeutig eingruppiert werden können. Daher sind zur Angabe von wirtschaftlichen und sicheren Daten für die Pfahlbemessung Pfahlprobelastungen erforderlich.

Bei der Auswertung horizontaler Pfahlprobelastungen waren dabei bislang zur Ermittlung des Bettungsmoduls Annahmen über die *Pfahlsteifigkeit EI* , die *Größe* und die *Verteilung des Bettungsmoduls* zu treffen, die zu Ungenauigkeiten bei den gewonnenen Ergebnissen führten.

Die hohen Anforderungen an die Zuverlässigkeit der Bemessungsangaben für den Bau von Neubaustrecken machte es deshalb erforderlich, die Durchführung und Auswertung herkömmlicher Pfahlprobelastungen mit horizontaler Belastung zu optimieren.

Um genauere und besser abgesicherte Ergebnisse zu erzielen, wurde bei der hier vorgestellten Pfahlprobelastung mit horizontaler Belastung erstmalig ein über den bisherigen Stand der Technik hinausgehendes Verfahren verwendet, das über die meßtechnische Erfassung der maßgebenden Daten während der Versuchsdurchführung (ohne die oben genannten Annahmen) zur Bestimmung des horizontalen Bettungsmoduls führte.

Als Versuchspfahl kam ein Stahlrohr ($D = 1,1 \text{ m}$; $L = 11,5 \text{ m}$) mit einer definierten und konstanten Biegesteifigkeit zum Einsatz, das in verschiedenen Tiefen mit Erd-druckgebern bestückt war. Über die Erd-druckgeber wurden die während des Versuchs mobilisierten Bettungsspannungen direkt gemessen. Zusätzlich wurde über Inclinometer die Biegelinie des Pfahls erfaßt.

Dadurch wurde es möglich über die Biegelinie und die mobilisierten Bettungsspannungen die Größe und Verteilung des horizontalen Bettungsmoduls direkt - ohne Iterationen und Annahmen - anzugeben.

Durch den Vergleich mit der Biegelinie eines analog gemessenen Stahlbetonpfahles wurde die Übertragbarkeit der gewonnenen Ergebnisse überprüft.

Die Ergebnisse stimmen so gut überein, daß die Übertragbarkeit gewährleistet ist.

2 Baugrund, Versuchsaufbau, Versuchsdurchführung

2.1 Baugrund

Die Versuchsbaustelle lag im Bereich des Thüringer Beckens. Unter ca. 3 m mächtiger quartärer Lockergesteinsüberdeckung stehen die Gesteine des Unteren Keuper an. Dabei handelt es sich im wesentlichen um Ton- und Schluffsteine mit Dolomit- und Mergelsteinbänken.

Die Mächtigkeit der oberen Verwitterungsrinde des Unteren Keuper (kuV3) reicht bis etwa 7 m unter Gelände. Die Verwitterungszone besteht vorwiegend aus zu Ton und Schluff zersetztem Ton- und Schluffstein. Die Konsistenz ist halbfest. Sondierungen

mit der schweren Rammsonde kamen in dem stark bindigen Boden bereits nach wenigen Dezimetern fest. In einaxialen Druckversuchen wurden Druckfestigkeiten zwischen $185,8 \text{ kN/m}^2$ und 400 kN/m^2 ermittelt.

Mit der Tiefe nimmt der Verwitterungsgrad langsam ab, mit einem fließenden Übergang zu den an- bis unverwitterten Ton- und Schluffsteinen (kuTU) mit eingeschalteten Dolomit- und Mergelsteinbänken (kuM, kuD). Die einaxiale Druckfestigkeit der unverwitterten Ton- und Schluffsteine liegt zwischen $q_u = 100$ bis 1.410 kN/m^2 . Die Dolomitsteine erreichen Festigkeiten von $q_u = 34,3$ bis $164,7 \text{ MN/m}^2$.

Einen schematische Darstellung der Geologie zeigt Bild 1.

2.2 Versuchspfahl

Als Versuchspfahl kam ein Stahlrohr mit einer Gesamtlänge von $L = 11,5 \text{ m}$ und einem Außendurchmesser $D = 1,10 \text{ m}$ zum Einsatz. Die Wandstärke des Rohres betrug 25 mm . Durch die werksmäßige Fertigung des Rohres war somit die *Pfahlsteifigkeit* EI (1. Freiheitsgrad) klar definiert.

2.3 Meßtechnische Ausstattung des Stahlrohres

Neben der standardmäßigen Instrumentierung des Versuchspfahles mit einem Inklinometerrohr zur Messung der Biegelinie, wurden zusätzlich in verschiedenen Tiefen Erddruckgeber eingebaut, so daß die während des Versuchs mobilisierten Bettungsspannungen über die Tiefe direkt gemessen werden konnten. Dadurch ist von den verbleibenden 2 Freiheitsgraden (*Größe und Verteilung des Bettungsmoduls*) mindestens einer (*Verteilung*) zusätzlich bekannt.

Die ölhdraulischen Erddruckgeber (Größe $30 \times 20 \text{ cm}$) waren in 5 Ebenen in Öffnungen in der Rohrwandung verklebt und verschraubt.

Die Tiefenlage der Erddruckgeber orientierte sich an der örtlichen Geologie, und war so gewählt, daß die einzelnen Schichten erfaßt werden konnten (s. Bild 1).

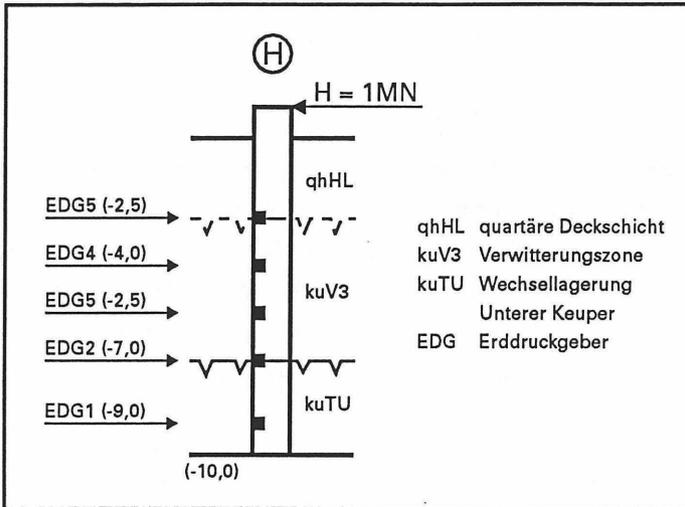


Bild 1: Schematische Darstellung der Geologie und des instrumentierten Probepfahls

2.4 Einbau des Versuchspfahls

Zunächst wurde eine Greifer-Bohrung mit einem Außendurchmesser $D = 1,2 \text{ m}$ bis $10,0 \text{ m}$ unter Gelände niedergebracht. Die Bohrung war bis zur Endtiefe verrohrt. Nach Abteufen und Säubern der Bohrlochsohle wurde die verrohrte Bohrung mit Dichtwandsuspension gefüllt. Die Festigkeitseigenschaften der Suspension waren auf die Festigkeit des umgebenden Baugrunds abgestimmt. Nach dem Ziehen der Verrohrung wurde das vollständig instrumentierte Stahlrohr in die suspensionsgestützte Bohrung eingestellt und ausgerichtet. Das $11,5 \text{ m}$ lange Stahlrohr band 10 m in den Baugrund ein. Der verbleibende Geländeüberstand des Rohres diente zur Montage der Meßinstrumente und der Belastungskonstruktion. Zum Abschluß der Pfahlherstellung wurde die Suspension im Inneren des Stahlrohres im Lufthebeverfahren gegen Wasser ausgetauscht.

2.5 Versuchsdurchführung und Meßwerterfassung

Als Widerlager für die horizontale Lastaufbringung diente ein Stahlbetonpfahl mit einem Durchmesser von 1,2 m, der ebenfalls mit einem Inklinometerrohr zur Messung der Biegelinie instrumentiert war. Die beiden Pfähle hatten einen Abstand von ca. 35 m und wurden über eine Spannkonstruktion gegeneinander gezogen. Die Lastaufbringung erfolgte über ölhdraulische Pressen und wurde über elektrische Kraftmeßdosen kontrolliert.

Sowohl die Kopfverschiebung des Stahlrohres (Versuchspfahl), als auch die des Stahlbetonpfahles (Widerlagerpfahl) wurde kontinuierlich über induktive Wegaufnehmer gemessen. Zur Kontrolle der induktiven Wegaufnehmer waren zusätzlich mechanische Meßuhren angeordnet.

Bei der Belastung wurde zunächst eine Vorlast von 50 kN aufgebracht, die im ersten Schritt auf 100 kN erhöht wurde. Anschließend wurde die Last in Schritten von 100 kN bis zur Maximallast von 1 MN gesteigert. Bei 300 kN und 500 kN Horizontal-last wurden Entlastungsschleifen bis auf die Vorlast gefahren. Der Be- und Entlastungszyklus ist in Bild 2 dargestellt.

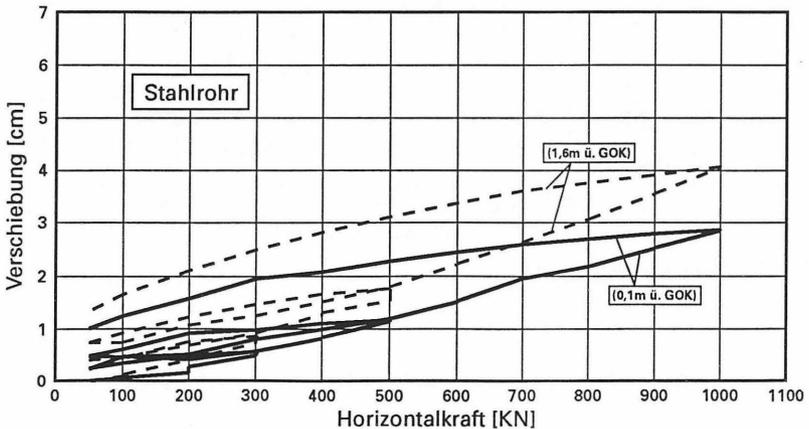


Bild 2: Last-Verschiebungslinien des Stahlrohres (Versuchspfahl)

3 Versuchsergebnisse

3.1 Meßwerte

Sowohl am Stahlrohr als auch am Stahlbetonpfahl wurde die Verschiebung über 2 Wegaufnehmer am Pfahlkopf und eine Neigungsmessung über die Pfahlänge ermittelt. Zur Kontrolle der Meßsysteme ist in Bild 3 für beide Messungen zur besseren Übersicht nur die Lastverschiebungslinie für die Erstbelastung dargestellt. Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den durch die Wegaufnehmer und die Neigungsmessung ermittelten Verschiebungen.

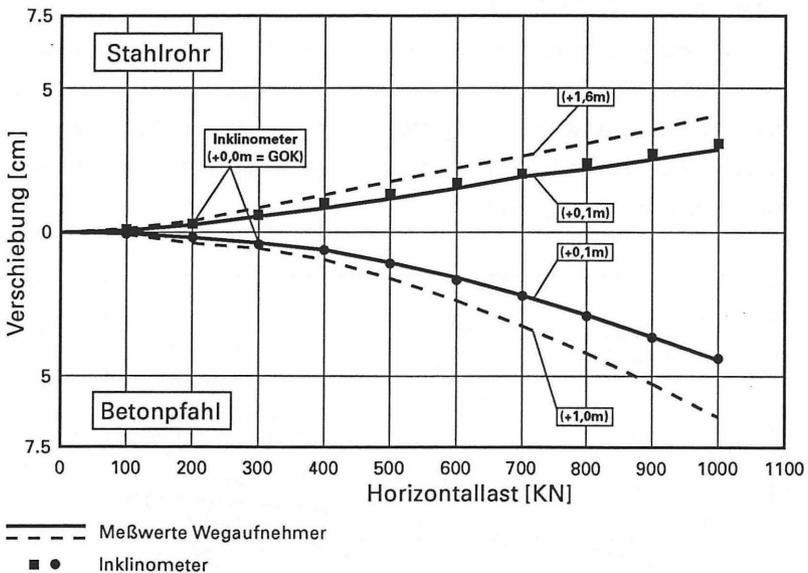


Bild 3: Vergleich der Pfahlkopfverschiebungen (Inklinometer, Wegaufnehmer)

Aufgrund der größeren Steifigkeit (EI) zeigt der Stahlbetonpfahl (Widerlagerpfahl) zunächst geringere Verschiebungen als das Stahlrohr. Für höhere Horizontallasten werden dann die Verschiebungen des Stahlbetonpfahles größer. Ursache ist die Überschreitung des Rißmomentes für den Stahlbeton und der Übergang von Zustand I in Zustand II.

3.2 Ermittlung des Bettungsmoduls

Über die durch die Erddruckgeber gemessenen mobilisierten Bettungsspannungen und die Biegelinie wurde für das Stahlrohr für jede Laststufe der Bettungsmodul über die Tiefe ermittelt.

In Bild 4 ist der so bestimmte Bettungsmodul über die Tiefe für ausgewählte Laststufen dargestellt.

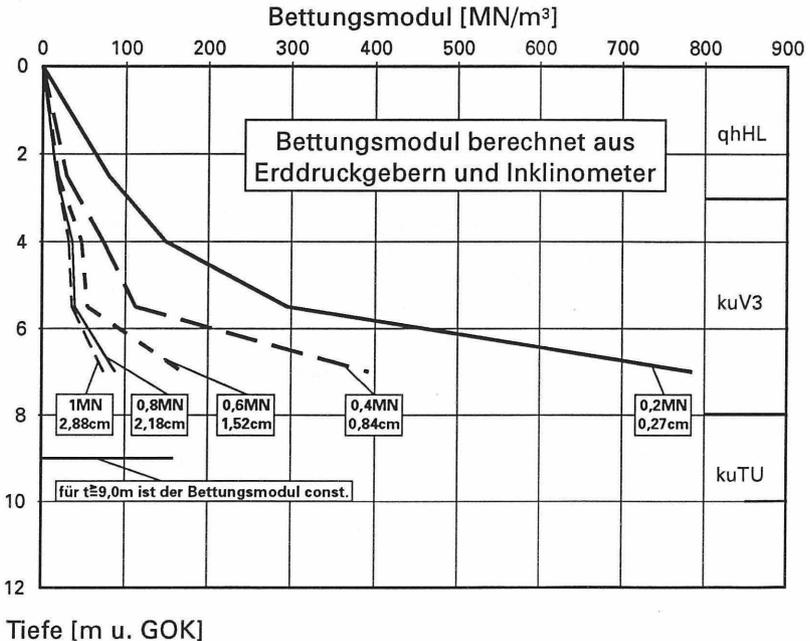


Bild 4: Rückgerechneter Bettungsmodul (Stahlrohr) über die Tiefe



Es zeigt sich erwartungsgemäß, daß der Bettungsmodul nicht nur Tiefen-, sondern auch Last- bzw. Verformungsabhängig ist. Die Last-/Verformungsabhängigkeit ist in Bild 5 nochmal in anderer Form dargestellt. Es wird deutlich, daß der Bettungsmodul mit steigender Belastung bzw. Verschiebung asymptotisch einem Grenzwert zustrebt und hierbei auch die Tiefenabhängigkeit abnimmt, d.h., daß sich das Versagen des Baugrunds ankündigt.

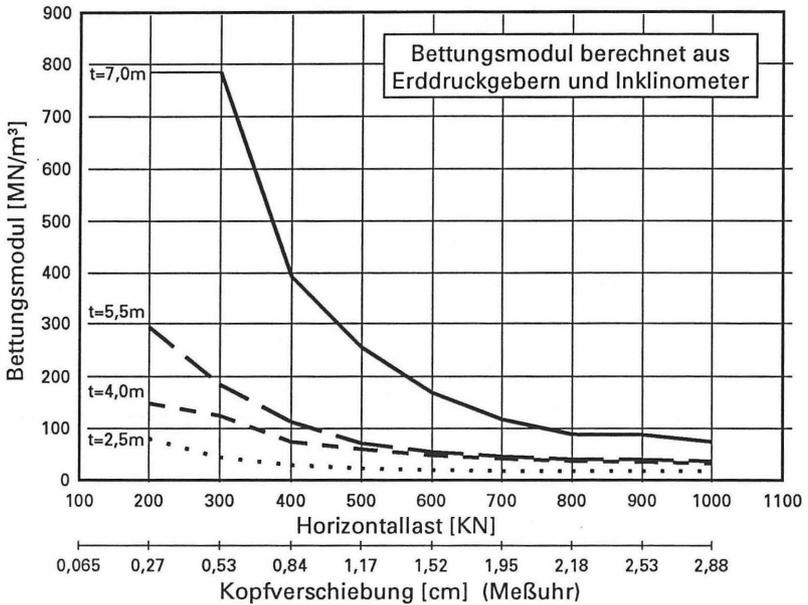


Bild 5: Rückgerechneter Bettungsmodul in Abhängigkeit von der Last bzw. der Kopfverschiebung

3.3 Kontrolle der Versuchsergebnisse

Für die Kontrolle der Versuchsergebnisse und die Prüfung, ob die an dem Stahlrohr gewonnene Bettungsmodulverteilung auf einen Stahlbetonpfahl übertragbar ist, wurden Vergleichsrechnungen durchgeführt.

Dazu wurden die im Versuch ermittelten Bettungsmodulverteilungen (Bild 4) idealisiert, und über eine Vergleichsrechnung mit dem Modell des elastisch gebetteten Balkens zunächst die ausreichende Genauigkeit der Idealisierung über die gemessene Biegelinie am Stahlrohr kontrolliert. Das Ergebnis zeigt Bild 6 (exemplarisch für die maximale Belastung).

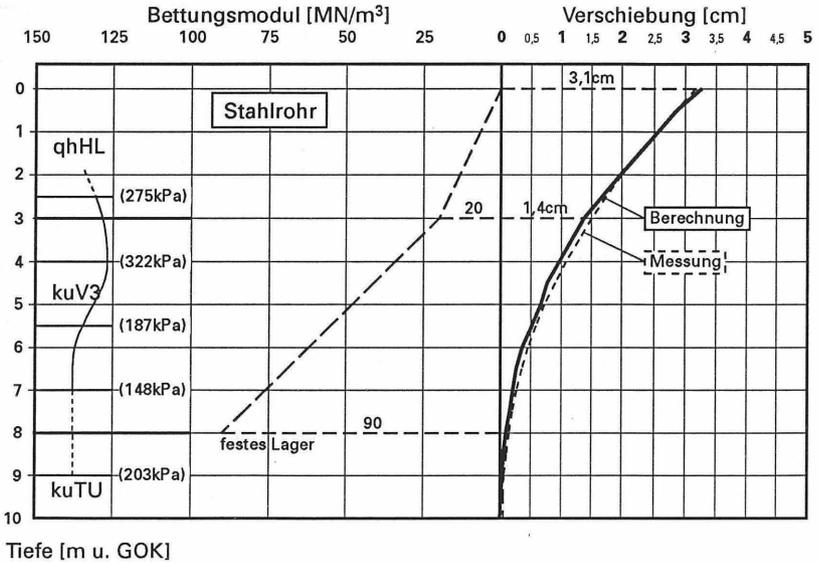


Bild 6: Vergleich der gemessenen und der berechneten Biegelinie für das Stahlrohr bei Idealisierung der Bettungsmodulverteilung

Der so erhaltene idealisierte Bettungsmodulansatz wurde dann zur Berechnung der Biegelinie des Stahlbetonpfahles (Widerlagerpfahl) angesetzt. Die berechnete Biegelinie wurde anschließend mit der während des Versuchs gemessenen Biegelinie verglichen. Das Ergebnis ist in Bild 7 dargestellt.

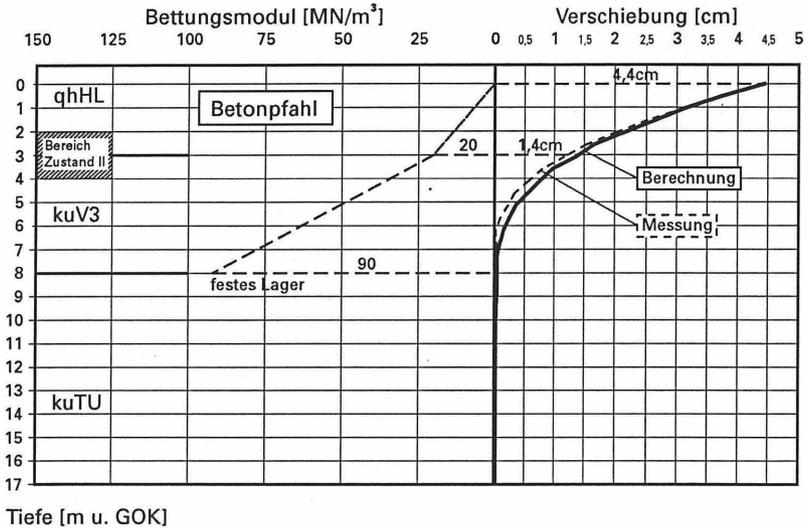


Bild 7: Biegelinie des Stahlbetonpfahles, Berechnung mit idealisiertem Bettungsmodulansatz und Vergleich mit den Versuchsergebnissen

Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der berechneten und der gemessenen Biegelinie.

4 Fazit

Die Versuchsergebnisse zeigen deutlich eine Verschiebungsabhängigkeit des Bettungsmoduls k_s . Dies wurde auch bei einer weiteren horizontalen Pfahlprobekbelastung in Gipssteinen des Salinarröt (Oberer Buntsandstein) bestätigt.

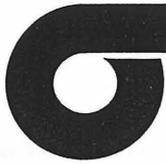
Diese Verschiebungsabhängigkeit konnte bei bisher durchgeführten und ausgewerteten horizontalen Pfahlprobelastungen nicht erfaßt werden, und die daraus resultierenden Effekte wurden i.d.R. in der Variation der Pfahlsteifigkeit EI "versteckt".

Der verschiebungsunabhängigen Ansatz des Bettungsmoduls z.B. nach DIN 4014 über die Näherung

$$k_s = \frac{E_s}{D}$$

stimmt im vorliegenden Fall in der Größenordnung mit dem asymptotischen Grenzwert der Bettungsmoduls überein, der bei horizontalen Pfahlkopfverschiebung größer 2 cm erreicht wird (Bild 5) und liegt damit auf der sicheren Seite. Im Gebrauchszustand treten jedoch nur wenige mm Kopfverschiebung auf. Der Bettungsmodul kann gemäß der Versuchsergebnisse bei geringen Kopfverschiebungen wesentlich höher (Faktor 2 bis 3) angesetzt werden.

Aufgrund der gewonnen Versuchsergebnisse kann im vorliegenden Fall der Bettungsmodul verschiebungsabhängig angegeben werden. Dies führt über eine iterativen Berechnung der Gründungspfähle für horizontale Belastung zu einer sicheren Dimensionierung, die es ermöglicht die für das aufgehende Bauwerk verträglichen horizontalen Kopfverschiebungen auszunutzen und die Pfähle wirtschaftlich zu bemessen.



GRUNDBAULABOR BREMEN
DIPL.-ING. DIETRICH BEHNKE
BERATENDER INGENIEUR VBI
FÜR GEOTECHNIK
KLEINER ORT 2
28357 BREMEN
TELEFON (0421) 20770-0
TELEFAX (0421) 274255

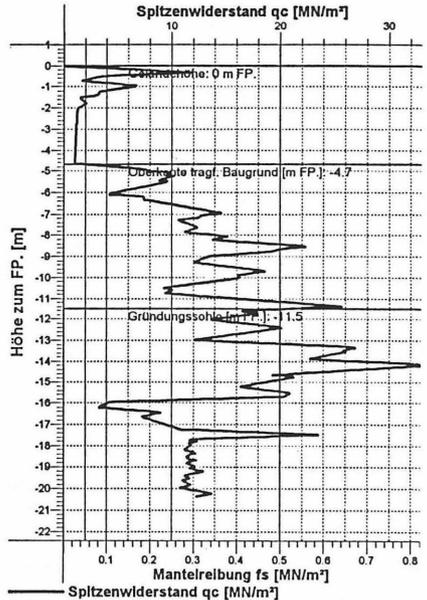
Baugrunderkundungen

Baugrundbeurteilung

Gründungsberatung

Spezialbereich: Pfahltragfähigkeit

- Ausführung elektrischer Drucksondierungen (CPT-E) nach DIN 4094.
- Bodenprofilinterpretation aus den Ergebnissen von elektrischen Drucksondierungen.
- Ermittlung der zulässigen Pfahltragfähigkeit auf der Basis von mehr als 330 statischen Probebelastungen für
 - Ramppfähle
 - Vollverdrängungsbohrpfähle
 - Teilverdrängungsbohrpfähle
 - Bohrpfähle
- Darstellung des Widerstand-Setzungs Diagramms gem. Beispiel mit Angabe von Bruchlast, Grenzlast und zul. Belastung.
- Ergebnis:
Wirtschaftlichere Ausnutzung der Pfähle. Probebelastungen können entfallen, da das Rechenverfahren aufgrund von 330 Probebelastungen als zuverlässig nachgewiesen wurde.



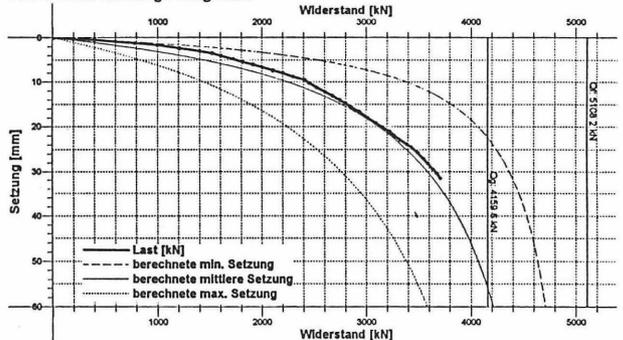
Pfahlsystem:

Vollverdrängungsbohrpfahl

Durchmesser 56 cm

$Q_{zul.} = 2050 \text{ kN}$ (zul. Belastung)

Widerstand-Setzungs-Diagramm



UNTERSUCHUNGEN ZUR PFAHLPROBEBELASTUNG VON VERTIKAL BELASTETEN GROSSBOHRPFÄHLEN IM BANGKOK CLAY

Dipl.-Ing. P. Banzhaf
Prof. Dr.-Ing. R. A. Herrmann
Dipl.-Ing. V. Schmidt

1 HINTERGRÜNDE ZUM PROJEKT

Thailand mit seiner Hauptstadt Bangkok ist in erster Linie als Reiseziel bekannt, weniger als eines der Länder Asiens, in dem die deutsche Bauindustrie ganz erfolgreich vertreten ist. Der wirtschaftliche Aufschwung Thailands mit Wachstumsraten, Ende der 80-er und Anfang der 90-er Jahre von durchschnittlich 11,9 % pro Jahr und Mitte der 90-er von immer noch 8 %, wird zunächst in Bangkok sichtbar und hat dort in den letzten zehn Jahren das Stadtbild der Millionenmetropole durch Gebäudekomplexe, Hochhäuser - derzeit wird Bangkoks höchstes Gebäude mit 80 Stockwerken fertiggestellt - und Infrastrukturmaßnahmen wesentlich verändert.

Die Verbesserung der Verkehrsverhältnisse in Bangkok ist eines der Ziele der Regierungen. Schon heute gehört Bangkok zu den Städten mit dem größten Verkehrsaufkommen welches heute kaum noch bewältigt werden kann. Mit der Errichtung des nachfolgend vorgestellten Verkehrssystems soll, sowohl für den innerstädtischen als auch für den aus dem Umland auftretenden Verkehr, die Verkehrsmisere begrenzt werden. Neben den Projekten zum Neubau von Hochstraßen, über die zur Gründung mit Schleuderbeton-Rammpfählen BÜCHL (1995) berichtete, werden, um den täglich mehr als einer Million Fahrzeugen ein schnelleres Fortkommen zu ermöglichen, seit einigen Jahren auch die Nahverkehrsmittel ausgebaut.

Jüngst wurde die erste Teilstrecke der Bangkok MRTA - Bangkoks U-Bahn - an ein Firmenkonsortium unter Federführung einer großen deutschen Baufirma vergeben. Im Jahre 1995 haben die Bauarbeiten für eine Hochbahn angefangen und 1993 wurde bereits mit dem „Bangkok Elevated Road and Train System“ - kurz BERTS - begonnen.

2 DAS PROJEKT:

„BANGKOK ELEVATED ROAD AND TRAIN SYSTEM“ - BERTS

Statistisch gesehen besteht die Fläche einer durchschnittlichen Großstadt zu 25% aus Straßen. Bangkok hatte 1994 noch weniger als 10% Straßenanteil aufzuweisen. HOPEWELL - eine Hongkong Firmengruppe - schlug 1990 vor, Flächen der Staatlichen Eisenbahn von Thailand (SRT) im Großraum Bangkok auf einer Strecke von 61,5 km zu überbauen. Das vorgeschlagene Verkehrssystem besteht aus einer Kombination von:

- staatlicher Eisenbahn
- Nahverkehrszug
- Autobahn

Gleichzeitig werden die lokalen Straßen entlang der Strecke ausgebaut.

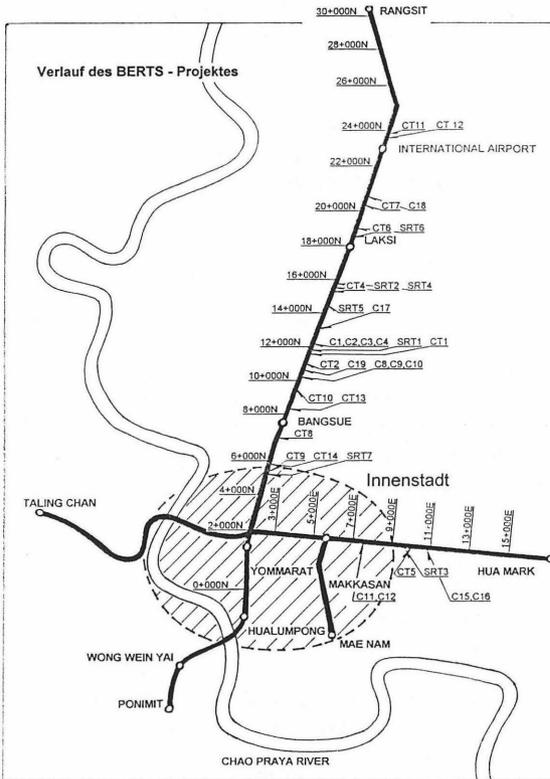


Bild 1: Lageplan BERTS - HOPEWELL Projekt

Wie aus dem Lageplan (Bild 1) entnommen werden kann, befindet sich die Großbaustelle auf der direkten Verbindung zwischen Innenstadt und Flughafen. Hier auf dieser Baustelle entsteht eines der weltweit größten städtischen Verkehrssysteme, das ca. 38 km in Nordsüd-Richtung und ca. 24 km in Ostwest-Richtung verläuft.

Im Detail stellt sich das BERTS-Verkehrssystem wie folgt dar (siehe Bild 2):

Die erste, auf Bodenhöhe liegende Ebene soll mit Büroeinheiten und Geschäftszeilen gestaltet werden. Der zweite Stock ist nur für den schienengebundenen Verkehr ausgelegt. Es werden die drei mittleren Gleise für den überregionalen Schienenverkehr verwendet, der von der Hauptstadt aus das Landesinnere besser erschließen soll, während die beiden äußeren für den S-Bahnverkehr, d.h. für den regionalen Verkehr ausgebaut werden. In der dritten Ebene soll der Individualverkehr auf einer in beide Richtungen führenden dreispurigen Schnellstraße geführt werden. Die Planung des Bauwerkes und die Überwachung der Bauausführung wurde im wesentlichen dem international tätigen Ingenieurbüro OVE ARUP & Partner (OAP) überge-

ben. Weiter ist TILEMAN auf Seiten von HOPEWELL und DE LEUW CATHER auf Seiten von SRT tätig. Die Gründungsmaßnahmen - Großbohrpfähle mit überwiegend 1 500 mm Durchmesser und Pfahllängen von über 60 m - wurden an Thai BAUER Company Ltd. vergeben.

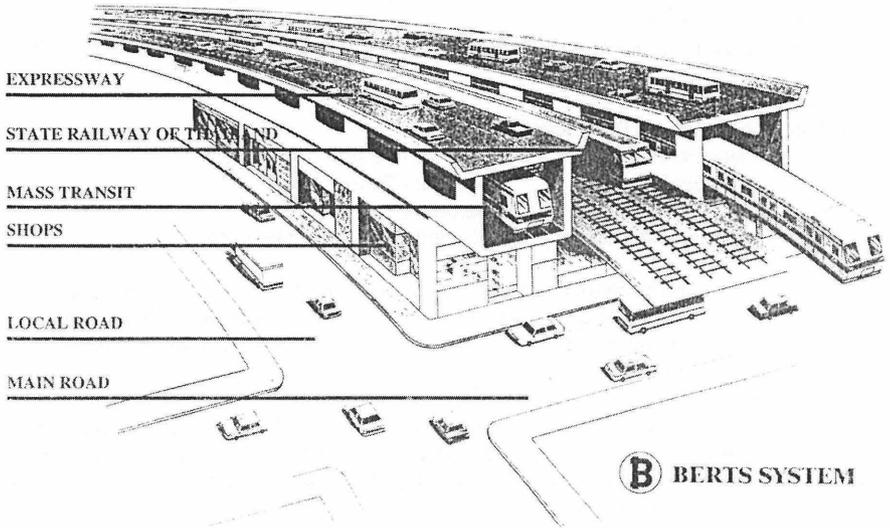


Bild 2: Gliederung des BERTS - HOPEWELL Verkehrsprojektes in drei Ebenen

3 GRÜNDUNG

3.1 Allgemeines

Die Gesamtgründung wird aus ca. 18 000 Bohrpfählen (Durchmesser 1 500, 1 200 und 1 000 mm) bestehen. Bis heute sind knapp 7 000 Stück, Durchmesser 1 500 mm, hergestellt worden.

Die Pfähle tragen die Bauwerkslasten vorwiegend über Mantelreibung in den Untergrund ab.

Der typische Baugrund Bangkoks besteht aus

weichem Ton bis ca. - 15 m

steifem Ton bis ca. - 22 m

darunter liegen in wechselnder Schichtenfolge

mitteldichte bis dichte Sande und steife bis feste Tone.

Grundwasser - Oberflächenwasser aus den Niederschlägen und an der Baustelle entlang führende offene Abwasserkanäle - wird bereits ca. 1 m unter GOK angetroffen. Weitere Grundwässer befinden sich in den tiefer liegenden Sandschichten.

3.2 Pfahlherstellung

An der eingemessenen Pfahlposition wird zu Beginn der Bohrarbeiten zur Stabilisierung der Bohrlochwand im Bereich bis -15 m temporär ein einwandiges Bohrrohr eingebaut. Nachdem dieses bis ca. -10 m ausgebohrt ist, wird das Bohrrohr mit einer Bentonitsuspension aufgefüllt.

Bentonitsuspension:

Mischung: 984 Liter Wasser + 35 kg Bentonit

Dichte der stützenden Flüssigkeit: 1,02 t/m³

Beim weiterem Abbohren wird der Suspensionspiegel über -1m gehalten. Die Bohrung wird daran anschließend unverrohrt mit speziell angefertigten Ton-Kastenbohrern abgebohrt.

Ton-Kastenbohrer

2-schneidige Kastenbohrer für gleichmäßigen Lauf (zentrisch) und effektives Füllen; Zirkulation der Suspension während des Bohrvorganges im Ringraum zwischen Kastenbohrer und Bohrlochwandung

Nach Erreichen der Endtiefe - festgelegt für verschiedene Bereiche, basierend auf geotechnischen Untersuchungen und Pfahltests - wird die Bohrlochsohle mit einem speziellen Kastenbohrer mit Räumlerleiste gesäubert.

Die Bentonitsuspension wird mit einer Entsandungsanlage am Bohrloch gereinigt. Nach den Vorgaben beträgt die zulässige Dichte der Stützflüssigkeit vor dem Betonvorgang zu $\rho = 1,15 \text{ t/m}^3$. Zusätzlich wird frische Bentonitsuspension zugegeben. Im Anschluß an die Reinigung der Sohle wird der Bewehrungskorb eingebaut.

Der Korb besteht aus einer Hauptbewehrung, die bis in die erste Sandschicht reicht, und dem Stützkorb zur Befestigung der Nachverpreßrohre, der Rohre für Ultraschall-

tests und gegebenenfalls einer Meßeinrichtung für Pfahltests. Die Betondeckung wird durch Abstandhalter gewährleistet.

Als Pfahlbeton wird Beton mit mindestens 400 kg/m^3 Zement, einem maximalen W/Z-Wert von 0,5 und Zuschlägen mit maximaler Korngröße von 20 mm eingebaut. Der Beton wird 4 Stunden verzögert. Das Ausbreitmaß liegt beim Einbau zwischen 50 und 55 cm. Der Einbau erfolgt über Schüttröhre (225 mm) direkt aus dem Transportmischer. Nach Abschluß des Betoniervorganges wird das temporäre Bohrohr wieder ausgebaut.

3.3 Mantelverpressung

Zur Verbesserung der Mantelreibung werden die Bohrpfähle in grobkörnigen Böden (Sande und Kiese) und teilweise in feinkörnigen Böden (steifen bis festen Ton) mantelverpreßt. Ein Testprogramm durch OAP in Zusammenarbeit mit TILEMAN und BAUER zu Beginn des Projektes zeigte, daß durch die Mantelverpressung die Pfahltragfähigkeit wesentlich erhöht werden kann (siehe Kapitel 4).

Die Mantelverpressung wird über Manschettenrohre ausgeführt, die am Bewehrungskorb befestigt sind.

Im 1. Arbeitsgang werden die Manschetten aufgerissen, um dann in einem 2. Arbeitsgang mit einem Doppel-Packer von unten nach oben verpreßt zu werden.

Verpreßt wird eine Zementsuspension mit einem W/Z-Wert unter 0,5 unter Zugabe eines Verflüssigers. Die Viskosität liegt bei ca. 40 s, gemessen mit dem Marsh-Trichter. Das geforderte Kriterium beim Verpreßvorgang ist erreicht, wenn pro Manschette 120 Liter Zementsuspension verpreßt wurden.

3.4 Pfahlfußverpressung

Im Versuchsprogramm erfolgte an insgesamt 3 Probepfählen eine Verpressung des Pfahlfußes (C1, C6 und C9), siehe Tabelle 3.

4 PFAHLPROBEBELASTUNG

4.1 Allgemeines

Die nachfolgend vorgestellten Ergebnisse von Probelastungen an Großbohrpfählen stammen aus den Jahren 1992 bis 1996, die als Eignungstest und zum Nachweis der Qualität der Gründung durchgeführt wurden.

Die 41 zu testenden Bohrpfähle, von denen sich 27 auf der Nordsüd-Route und 14 auf der Ostwest-Route befinden (siehe Bild 1), wurden im Zeitraum von September 1992 bis zum März 1996 nach ein und demselben Versuchs-schema probebelastet. Die Belastungen, die bei dieser statischen Probelastung aufgebracht wurden, liegen im Lastbereich von 8 500 bis 40 000 kN. Im Rahmen der Probelastung wurden drei verschiedene Bezeichnungsweisen eingeführt:

C-Pfähle	Eignungstestpfähle
CT-/SRT-Pfähle	Testpfähle zum Nachweis der Qualität

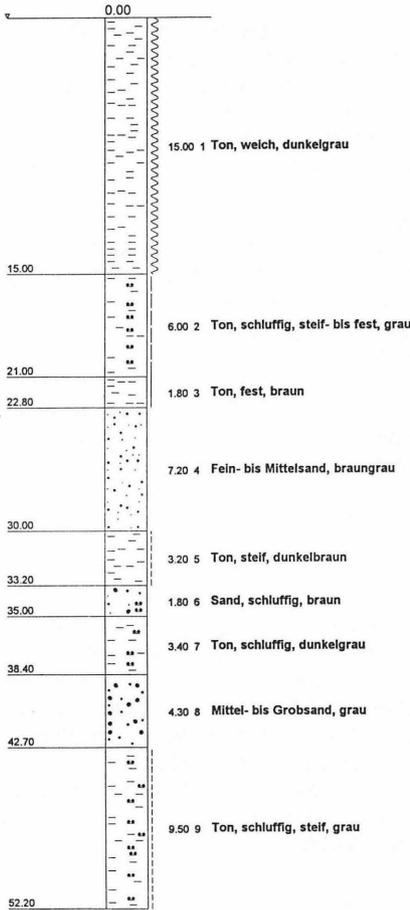
4.2 Baugrundverhältnisse

Den typischen Baugrundaufbau zeigen die Bilder 3 und 4 im Baugebiet mit hauptsächlich zwei Bodenarten auf, nämlich Ton- und Sandböden. Diese beiden Bodenar-

ten werden unterteilt nach Konsistenz bzw. nach der Korngröße. Dies bedeutet im einzelnen, daß man den Ton in breig/weicher bis fester Konsistenz vorfindet, während man beim Sand alle Fraktionen zwischen Fein-, Mittel- und Grobsand erkundet. Neben den genannten Bodenarten treten im tieferen Untergrund auch vereinzelt Schluff- und Kiesgemische auf.

Testpfahl SRT5

BERTS-Projekt
Ansatzhöhe: 0,00 m über 25,48 m über NN



Testpfahl C12

BERTS-Projekt
Ansatzhöhe: 0,00 m über 19,23 m über NN

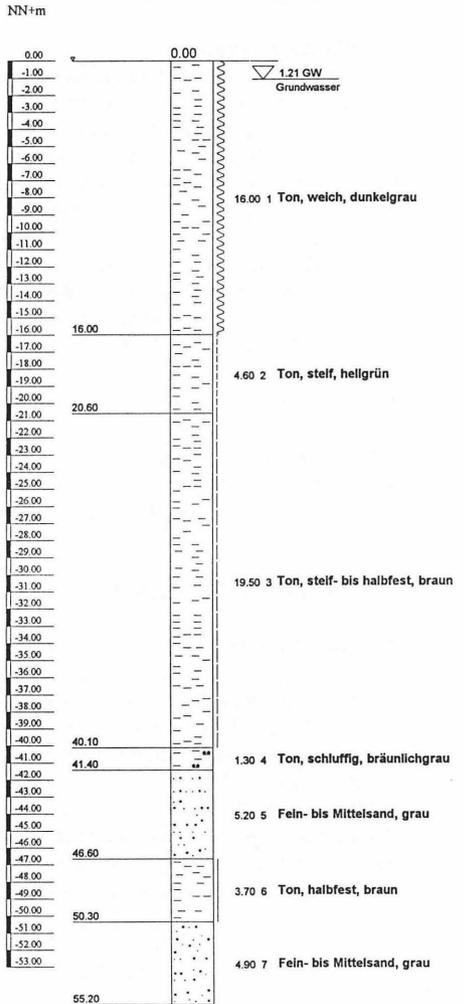


Bild 3: Bodenprofile für die Testpfähle SRT 5 und C 12

Allen Bohrprofilen gemeinsam ist, daß die oberste Schicht aus einem 10 bis 20 m, im Durchschnitt bis 15 m dicken dunkelgrauen, breiig-weichen Ton besteht, dem sogenannten (very soft to soft) Bangkok Clay, welcher typisch für die gesamte Region ist. Daran anschließend findet man meist einen steifen Ton, der im Mittel bis -22 m unter GOK reicht, dessen Schichtdicke selten die Ausmaße der ersten Schicht erreicht. Daran schließen halb feste bis feste, graue bzw. braune, schluffige Tone an. Meist werden Dicken bis höchstens 8 m erreicht. In seltenen Ausnahmefällen kann eine Schichtmächtigkeit von ca. 15 m vorkommen. Daran schließt eine Wechselfolge von Sand- und Tonlagen an, die sich bis hinunter zur Pfahlspitze erstreckt, wobei die Schichtdicken sehr variieren.

Da sich die Anordnung der Pfähle über eine Strecke von vielen Kilometern erstreckt, kann man nur eine verallgemeinernde Schichtfolge für alle Testpfähle darstellen. In der nachfolgenden Abbildung wird die generelle Baugrundsichtung für die Nord-süd-Route dargestellt.

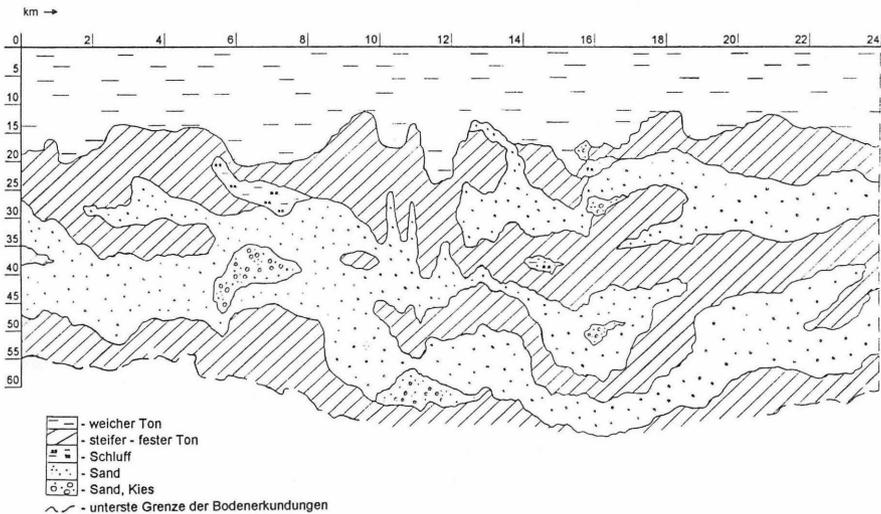


Bild 4: Bodenprofile für die Nordsüd-Route aus den Aufschlüssen der Probepfähle

4.3 Hydrologische Verhältnisse

Die Grundwasserbeobachtung zeigte ein 1. Grundwasserstockwerk, das in allen Bohrprofilen zwischen 0,9 m bis 1,5 m unter den Bohransatzpunkten festgestellt wurde. Das Grundwasser ist im tieferen Bereich gespannt, da das Grundwasser infolge der Auflast und der Sperrschichten aus Ton unter Druck steht, siehe auch BÜCHL (1995).

4.4 Bodenmechanische Kennwerte und Mineralogischer Aufbau des Bangkok Clay

Die Bodenverhältnisse und Schichtenfolge des „Central Plain“, sprich der Region Bangkoks und des zugehörigen Umlandes, werden durch junge angeschwemmte

und abgelagerte Sedimente geprägt. Im einzelnen handelt es sich hier um drei Typen, die jeweils durch Süßwasser, Brackwasser oder von marinen Einflüssen geprägt worden sind. Dies führt zu Unterscheidungen in den einzelnen Bodenarten, die hier im „Central Plain“ auftreten. Die Sedimentationen entstammen vorrangig aus dem Einzugsgebiet der quer durch die Ebene verlaufenden Flußläufe, d.h. hauptsächlich vom Fluß Chao Praya und seinen vielen Seitenarmen. Allein der Chao Praya mit seinen Hauptnebenflüssen befördert in einem Jahr zwischen 1,5 bis 3 Millionen t Sedimente in das zentrale Tiefland. Die Zusammensetzung der drei verschiedenen Sedimentationstypen wird wie folgt unterschieden:

1. Ton (Ongkhrak - Ton), durch marine Ablagerungen entstanden
2. Ton, mit Hilfe von Brackwasser entstanden
3. Ton, der dem Süßwasserbereich entstammt

Die Mineralzusammensetzung der Tone 1 bis 3 zeigt folgende Tabelle.

Tabelle 1: Mineralzusammensetzung der Tone 1 bis 3

Mineral	Ton 1 [%]	Ton 2 [%]	Ton 3 [%]
wasserhaltiger Illit	35 - 40	25 - 30	35 - 40
Kaolinit	25 - 30	30 - 35	25 - 30
Montmorillonit	20	20	20
Quarz	5 - 10	10 - 15	10 - 15
amorphes Siliziumdioxid	< 1	< 1	< 1
amorphes Aluminiumoxyd	< 0,5	< 0,5	< 0,5
freies Eisenoxyd	1 - 2	1 - 2	1 - 2
Feldspat	2 - 3	2 - 3	2 - 3

Die Tabelle zeigt, daß sich die Tone 1 bis 3 nur unwesentlich, bis auf die wechselnden Anteile Illit, Kaolinit und Quarz, unterscheiden. Gemeinsam ist allen Böden ein hoher Anteil an Montmorillonit und in der Summe ein hoher Anteil an Tonmineralien, der eine Bandbreite von 80 bis 95 % umfaßt.

Die anderen bodenmechanischen Kenngrößen werden zum Vergleich mit anderen marinen Tonen in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 2: Bodenkennwerte für den Bangkok Clay im Vergleich mit anderen marinen Tonen

Bodenkennwerte	Dim.	Bangkok Clay very soft to soft	Singapore marine Clay	James Bay marine Clay (Canada)	Leda Clay Ottawa (Canada)	Norwegian soft Clay
Kohäsion c_u	kN/m ²	6 - 10	14 - 72	19 - 77	38 - 96	7 - 28
nat. Wassergehalt	%	123	50 - 83	22 - 38	28 - 50	27 - 40
Fließgrenze w_L	%	122	50 - 90	26 - 38	20 - 45	25 - 36
Ausrollgrenze w_P	%	47	18 - 22	14 - 18	18 - 24	17 - 20
Plastizitätszahl I_P	%	76	30 - 50	5 - 18	5 - 20	6 - 20
Reibungswinkel ϕ'	°	16 - 22,5	12 - 16	30 - 32	25 - 30	26 - 30
Feuchtdichte ρ	g/cm ³	1,7	1,3 - 1,9	1,8 - 2,0	1,7 - 2,0	1,6

Die Ergebnisse zeigen für den „very soft to soft Bangkok Clay“ außergewöhnlich niedrige c_u -Werte und mit $w_L = 122\%$ einen sehr hohen Wassergehalt an der Fließgrenze. Der hohe natürliche Wassergehalt und damit verbunden die hohe Kompressibilität lassen eine Nutzung dieser Schichten als Baugrund für mittlere bis hohe Lasten nicht zu. Eine setzungsarme Gründung ist im „Central Plain“ deshalb nur im tieferen Untergrund auf den mitteldicht, dicht, bis sehr dicht gelagerten Sanden und steifen bis festen Tonen möglich.

4.5 Versuchseinrichtung

Ankerpfähle - Pfahlkopf - Pfahlmantelverpressung - Integritätsprüfung - Instrumentierung

Nachdem sich die Beteiligten auf einen bestimmten Bohrpfahl als Testpfahl festgelegt haben, werden um diesen herum entweder 6, 4 oder 8 Ankerpfähle (Zugpfähle), je nach Größe der aufzubringenden Belastung, konzipiert. Die Ankerpfähle werden nach demselben Verfahren wie die Gründungspfähle hergestellt. Die Abstände der Ankerpfähle richten sich nach der Größe der aufzubringenden Belastung (hier zwischen 8 500 und 40 000 kN).

Zum Integritätsnachweis wird eine Kernbohrung in der Pfahlachse mit einem Durchmesser 100 mm bis zum Pfahlfuß abgeteuft. In die Kernbohrung werden Dehnungsmesssysteme eingesetzt und mit Zementsuspension verfüllt.

Zur Herstellung einer geeigneten Aufstandsfläche für die später zu installierenden Geräte wie Ölhydraulikzylinder usw. wird auf den zu testenden Bohrpfahl ein sogenannter Pfahlkopf mit den Abmessungen von ca. 2000 x 2000 x 1000 mm, nach einer Abspitzung des Pfahles, aufbetoniert.



Bild 5: Versuchseinrichtung einer Pfahlprobelastung mit sechs Ankerpfählen

Auf der Basis der Herstellungsbedingungen wird an den entsprechenden Tiefstellen des Pfahlschaftes mit einer Zementinjektion nachverpreßt, siehe Pfahlherstellung. Die Belastungseinrichtung wird nach dem nachfolgend dargestellten System aufgebaut und mit sechs bis zehn Öhydraulikzylindern von je 5000 kN bestückt. Zwischen den Kraftmeßdosens und den Zylindern werden Kugelkalotten eingesetzt. Die Meßbrücke bilden I-Profile, auf denen die Wegaufnehmer bzw. Meßuhren installiert werden. Die Versuchsdaten werden permanent über EDV erfaßt, gespeichert, protokolliert und ausgewertet.

4.6 Belastungsprogramm

Die Belastung wird normalerweise in gleichmäßigen Belastungsstufen aufgebracht. Als Beispiel werden die Belastungsstufen am Testpfahl SRT 1 angegeben:

Belastungsstufe 1:

$0^* \rightarrow 3\,700\text{ kN} \rightarrow 7\,500\text{ kN} \rightarrow 10\,000\text{ kN} \rightarrow 5\,500\text{ kN} \rightarrow 3\,200\text{ kN} \rightarrow 0^*$

Belastungsstufe 2:

$0^* \rightarrow 10\,000\text{ kN} \rightarrow 13\,200\text{ kN} \rightarrow 15\,500\text{ kN} \rightarrow 10\,000\text{ kN} \rightarrow 5\,000\text{ kN} \rightarrow 0^*$

Belastungsstufe 3:

$0^* \rightarrow 15\,500\text{ kN} \rightarrow 18\,000\text{ kN} \rightarrow 12\,000\text{ kN} \rightarrow 6\,100\text{ kN} \rightarrow 0^*$

Belastungsstufe 4:

$0^* \rightarrow 18\,000\text{ kN} \rightarrow 20\,000\text{ kN} \rightarrow 1\,000\text{ kN} \rightarrow 0^*$ = verbleibende geringe Vorbelastung zur Pressenvorspannung

Die Belastungsstufen werden jeweils bis zum Abklingen der Pfahlkopfssetzung, mindestens jedoch bis $s \leq 0,05$ [mm/30 min] gehalten. Die Setzung nach der Lastab-/Zunahme wurde permanent gemessen und dokumentiert.



Bild 6: Versuchseinrichtung einer Pfahlprobebelastung mit acht Ankerpfählen

Die folgende Tabelle 3 zeigt in einer Zusammenfassung die Daten zur Pfahlherstellung und die Ergebnisse der Pfahlprobekbelastung. Wie die Tabelle zeigt, wurden SRT-Pfählen, bis auf SRT-2, nicht mantel- oder fußverpreßt hergestellt. An CT-Pfählen erfolgte eine schichtdifferenzierte Mantelverpressung, C-Pfähle wurden in allen Varianten bis hin zu einer fast vollständigen Mantelverpressung in feinkörnigen Böden ausgeführt.

Pfahlgruppe-Nr.	Ort/ Gebiet	Testdatum	Durchmesser	Pfahllänge *)	Art der Verpressung	Tiefenbereich der Verpressung (m)	Verpreßvolumen (l)	max. Belastung (kN)	Beast. zyklen	bleib. Setzung	max. Setzung
				(m)						(mm)	(mm)
C1	NR.km12	19.-24.08.92	1,50	37,00	Fuß	37	835	21000	5	135,81	150,35
C2	NR.km12	02.-09.09.92	1,50	37,00	-	-	-	18000	3	141,16	153,54
C3	NR.km12	14.-19.09.92	1,50	31,50	-	-	-	12000	4	146,40	152,96
C4	NR.km12	23.09.-01.10.92	1,50	31,90	Mantel	23-31	3330	22500	9	149,76	163,26
C5	Makasan	06.-13.03.93	1,50	56,00	-	-	-	15640	7	141,28	150,27
C6	Test	21.-28.03.93	1,50	51,00	Fuß	51	45	11814	6	146,39	155,99
C7	Baustelle	03.-09.04.93	1,50	50,00	Mantel	29-41	1449	22528	4	64,56	85,05
C8	NR.km10	19.-26.05.93	1,50	55,00	-	-	-	23097	7	144,03	160,09
C9	NR.km10	03.-10.06.93	1,50	55,00	Fuß	55	435	21800	6	138,64	156,88
C10	NR.km11	14.-19.07.93	1,50	55,00	-	-	-	23600	5	145,02	160,57
C11	Makasan	08.-15.12.93	1,50	55,00	Mantel	25-45	2388	24580	4	119,08	130,73
C12	Test	23.-28.12.93	1,50	55,20	Mantel	15-55	7200	38000	6	130,37	146,34
C13	Baustelle	28.10.-04.11.93	1,50	55,20	Mantel	15-55	7200	40000	6	8,29	30,51
C14	Makasan	13.-21.11.93	1,50	49,00	Mantel	33-41/45-48	1590	35341	6	16,00	39,36
C15	Test	15.-22.01.94	1,50	42,00	-	-	-	16400	6	206,71	216,17
C16	Baustelle	28.01.-01.02.94	1,50	35,00	Mantel	26-34	949	20000	5	161,51	147,84
C17	CN13945	24.-26.02.94	1,50	50,40	Mantel	23-27/40-48	1584	33000	4	9,74	28,93
C18	CN20890	07.-09.01.96	1,20	30,00	Mantel	13,5-29,5	1895	10000	3	120,75	127,09
C19	NR.km11	25.-27.03.96	0,80	40,00	-	-	-	8500	4	71,92	85,20
CT1	CN11387	14.-16.09.93	1,50	55,00	Mantel	43-55	1716	23070	5	4,38	16,27
CT2	CN11657	22.-26.11.93	1,50	55,00	Mantel	43-55	2373	22000	3	5,45	17,43
CT4	CN15395	21.-24.07.94	1,50	50,60	Mantel	23-25/42-50	1932	25000	5	42,87	56,42
CT5	CE 9360	01.-02.07.94	1,50	55,10	Mantel	27-39	1932	25000	3	4,11	16,58
CT6	CN18867	24.12.-05.01.95	1,50	48,00	Mantel	20-27/42-47	2202	27796	8	6,45	19,34
CT7	CN20562	18.-20.11.94	1,50	50,10	Mantel	41-50	1944	25000	3	5,55	19,64
CT8	CN 6264	23.-28.03.95	1,50	37,80	Mantel	27-36	1333	25000	5	41,36	56,24
CT9	CN 5454	23.-25.06.95	1,50	44,10	Mantel	23-42	2100	25000	4	5,74	19,66
CT10	CN 9807	15.-18.08.95	0,80	43,30	-	-	-	10000	4	76,36	99,66
CT11	GN23037	01.-04.10.95	1,50	55,20	Mantel	34-55	2184	25000	4	3,34	18,71
CT12	GN23285	17.-21.09.95	1,50	42,00	Mantel	18-27/30-41	1827	20000	4	40,27	49,88
CT13	GS 10/4	18.-20.07.95	1,20	43,00	Mantel	28-43	1795	19000	3	70,92	87,46
CT14	CN 5994	30.03.-02.04.95	1,50	40,00	Mantel	29-39	1533	19122	3	36,99	48,84
CT15	Ch.25+700	21.02.96	1,2	43,50	Mantel	20-27/32-42	1938	19480	-	-	79
CT16	Ch.25+700	21.08.96	1,2	43,00	Mantel	19-27	1632	15000	-	-	46
SRT1	SN11949	22.03.-08.04.95	1,50	55,80	-	-	-	22900	4	4,35	17,56
SRT2	CN15672	17.-18.06.94	1,50	50,50	Mantel	41,5-46,5	936	21700	3	3,72	15,02
SRT3	SE 9375	08.-15.07.94	1,50	55,30	-	-	-	25000	5	65,27	80,02
SRT4	SN15582	02.-06.08.94	1,50	49,30	-	-	-	25000	6	97,47	114,60
SRT5	CN14945	06.-09.12.94	1,50	51,80	-	-	-	14000	3	38,23	46,17
SRT6	CN19122	21.-24.01.95	1,50	36,90	-	-	-	13000	3	63,09	69,61
SRT7	SN 5462	19.-20.07.95	1,50	42,20	-	-	-	10000	2	2,71	8,68

*) Pfahllängen teilweise gerundet; genaue Tiefenangaben für C3, C4, C12, C13, SRT 1

Tabelle 3: Daten zur Herstellung der Pfähle; Ergebnisse der Pfahlprobekbelastung

4.7 Probelastung an den SRT-Pfählen

Die Gruppe der SRT-Pfählen wurde, bis auf SRT-2, nicht mantel- oder fußverpreßt hergestellt. Das Ergebnis für die 37 m bis 56 m langen Pfählen waren Grenzlaster Q_g von 10 bis 25 MN.

4.8 Probelastung an den Pfählen CT- und C-Pfählen

Probelastung der Pfähle C3 und C4

Zur Verbesserung der Mantelreibung wurden die Bohrpfähle im Sand mantelverpreßt. Ein Testprogramm durch OAP in Zusammenarbeit mit TILEMAN und Thai BAUER zu Beginn des Projektes zeigte, daß durch die Mantelverpressung die Pfahltragfähigkeit wesentlich erhöht werden kann.

So wurden am Testpfahl C4 (32 m Gesamtlänge) 8 m mantelverpreßt und der danebenliegende Testpfahl C3 ohne Mantelverpressung ausgeführt. C4 erreichte 22500 kN bei 163 mm Pfahlkopfsetzung, während C3 nur 12000 kN bei 153 mm Pfahlkopfsetzung erreichte. Eine Rückrechnung der gewonnenen Daten ergab bei beide Pfähle einen ähnlichen Anteil für den Spitzendruck.

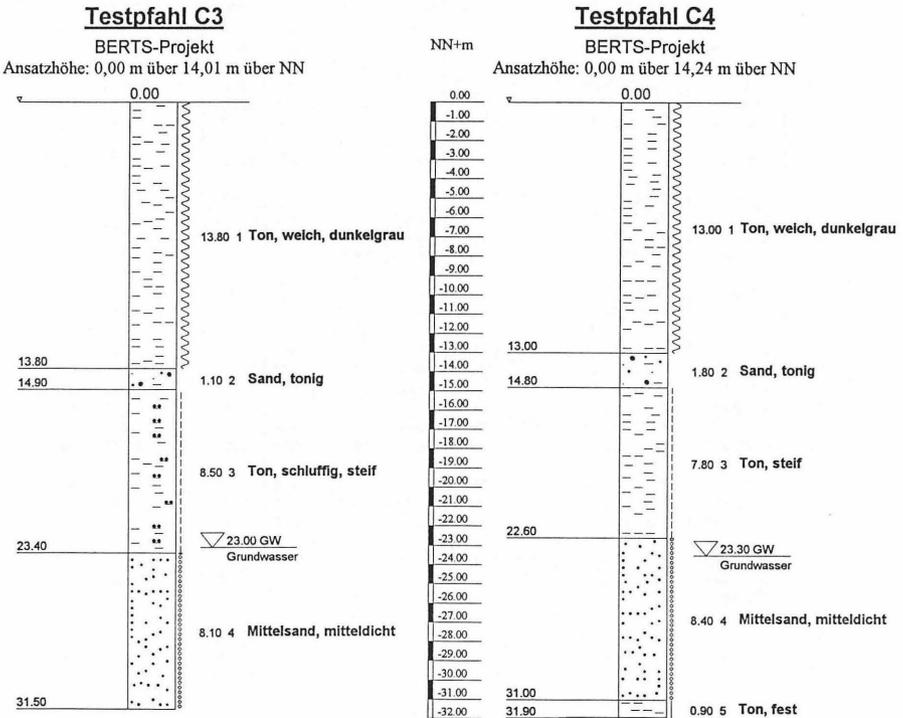


Bild 7: Bodenprofile für die Testpfähle C3 und C4

ETS:VERTICAL LOAD TEST;TRIAL PILE NO.C3

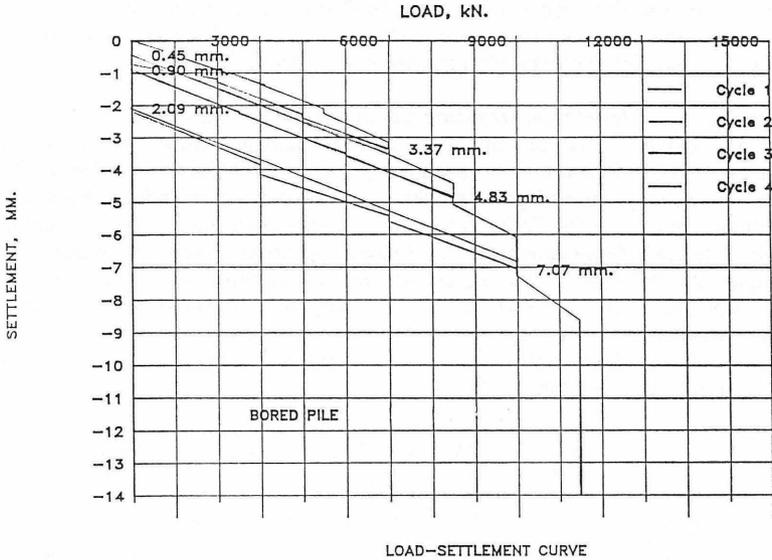


Bild 8: Widerstandsetzungslinie des Testpfahles C3 (ohne Mantelverpressung)

ETS:VERTICAL LOAD TEST;TRIAL PILE NO.C4

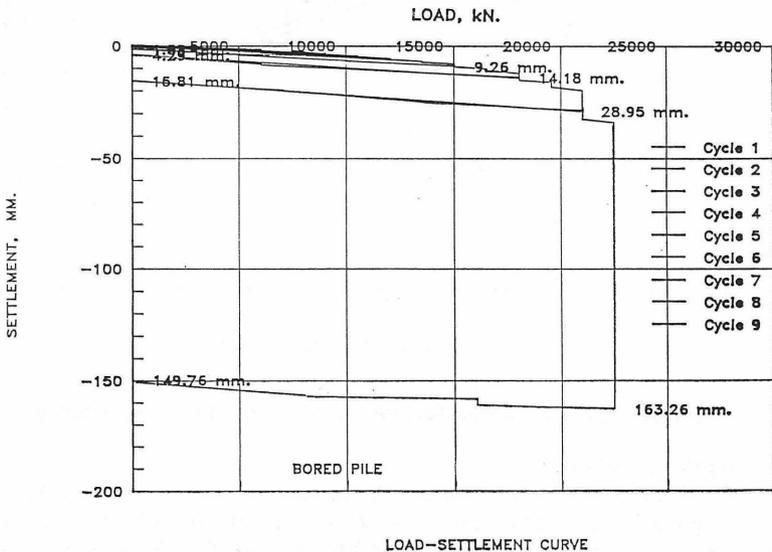


Bild 9: Widerstandsetzungslinie des Testpfahles C4 (mit Mantelverpressung)

Ergebnisse aus der Fußverpressung bei den Pfählen C1, C6 und C9

Die vorbeschriebene Fußverpressung der Pfähle C1, C6 und C9 erbrachte keine Laststeigerung, sondern normale Grenzlasten von 12 bis 22 MN.

Ergebnisse aus der Mantelverpressung bei den Pfählen C12 und C13

Die Pfähle C12 und C13 wurden unterhalb des „soft Bangkok Clays“ von 15 m bis zum Pfahlfuß bei 55 m mit hohen Verpreßmengen von 7 200 Litern mantelverpreßt. Bei Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Suspension in radialer Richtung entspricht dies einer radialen Dicke des Verpreßmantels von 3,9 cm. Das Ergebnis dieser kontrollierten Verpressung war die Aktivierung hoher Grenzmantelreibungsspannungen, d.h. eine Laststeigerung auf ein sehr hohes Grenzlastniveau von $Q_g = 38$ bis 40 MN. Die Pfähle C12 und C13, die bis auf gering mächtige Sandschichten die Lasten vollständig in Tonschichten abtragen, erreichten Grenzlasten oberhalb von $Q_g = 38$ MN, bei Pfahllängen von 55 m. Die Auswertung der Grenzmantelreibung τ_{mf} wird nachfolgend dargestellt.

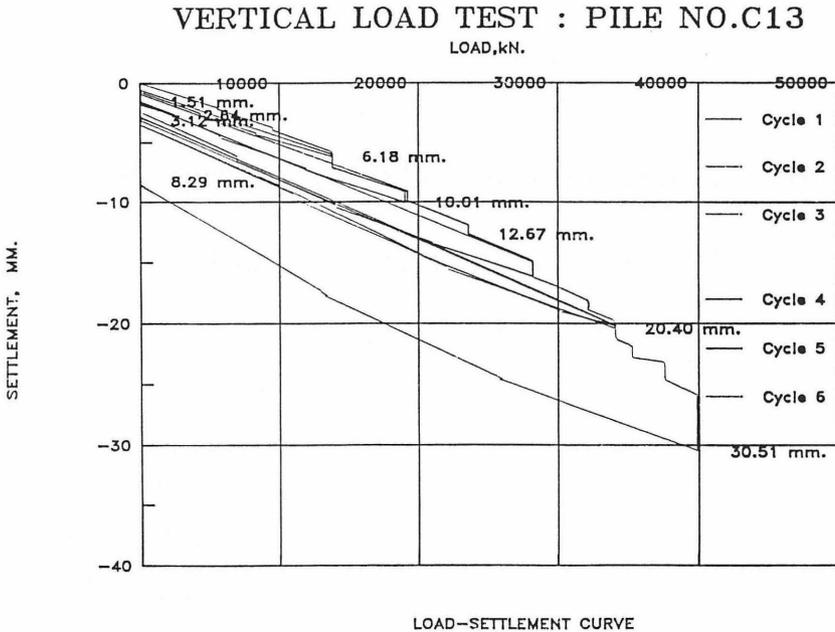


Bild 10: Widerstandsetzungslinie des Testpfahles C13 (mit Mantelverpressung)

Auswertung der τ_{mf} -Werte

Die Auswertung der Grenzmantelreibung τ_{mf} ergab für unverpreßte Pfähle Größen, die in Einklang mit der DIN 4014 stehen. Die Werte für mantelverpreßte Pfähle ordnen sich bei den grobkörnigen Böden zwischen den oberen Grenzl意思 nach STOCKER (1986) und der Grenzlinie nach DIN 4128 ein, siehe hierzu insbesondere

NENDZA / PLACZEK (1988), die über den Stand zur Erhöhung der Pfahltragfähigkeit durch gezieltes Nachverpressen und über die Traglaststeigerung in feinkörnigen Böden berichtet. In feinkörnigen Böden liegen die τ_{mf} -Werte an und oberhalb der bekannten Grenzlinien.

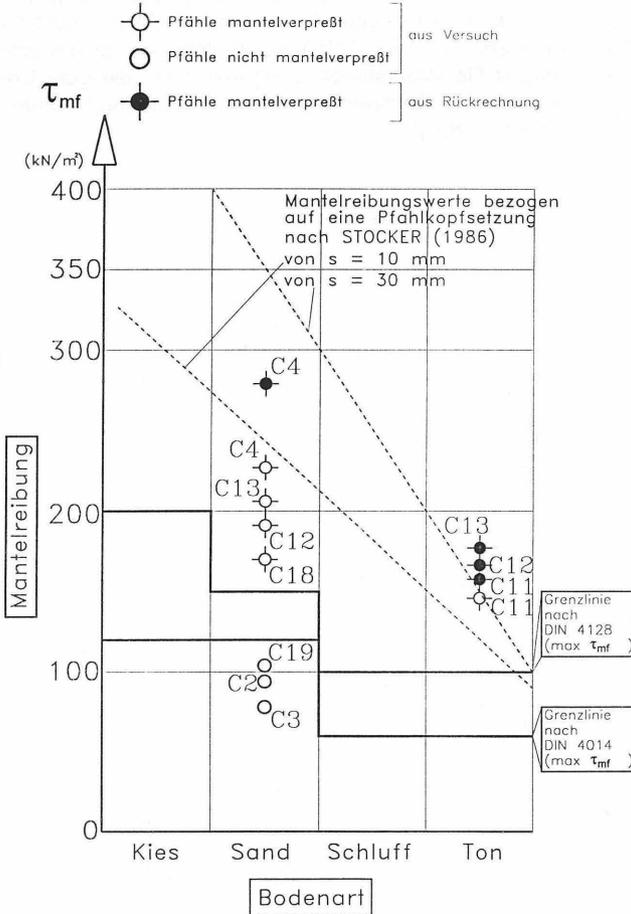


Bild 11: Versuchsauswertung τ_{mf} -Werte von Testpfählen

4.9 Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Rechenmodell der DIN 4014

Das Rechenmodell der DIN 4014 gibt in Kapitel 7.1.4 die Möglichkeit zur „Ermittlung der Widerstandsetzungslinie“ nach Tabellenwerten. Dieses Rechenmodell wird in Zukunft Teil der DIN 1054-100 sein. Im Rahmen der Versuchsauswertung wurden die Anwendbarkeit des Rechenmodelles der DIN 4014 auf Pfähle dieser Art, die vorwiegend über Reibung die Last in den Untergrund abtragen, untersucht.

Das Ergebnis dieser Untersuchung war, daß für Pfähle mit geringen bis mittleren Pfahl­längen die Widerstandsetzungslinien nach den Rechenmodell der DIN 4014 mit den Widerstandsetzungslinien aus den Versuchsergebnissen- bis auf dem Sicherheitsansatz, siehe HARTUNG (1995)- noch ausreichend genau übereinstimmen. Ein weiteres Ergebnis war auch die generelle Nichterfüllung von Gleichung (7) der DIN 4014 für mittlere bis große Pfahl­längen. Für größere Tiefen kann jedoch der Ansatz $\tau_{mf} = \alpha \cdot c_u$ die σ_z -Abhängigkeit nicht berücksichtigen, sofern dies nicht bei c_u eingeführt wird, siehe FRANKE (1992) u.a. Weiteres hierzu in Kapitel 5. Die nachfolgend dargestellte Widerstandsetzungslinie zeigt die gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung, wenn man den Traglastanteil aus der Mantelverpressung berücksichtigt.

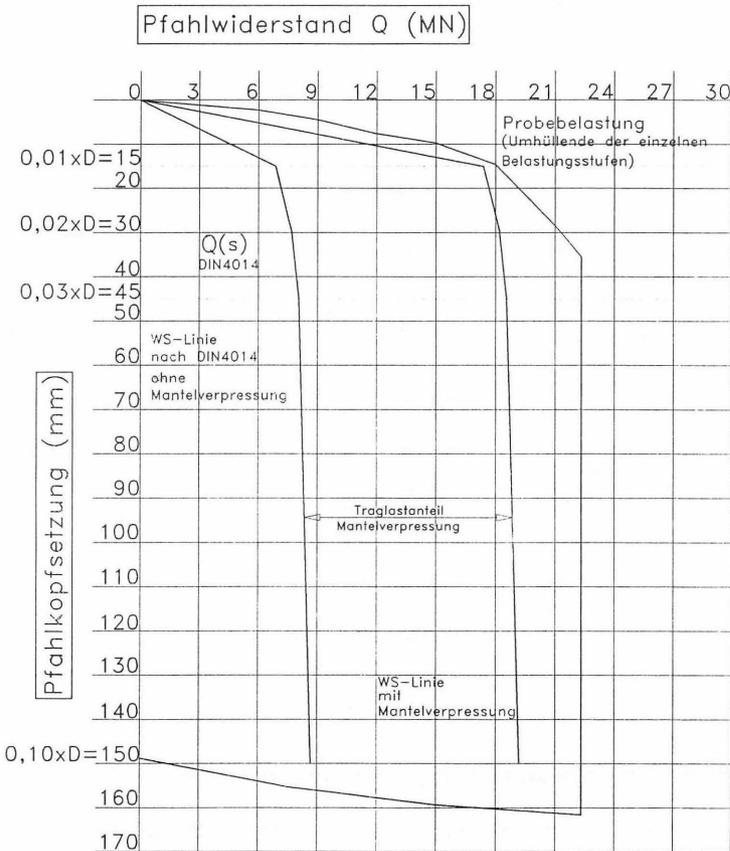


Bild 12: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Rechenmodell der DIN 4014 am Testpfahl C4 mit Traglastanteil aus der Mantelverpressung

5 ZUSAMMENFASSUNG UND BEWERTUNG DER ERGEBNISSE

Die Auswertung der BERTS-Pfahlprobelastungen ergab folgende Ergebnisse:

- Das Rechenmodell der DIN 4014 - ein Modell für einfache Bodenverhältnisse und häufig verwendete Pfahlarten - liefert für die Böden im „Central Plain“ als Prognoseverfahren zur Abschätzung der Arbeitslinie von Pfählen mit dem bekannten Sicherheitsansatz der DIN 4014 noch hinreichend genaue Ergebnisse. Die Genauigkeit des Modelles nimmt jedoch bei tiefer reichenden Pfählen in feinkörnigen Böden ab und ist hier nur noch begrenzt anwendbar. Das Modell, das aus einer Vielzahl (ca. 300) Probelastungen in jahrzehntelanger Arbeit entwickelt wurde, kann mit dem konstanten Eingangsparameter c_u für feinkörnige Böden die Abhängigkeit der Grenzmantelreibung τ_{mf} von der Spannung σ_z nicht berücksichtigen, siehe hierzu auch KATZENBACH (1996), der auf den Einfluß des Spannungszustandes im Boden für das Tragverhalten von Einzelfählen bei Kombinierten-Pfahl-Plattengründungen hingewiesen hat. Neben diesen Einflüssen ist eine ausreichend genaue Ermittlung der undränierten Scherfestigkeit in der Praxis in der Regel oft nicht möglich. Dies gilt insbesondere für über- und unterkonsolidierte Böden.
- Die Grenzlast Q_g läßt sich nicht nur in grobkörnigen Böden mit der Pfahlmantelverpressung wesentlich erhöhen, sondern kann auch in feinkörnigen Böden zu einer deutlichen Grenzlaststeigerung führen. Wie die Versuche an C-Pfählen gezeigt haben, sind in vorbelasteten feinkörnigen Böden, die unter einer hohen Überlagerungsspannung stehen, mit einer gezielten Nachverpressung sehr hohe Grenzmantelreibungswerte τ_{mf} aktivierbar, d.h. Grenzlasten auf einem sehr hohen Lastniveau zu erreichen.

Die derzeit laufenden und weiterführenden Untersuchungen sollen die vorgenannten Einflüsse weitergehend berücksichtigen und zu verbesserten Bemessungs- und Berechnungsansätzen führen.

6 LITERATURHINWEISE

BÜCHL G. (1995): Gründung einer Hochstraße in Bangkok
Pfahl-Symposium 1995
Heft Nr. 48 Mitteilungen des Institutes für Grundbau und
Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig

FRANKE E.: Abschnitt „Pfähle“ Kapitel 3
Grundbautaschenbuch Teil 3, 1992
Ernst & Sohn, Berlin

GEOTECHNICAL ASPEKTS OF SOFT CLAYS:
International Symposium of Soft Clay, 5 - 6 July 1997
Asian Institut of Technology, Bangkok, Thailand

HARTUNG M. (1995): Einflüsse der Herstellung auf Pfahl-trägfähigkeit in Sand
Pfahl-Symposium 1995
Heft Nr. 48 Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig

KATZENBACH R. (1996): Pfahlplattengründungen und verwandte geotechnische Verbundkonstruktionen
Spezialsitzung „Nachweis der Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk nach DIN V ENV 1997-1 und DIN V 1054 - 100“
zur Baugrundtagung Berlin 1996;
GEOTECHNIK 1996/4

NENDZA H.; PLACZEK D. (1988): Die Erhöhung der Pfahltragfähigkeit durch gezieltes Nachverpressen - Stand der Erfahrungen
Baugrundtagung 1988 - Hamburg, S. 323 - 329

QUALITY IN SOIL SAMPLING

Fourt Asian Conference, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, July 1971

STOCKER M. (1980):
Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Pfähle
Vorträge der Baugrundtagung 1980 in Mainz.
Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.

STOCKER M. (1986):
Der Schneckenortbetonpfahl, kurz SOB-Pfahl
Pfahlsymposium, Darmstadt, S. 1 - 6

THE FIFTH SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING

Southeast Asian Society of Soil Engineering, Asian Institute of Technology, Canadian International Development Agency, Bangkok, 2 - 4 July 1977

Projektbroschüre HOPWELL HOLDINGS Ltd.
- August 1992 und 1995

Unterlagen der Firma Thai BAUER Company Ltd.
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen, und
Pfahlherstellungsberichte von STS Engineering Consultants Co.; Ltd.

STATISCHE AUSWERTUNG VON DYNAMISCHEN PFAHLPROBEBELASTUNGEN MIT FINITEN ELEMENTEN

Dr. Hasan Aboumatar und Dr., Dipl.-Ing. Frank Rausche

1 EINLEITUNG

Dynamische Simulationen von Rammvorgängen an Pfählen werden in vielen Ländern seit den frühen 60er Jahren elektronisch berechnet (SMITH, 1960; RAUSCHE, 1974). Diese Berechnungen dienen meistens der Ermittlung der Pfahltragfähigkeit, wobei Beobachtungen oder Messungen am Pfahl während der Rammung ausgewertet werden. Statische Pfahluntersuchungen werden auch in immer grösserem Masse elektronisch vorgenommen. Hierbei werden Belastungsgrenzen für Zug-, Druck- und Seitenkräfte ermittelt und zusätzlich vorläufige und langzeitliche Setzungs- oder Verformungsberechnungen durchgeführt.

Die Auswertung von Messungen oder eine Vorrausberechnung der Pfahlrammbarkeit werden immer noch recht vereinfacht durchgeführt und daher ist ihre Anwendung auf häufig vorkommende Fälle begrenzt. Bisher war der Fortschritt auf diesem Gebiet vor allem deswegen recht zögernd, weil die Methoden zur Festlegung der statischen und dynamischen Bodenkennwerte für höher entwickelte Verfahren unzureichend waren. Das FEM Programm, TIPWHIP, soll zusammen mit dynamischen Messungen am Pfahlkopf, die sowohl am Rammpfahl wie am Bohrpfahl durchgeführt werden können, weiterhelfen. Dieses Programm hat gegenüber anderen den Vorteil, dass es relativ schnell die Berechnungen auf einem einfachen PC durchführen kann.

2 GRUNDLAGEN

Während dynamische Berechnungen sich hauptsächlich mit dem einfachen Pfahl- und Bodenrechenansatz nach Smith begnügen, werden für statische Rechnungen oft kompliziertere FEM Programme benützt. In der Pfahldynamik werden also die Bodenwiderstandskräfte durch eine elasto-plastische Feder und einen mehr oder weniger linearen Stossdämpfer in der Boden-Pfahlgrenzschicht dargestellt. Das Wellengleichungsverfahren (z.B. GRLWEAP, s. GRL, 1996) simuliert damit den gesamten Pfahleindringungsvorgang und kann zu recht guten Ergebnissen führen, wenn die Eindringungen pro Schlag relativ gross sind. Relativ kleine Eindringungen pro Schlag treten aber besonders bei grossen Pfahldurchmessern häufig auf. Weitere Schwierigkeiten treten in diesen Berechnungen dort auf, wo sich das dynamische vom statischen Verhalten unterscheidet, was besonders bei offenen Stahlprofilen vorkommen kann. Zum Beispiel durchfahren offene Rohre grösserer Durchmesser oft den Boden ohne Pfropfenbildung und erfahren dabei Bodenreibung im Profilinneren. Im statischen Zustand oder im dynamischen mit kleinen Pfahlbeschleunigungen, bildet der Boden aber in diesen Pfählen einen

Pfropfen und macht sie damit zu Verdrängungspfählen ohne inneren Reibungswiderstand. Obwohl schon verschiedene Ansätze entwickelt wurden (STEVENS, 1988, MURFF et al., 1990, PAIKOWSKY et al., 1990), konnte man bisher die Pfropfenbildung nicht verlässlich auf Grund von Pfahlgeometrie und Bodenkennwerten voraussagen.

Für CAPWAP (Kombiniertes Verfahren in RAUSCHE, 1974), das Kraft- und Geschwindigkeitsmessungen am Pfahl über eine Systemidentifikationsrechnung ausgewertet, wurde das Smith-Modell weiterentwickelt, damit Bewegungen des den Pfahl umgebenden Bodens näherungsweise berücksichtigt werden können. Aber auch in diesem Verfahren kommt es bei relativ kleinen Eindringungen eines Pfahles unter einem Schlag wegen der Mitschwingung des den Pfahl umgebenden Bodens zu Unsicherheiten bei der Berechnung der Eindringung oder Tragfähigkeit des Pfahles. Dazu kommt noch, dass die statische Berechnung nach CAPWAP praktisch eine langsame dynamische Belastung simuliert, die nur bis zu der der dynamischen Belastung entsprechenden Eindringung durchgeführt wird. Dieses vereinfachte Rechenmodell kann daher weder Last-Setzungslinien für grosse Pfahleindringungen noch die Pfropfenbildung in offenen Rohrpfählen oder anderen offenen Profilen nicht genügend genau berechnen.

Zusammenfassend werden Grenzen der bestehenden Verfahren also in den folgenden drei Fällen gesehen

- (a) bei der dynamischen Berechnung von offenen Pfahlprofilen, bei der die Reibung im Pfahl unzureichend berücksichtigt wird,
- (b) bei der statischen Berechnung von offenen Profilen, bei der die Pfropfenbildung nicht rechnerisch bestimmt werden kann und
- (c) bei kleinen Pfahleindringungen pro Schlag, d. h. wenn die Bewegungen des den Pfahl umgebenden Bodens nicht wesentlich geringer sind als die Verformungen in der Pfahl-Bodengrenzschicht.

Um die Möglichkeiten der pfahldynamischen Verfahren GRLWEAP und CAPWAP zu erweitern, hat GRL firmenintern TIPWHIP (Transients in Piles: Wave, Halfspace and Interface Program) entwickelt. Dieses Programm wird im folgenden beschrieben. Zwei Beispiele sollen dabei die Lösungsmöglichkeiten dieser Methode beschreiben.

3 DAS BODENMODELL

TIPWHIP repräsentiert einen rotationssymmetrischen Boden und Pfahl. Die **Pfahl-Bodengrenzschicht** wird mit einem elasto-plastischen "Dünnschicht-Element" (DESAI et al., 1982) dargestellt. Wie in allen anderen Elementen werden die Beziehungen zwischen Spannungen und Verformungen durch eine Normalkomponente, C_{nn} , und eine Scherkomponente, C_{ss} , berücksichtigt. Gekoppelte Spannungsgrößen (C_{ns} , C_{sn}) werden dabei vernachlässigt. In diesem Element besteht entweder Haftung oder Gleitung je nach Scherspannung relativ zur

Scherfestigkeit, die nach Mohr-Coulomb berechnet wird. Das Element kann sich auch vom Pfahl ablösen, wenn die Druckkräfte auf Null abnehmen. Zugkräfte, die rechnerisch in der Boden-Pfahlgrenzschicht auftreten, werden in iterativen Rechenschritten auf Null gebracht, indem sie auf die umgebenden Bodenelemente verteilt werden.

Der den Pfahl **umgebende Boden** wird auch elasto-plastisch mit dem Mohr-Coulombschen Fließkriterium modelliert. Dämpfung wird proportional zur Massen- und Steifigkeitsmatrix angesetzt (Rayleigh Dämpfung), wobei die entsprechenden Faktoren Funktionen der Eigenfrequenzen des Bodenpfahlsystems sind und durch einen Eingabewert, das Dämpfungsverhältnis, an die Gegebenheiten, die vielleicht durch dynamische Messungen bestimmt wurden, angepasst werden können.

Die nicht reflektierende **Grenze des Bodenhalbraums**, etwa 5 Pfahldurchmesser vom Pfahl entfernt, wird mit viskoser Dämpfung modelliert (LYSMER *et al.*, 1969). Diese viskosen Kräfte sind von den tangentialen und normalen Geschwindigkeiten des Elements abhängig und werden mit Hilfe von Schubmodul, Poisson-Zahl und Dichte des Bodens berechnet.

Am **Pfahlfuss** kann zusätzlich zur proportionalen Dämpfung auch noch die viskose Dämpfung berücksichtigt werden.

Um die notwendigen Elementparameter berechnen zu können, müssen die folgenden Daten eingegeben werden:

Für alle Berechnungen: E-Modul und Quervermodul von Pfahl und Boden, Kohäsion und Reibungswinkel der Bodenschichten.

Für dynamische Berechnungen: Wichte von Boden und Pfahl und das proportionale Dämpfungsverhältnis.

Für die Simulierung des Rammvorgangs: entweder die elastischen und Massengrößen des Rammgerätes oder die vom GRLWEAP berechneten Pfahlkopfgößen Kraft und Geschwindigkeit.

Für die Systemidentifikation: die dynamischen, am Pfahlkopf gemessenen Größen Kraft- und Geschwindigkeit.

4 BEISPIELE

4.1 Rohrpfähle

Zur Veranschaulichung der TIPWHIP Berechnung für offene Profile, einschliesslich der Bestimmung der Haftung bzw. Gleitung des Bodenpfropfens, wurden zwei offene Rohrpfähle mit 600 bzw. 1500 mm Durchmesser, 12,5 bzw. 50 mm Wandstärke und 20 bzw. 88 m Länge untersucht (Tabelle 1). Der grössere Pfahltyp kommt häufig im Offshorebau zum Einsatz. Die Rammsimulation wurde dabei mit

variablen Bärmassen und Fallhöhen so vorgenommen, dass die Bärenergie in allen Fällen gleich war. Ein Futter aus künstlich hergestelltem Material befand sich zwischen Bär und Schlaghaube. Nach der dynamischen Berechnung wurde auch eine statische Belastung simuliert.

Für den Boden wurde angenommen, dass die Pfähle durch eine weichere obere Tonschicht in eine festere Tonschicht auf 18 bzw. 60 m Tiefe gerammt wurden und, dass der Boden dabei einen 16,5 bzw. 58,5 m langen Pfropfen in den Pfählen bildete. Die obere Schicht hatte etwas geringere Festigkeitswerte als die zweite Schicht. Im Bereich der oberen 3 m wurden die Bodenwerte auf Null gesetzt (Tabelle 2).

Tabelle 1: Pfahldaten

Pfahldaten	Pfahl 1	Pfahl 2
Durchmesser (mm)	600	1500
Wandstärke (mm)	12,5	50
Länge (m)	20	88
Tiefe (m)	18	60

Tabelle 2: Bodenwerte

Bodendaten	Schicht 1	Schicht 2	Boden-Pfahl
Spez. Masse (Mg/m ³)	1,6	1,6	1,6
E-Modul (MPa)	200	500	100
Poisson-Zahl	0,3	0,3	
Kohäsion (kPa)	200	500	100

Für den kleineren Rohrpfahl konnten Elementgrößen von etwa 250 mm Länge und 100 mm Breite für Boden und Pfahl gewählt werden. Die Breite der Grenzschichtelemente war 10 mm. Wegen der Grösse des Pfahldurchmessers und der Eindringungstiefe und der begrenzten Rechnerkapazität (PC, 586, 200 MHz, 32 kB) mussten beim zweiten Rohrpfahl die Elemente etwas grösser als normal gewählt werden. So wurden in diesem Beispiel die Boden- und Pfahlelemente mit 950 mm vertikaler Länge und ungefähr 150 mm Breite angesetzt. Weiter vom Pfahl entfernte Elemente waren noch grösser. Die Breite der Grenzschichtelemente war 40 mm. Bild 1 zeigt das Rechenetz ohne diese dünnen Elemente im verzerrten Masstab. Die vertikale Netzlinie am linken Rand ist die Symmetrieachse.

In den beiden Rohrpfahlbeispielen sind die Bewegungen und Verformungen des Bodenpfropfens im Pfahl von besonderem Interesse. Bilder 2 und 3 zeigen die

berechneten vertikalen Verschiebungen der Pfahlemente und der die Elemente der Grenzschicht berührenden Bodenelemente.

Tabelle 3: Bärdaten

Hammerdaten	Beispiel 1			Beispiel 2		
	Bärmasse (Mg)	5.0	7.75	25.8	37	55.5
Fallhöhe (m)	1.55	1.00	0.30	1.55	1.00	0.30
Bärenergie (kJ)	76	76	76	544	544	544
Bärlänge (mm)	1000	1600	2900	1500	2250	4800
Bärdurchm. (mm)	900	900	1200	2000	2000	2500
E-Futter (MPa)	1930	1930	1930	1930	1930	1930
Futterstärke (mm)	200	200	200	250	250	250
Haubenmasse (kg)	1500	1500	1500	9900	9900	9900

Diese Verformungen wurden für drei verschiedene Fallhöhen berechnet aber nur für die höchste (1.5 m) und geringste (0.3 m) Fallhöhe in den Bildern dargestellt. Nicht unerwartet zeigt es sich dabei, dass sich die vertikalen Verschiebungen des Bodens im Inneren des Pfahles mehr an die des Pfahles angleichen, wenn der Pfahldurchmesser kleiner ist oder mit einer geringeren Fallhöhe belastet wurde. Bilder 4 und 5 zeigen auch die entsprechenden Verschiebungen unter den statischen Belastungen. Sie sind praktisch für Pfahl und Pfropfenboden identisch.

Die Ergebnisse zeigen, dass sich bei kleinen Durchmessern auch im dynamischen Fall der Pfropfen mit dem Pfahl bewegen kann, und dass bei genügend kleinen Fallhöhen (oder Pfahlbeschleunigungen) der Pfropfen ebenfalls haften kann. Andererseits muss man aber auch erwarten können, dass für sehr grosse Durchmesser die Pfropfenhaftung sogar im statischen Fall ungenügend ist und, dass es dann nicht zum vollen Spitzenwiderstand, sondern zum Reibungswiderstand im Pfahl kommt.

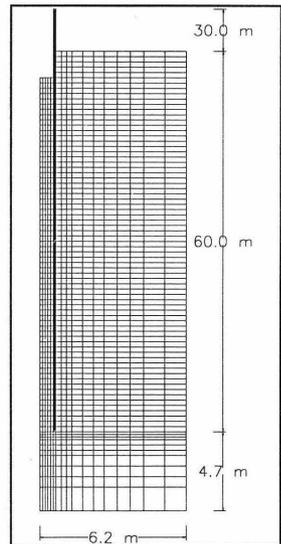


Bild 1: Elementierung für den 1500 mm Pfahl

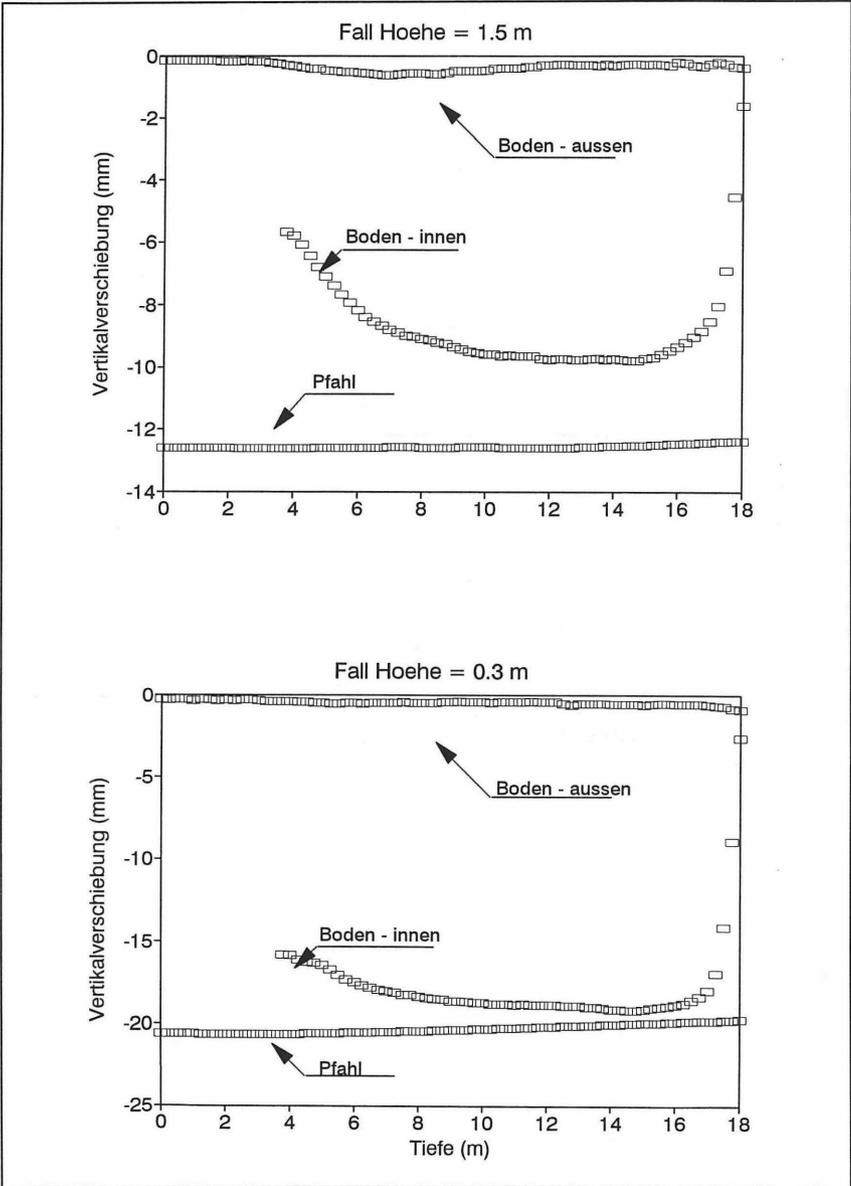


Bild 2: Berechnete vertikale Pfahl- und Bodenverschiebungen für Pfahl 1

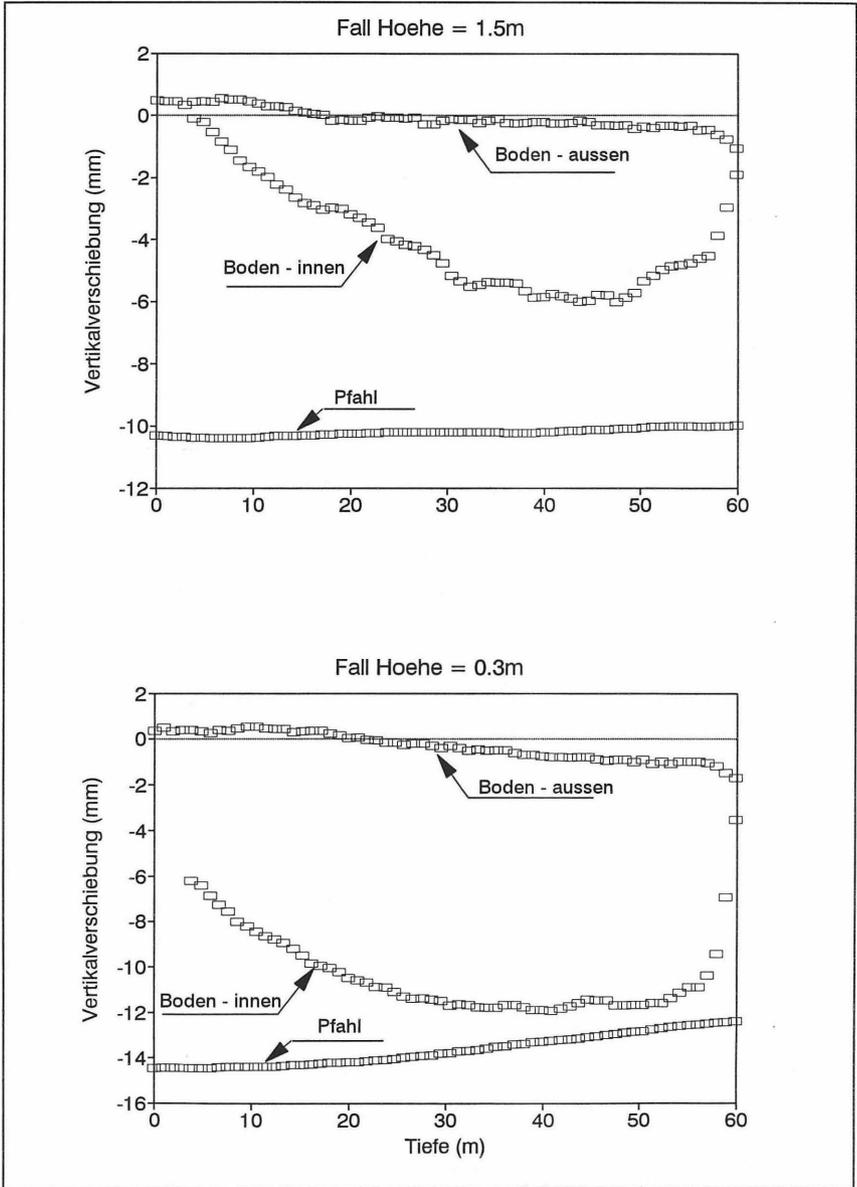


Bild 3: Berechnete vertikale Pfahl- und Bodenverschiebungen für Pfahl 2

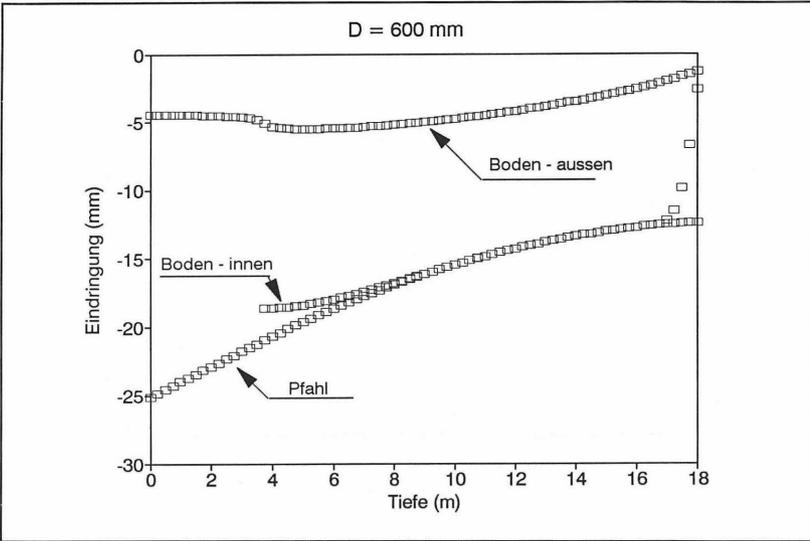


Bild 4: Statisch berechnete, vertikale Verschiebungen für Pfahl 1

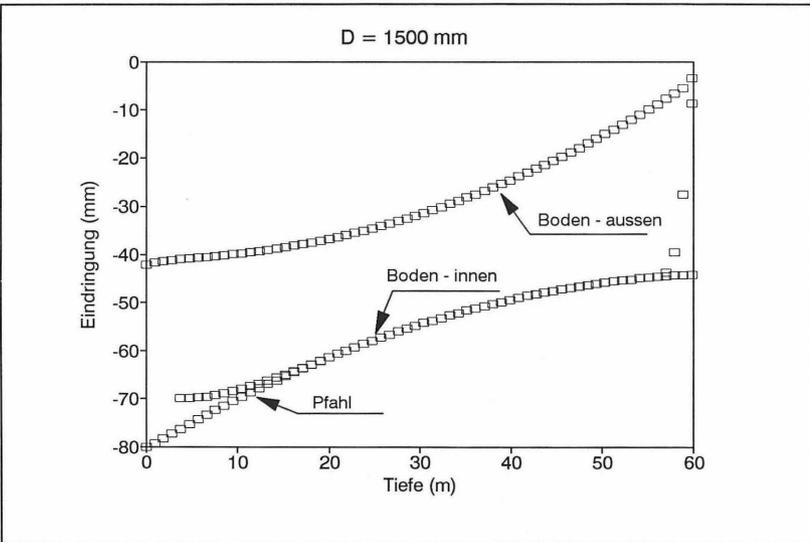


Bild 5: Statisch berechnete vertikale Verschiebungen für Pfahl 2

4.2 Bohrpfahl

Dieses Beispiel zeigt, dass dynamische Messungen und TIPWHIP Berechnungen zusammen eine vernünftige Voraussage der Lastsetzungslinie auch für grössere Pfahldurchmesser ermöglicht. Der 1300 mm Bohrpfahl von 17 m Länge in sandigem Boden war mit einer 14 Mg Masse dynamisch belastet worden. Dabei waren Pfahlkopfkräfte und -geschwindigkeiten gemessen worden. Diese Messungen wurden mit TIPWHIP in der Form einer Systemidentifikation ausgewertet, wobei die berechneten Bewegungsgrössen Pfahlkopfgeschwindigkeit und -verschiebung den gemessenen angepasst wurden (Bild 6). Mit einem PC (200MHz, 586, 32 kB) dauerte dabei die Berechnung einer einzelnen Versuchsrechnung 2 Minuten; die gesamte Anpassungsrechnung dauerte ungefähr 8 Stunden und ergab die Bodenkennwerte von Tabelle 4. Die relativ hohen Festigkeitswerte des Bodens am Pfahlmantel lassen sich darauf zurückführen, dass der Pfahl nachverpresst worden war. Die mit diesen Werten durchgeführte statische Berechnung zeigt eine gute Übereinstimmung mit der, in der statischen Pfahlprobelastung ermittelten, Last-Setzungslinie (Bild 7).

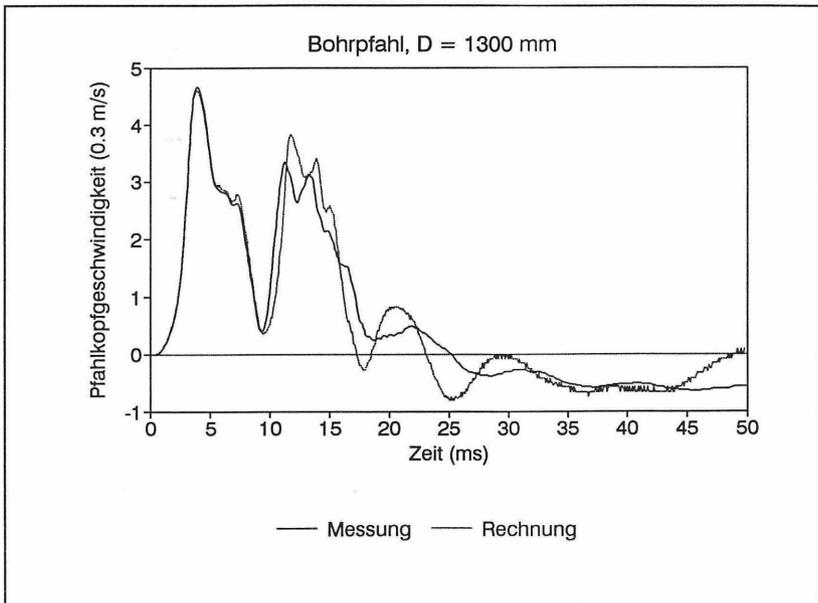


Bild 6: Gerechnete und gemessene Pfahlkopfgeschwindigkeiten für den Bohrpfahl

Tabelle 4: Bodenkennwerte von TIPWHIP
Auswertung dynamischer Messungen für den Bohrfahl

	E-Modul MPa	Poisson Zahl	Dichte Mg/m ³	Kohäsion kPa	Reibungs- winkel °
Grenzschicht	68	.35	1.08	83	0
Boden-Mantel	68	.35	1.08	104	0
Boden-Spitze	68	.35	1.08	69	20

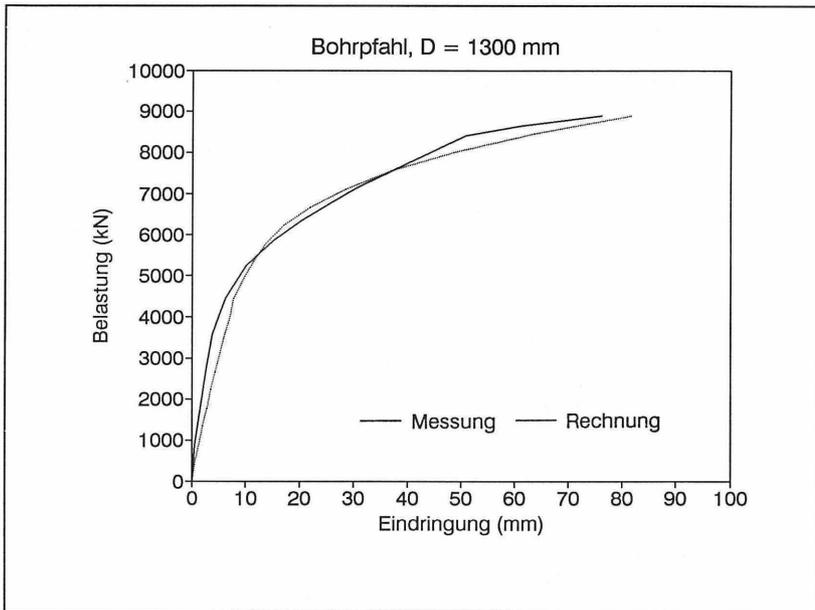


Bild 7: Berechnete und gemessene statische Lastsetzungslinien

5 ZUSAMMENFASSUNG

TIPWHIP ist ein FEM Rechenprogramm, mit dem statische und dynamische Berechnungen von Rammpfählen oder Bohrfählen durchgeführt werden können. Im allgemeinen sind die notwendigen Bodenparameter nur ungenau auf Grund von

Bodenproben bestimmbar und führen daher zu Unsicherheiten in der Berechnung von Pfahltragfähigkeit und Pfahlbewegungen. Dynamische Messungen am Pfahl können notwendige zusätzliche Daten liefern und damit die Genauigkeit der Berechnungen verbessern.

TIPWHIP ist in der Lage, sogar langwierige Systemidentifikationsberechnungen relativ schnell mit einem PC durchzuführen. Mit diesem Programm kann auch das Pfropfenproblem offener Pfahlprofile vernünftig gelöst werden.

Zur Zeit werden noch weitere Vergleichsrechnungen durchgeführt, um Bodenkennwerte zu finden, die bei Rechnungen ohne Messungen angewandt werden können. Ausserdem sollen noch weitere Erfahrungen gesammelt werden, damit die Notwendigkeit für statische Probelastungen auch in komplizierten Fällen auf ein Minimum reduziert werden kann.

6 LITERATURHINWEISE

Desai, C.S., Zaman, M.M., Lightner, J.G. and Siriwardane, H.J. (1984). "Thin-Layer Element for Interfaces and Joints," International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 8., pp. 19-43.

GRL and Associates, Inc. (1996). GRLWEAP Manual, 4535 Renaissance Parkway, Cleveland, OH, 44128, USA.

Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. (1969), "Finite Dynamic Model for Infinite Media," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 95, No. EM4, pp. 859-877.

Murff, J.D., Raines, R.D., Randolph, M.F. (1990). "Soil plug behavior of piles in sand." Proc., 22nd Offshore Technology Conf., 4, 25-32.

Paikowsky, S. G., and Whitman, R.V. (1990). "The effects of plugging on pile performance and design." Can. Geotech. J., 27(3), 429-440.

Rausche, F. (1974). "Dynamische Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Rammpfählen.", Baugrundtagung, Frankfurt

Smith, E.A.L. (1960), "Pile Driving Analysis by the Wave Equation", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 86, No. SM4, pp. 35-61.

Stevens, R. (1988). "The effect of a soil plug on pile drivability in clay.", Proc., 3rd Int. Conf. on the Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, Ottawa, 861-868.



AUSWERTUNG VON INTEGRITÄTSMESSUNGEN MIT DER FINITE ELEMENT METHODE

Dipl.-Ing. B. Pläßmann

1 EINLEITUNG

Dynamische Pfahlprüfungen bieten eine wirtschaftliche Möglichkeit der Qualitätskontrolle von Pfählen. Bei den dynamischen Pfahlprüfverfahren wird zwischen der Tragfähigkeitsprüfung und der zerstörungsfreien Integritätsprüfung von Pfählen unterschieden.

Integritätsmessungen können Aufschluß über die Pfahlänge und über evtl. auftretende Abweichungen vom planmäßigen Querschnitt bzw. von der Betongüte geben.

Die Auswertung der Integritätsmessungen wird durch Beeinflussungsfaktoren des Meßergebnisses erschwert. Daher besteht in Problemfällen der Bedarf, die vorhandenen Auswertungsmöglichkeiten zu verbessern.

In diesem Beitrag wird vorgestellt, wie aus dem Vergleich von Integritätsmessung und numerischen Berechnungen (FEM) weitere Aussagen über die Pfahlbeschaffenheit erhalten werden können.

2 INTEGRITÄTSPRÜFUNG

Bei der Integritätsprüfung wird die dynamische Belastung am Pfahlkopf durch ein wenige Kilogramm schweres Fallgewicht oder einen Hammerschlag aufgebracht. Daher spricht man auch von der Hammerschlagmethode.

Der am Pfahlkopf eingeleitete Stoßimpuls erzeugt eine Druckwelle, die den Pfahl durchläuft. In Abhängigkeit von der Pfahlfußbettung wird diese am Pfahlfuß als Zug- oder Druckwelle reflektiert und läuft zum Pfahlkopf zurück.

Die so entstehenden Wellenimpulse werden mit einem am Pfahlkopf aufgesetzten Beschleunigungsaufnehmer gemessen, über die Zeit integriert und dann als Geschwindigkeitskurve dargestellt (Bild 1).

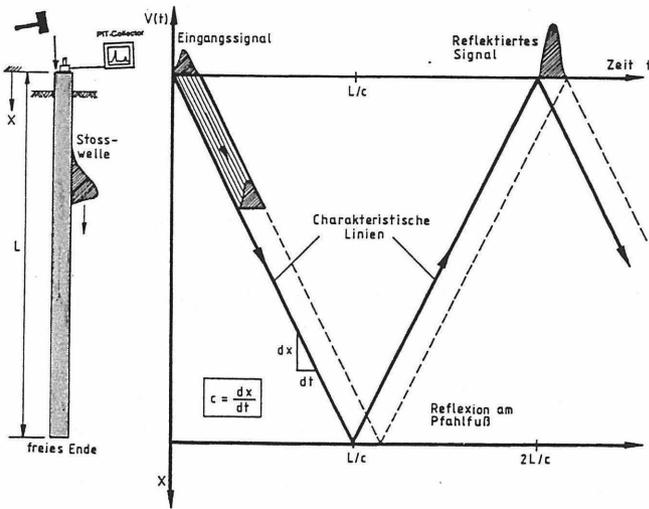


Bild 1: Meßaufbau und Weg-Zeit-Darstellung der Wellenausbreitung im Pfahl [7]

Wellenreflexionen treten nicht nur am Pfahlfuß, sondern auch im Bereich von weiteren Impedanzänderungen auf. Die Impedanz ist abhängig von der Querschnittsfläche, dem Elastizitätsmodul und der Wellengeschwindigkeit im Pfahl [1]. Impedanzänderungen können daher z. B. durch Querschnitts- bzw. Materialänderungen entlang eines Pfahles begründet sein. Die hieraus entstehenden reflektierten Wellenanteile können den Geschwindigkeitsverläufen entnommen werden.

3 EINFLÜSSE AUF DIE INTEGRITÄTSAUSWERTUNG

Die Interpretation der aufgenommenen Geschwindigkeitsverläufe am Pfahlkopf ist nicht immer eindeutig möglich, da die Ursachen für die Impedanzänderung und den daraus folgenden, reflektierten Wellenanteilen nicht in jedem Fall zweifelsfrei bestimmbar sind.

Impedanzänderungen können durch Querschnittsänderungen, durch Materialinhomogenitäten oder durch einen Schichtwechsel und dem damit verbundenen extremen Wechsel der Bodendämpfung am Pfahlmantel hervorgerufen werden. Weitere Faktoren resultieren aus dem Pfahlsystem und der Pfahlherstellung, wobei Pfahlrisse, Hohlräume, der Verbund Pfahl-Boden sowie die Kupplung von Fertigteilpfählen die Meßergebnisse beeinflussen. Kombinationen dieser Einflußursachen sind möglich. Eine häufig vorkommende Kombination sind Querschnittsänderungen im Bereich von Schichtwechseln.

Störeinflüsse können darüber hinaus aufgrund meßtechnischer Rahmenbedingungen auftreten. Dazu gehören z. B. beengte Platzverhältnisse bei der Impulseinleitung oder schlechte Betonqualität am Pfahlkopf.

Aus der Vielzahl der möglichen Ursachen für reflektierte Wellenanteile wird die Problematik der Interpretation deutlich. Um genauere Aussagen über die Auswirkungen einzelner Einflüsse auf den Verlauf des Meßsignales zu erhalten, ist eine detailbezogene Analyse sinnvoll. Zusätzliche Informationen lassen sich z. B. durch Vergleichsberechnungen mit Hilfe der FEM gewinnen.

4 SIMULATION DER WELLENAUSBREITUNG IM PFAHL MIT DER FINITE ELEMENT METHODE

Um die Meßergebnisse von dynamischen Pfahltestverfahren auswerten zu können, wird das Zusammenwirken von Pfahl und Boden durch rechnerische Modelle beschrieben. Bisher entwickelte numerische Auswertungsverfahren für Tragfähigkeitsermittlungen wie auch für Integritätsprüfungen von Pfählen basieren auf dem grundlegenden Pfahlmodell von Smith [1] (Bild 2).

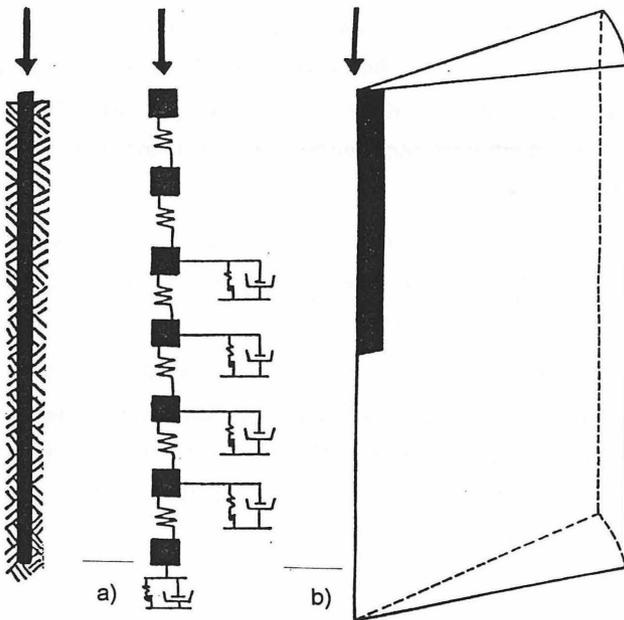


Bild 2: Pfahlmodell : a) Diskretes Modell nach Smith
b) Rotationssymmetrisches Kontinuum

Der Pfahl wird hierbei in ein gekoppeltes System aus Massepunkten und Ersatzfedern aufgelöst. Der Bodenwiderstand wird durch parallel geschaltete Federn und Dämpfer simuliert, die an den Massepunkten angreifen. Dem Modell von Smith liegen die Grundgesetze der eindimensionalen Wellenausbreitung im Kontinuum zugrunde. Als Voraussetzung für die Reduzierung auf den eindimensionalen Fall müs-

sen einige Annahmen getroffen werden [1]. Die daraus resultierenden Vereinfachungen genügen im Normalfall. Für komplexere Problemfälle ist zu überprüfen, ob andere Modelle heranzuziehen sind.

Mechanisch genauer als das eindimensionale Modell eines mit ungekoppelten Bodenfedern gebetteten Pfahles ist die Annahme, daß der Pfahl in einen homogenen oder geschichteten, elastischen Halbraum eingebunden ist (Bild 2). Für eine Simulation der Spannungs- und Verformungszustände sind Pfahl-Boden-Modelle erforderlich. Die damit verbundenen dreidimensionalen Effekte sind mit Volumenelementen sowie rotationssymmetrischen Scheibenelementen erfaßbar.

Dreidimensionale Berechnungsmodelle mit Volumenelementen ermöglichen eine beliebige Anpassung der Pfahlgeometrie. Dabei können symmetrische wie auch unsymmetrische Querschnittsänderungen berücksichtigt werden.

Vermutete Inhomogenitäten des Pfahlmaterials wie z. B. die Änderungen der Betonqualität und Kiesnester können lokal für das FE-Modell vorgegeben werden.

Eine Berechnung des dreidimensionalen Pfahl-Boden-Systems ermöglicht unter Einbeziehung von Baugrunddaten eine genauere Berücksichtigung von Bodenschichtungen sowie Inhomogenitäten des Bodens.

Bei Integritätsprüfungen wird die Wellenausbreitung im Pfahl durch eine impulsartige Belastung erregt. Da es sich hierbei um einen abklingenden, nicht harmonischen Bewegungsvorgang handelt, ist für die FE-Berechnung des Pfahl-Boden-Systems eine Transiente-Analyse notwendig. Diese Analyse basiert auf einer Zeitschrittintegration. Um die Stabilität des Integrationsverfahrens zu gewährleisten, muß ein der Problemstellung angepaßter Zeitschritt gewählt werden. Die geometrische Modellierung ist so auszuführen, daß Effekte der Wellenausbreitung gut abgebildet werden können.

Ein Problem bei der FE-Modellierung eines elastischen Halbraumes ist die Begrenzung des Berechnungsausschnittes. Schon für eine statische Analyse bedarf es bei der Begrenzung des Einflußbereiches der Verformungen einer genauen Untersuchung.



Bei der dynamischen Modellierung ist außerdem darauf zu achten, daß der äußere Rand des Modells nicht die von dem Pfahl ausgehenden Bodenwellen reflektiert. Ein so ausgebildeter Rand kann mit entsprechenden Randbedingungen diskretisiert werden. Die dafür notwendigen Randbedingungen können mit semifiniten Elementen oder mit horizontal und vertikal angeordneten Feder-Dämpfer-Elementen modelliert werden.

Der Stoßimpuls auf den Pfahlkopf wird bei der FE-Berechnung mittels eines Last-Zeit-Gesetzes simuliert. Um eine gute Approximation mit der bei der Integritätsmessung erfolgten Lasteinleitung zu erreichen, besteht die Möglichkeit, einen instrumentierten Hammer zu verwenden. Das durch den Hammer erzeugte Belastungssignal kann in die Berechnung eingebunden werden.

5 BEISPIELE

5.1 Simulation der Wellenausbreitung in einem dreidimensionalen Pfahl-Boden-Modell

An dem folgenden Beispiel soll die Anwendbarkeit von FE-Berechnungen zur Simulation der Wellenausbreitung im Pfahl vorgestellt werden. Hierbei wird der Bodenwiderstand als eine mechanische Eigenschaft des dreidimensionalen Kontinuums beschrieben.

Der untersuchte Pfahl hat eine Länge von 20 m und einen Pfahldurchmesser von 0,5 m. Aufgrund der gewählten Materialparameter beträgt die Kompressionswellengeschwindigkeit im Pfahl $c = 3900 \text{ m/s}$ [5].

Die Kompressions- und Scherwellengeschwindigkeit im Boden ist im Vergleich zur Wellengeschwindigkeit im Pfahl wesentlich kleiner, was auf die geringere Steifigkeit des Bodens zurückzuführen ist.

Das gewählte Berechnungsnetz ist in Bild 3 dargestellt. Die Netzdichte wurde in Abhängigkeit von der Wellengeschwindigkeit des Pfahles und des notwendigen Zeitschrittes festgelegt.

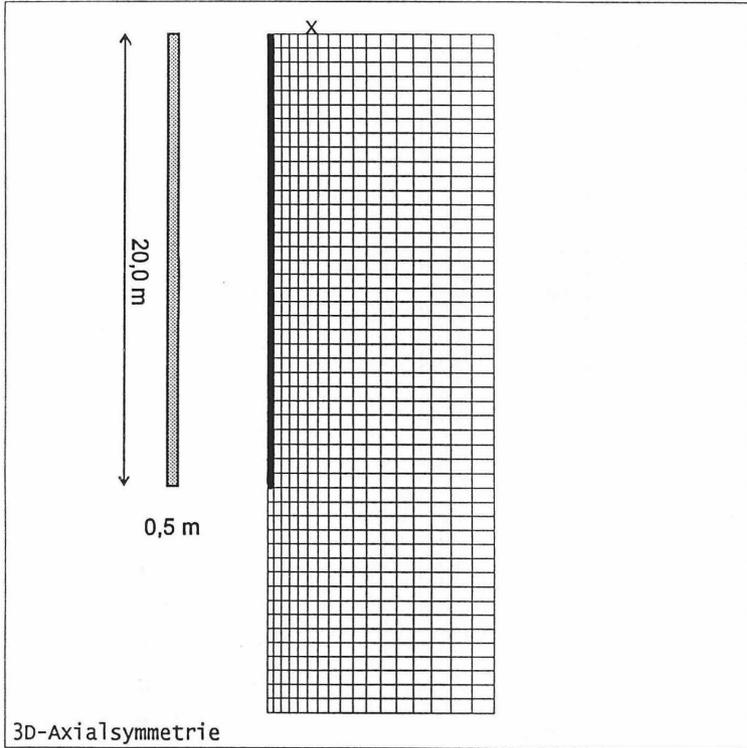


Bild 3: Berechnungsnetz, 3D-axialsymmetrisches Pfahl-Boden-System

Der Stoßimpuls am Pfahlkopf wurde durch eine Last-Zeit-Funktion simuliert. Nach Lasteinleitung läuft der Impuls zum Pfahlfuß (vgl. Bild 1).

Die Wellenausbreitung im Pfahl kann bei der FE-Berechnung anschaulich infolge des entstehenden lokalen Spannungs- und Verformungszustandes kontrolliert werden. In Bild 4 ist die Spannungsverteilung zum Zeitpunkt $t = 3,5$ ms nach Impulseinleitung dargestellt. Man erkennt den Stoßimpuls in Form einer Spannungsspitze in einem Abstand von ungefähr 14 m vom Pfahlkopf. Die Tiefe, die der Impuls erreicht hat, kann anhand der Wellengeschwindigkeit im Pfahl nachvollzogen werden.

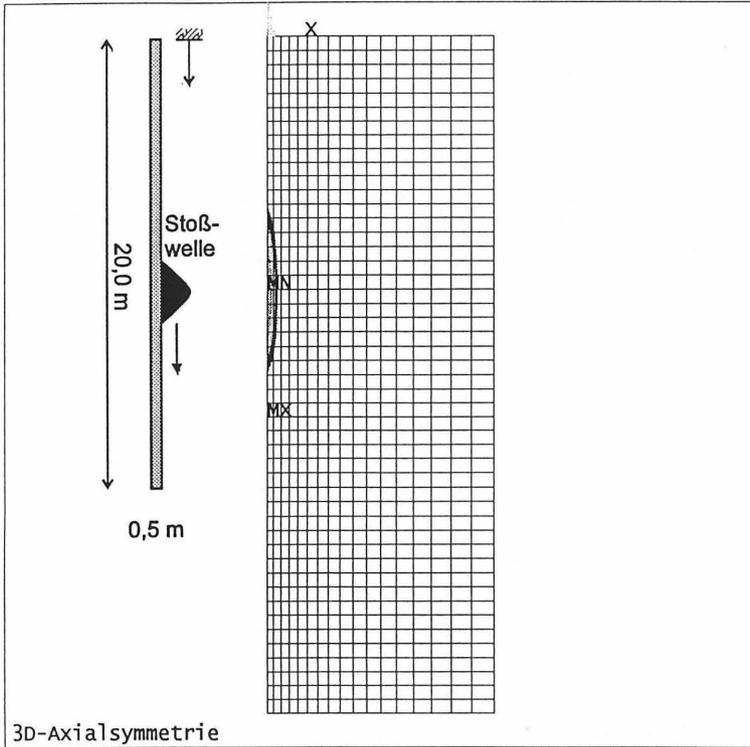


Bild 4: Vertikalspannungsverteilung zum Zeitpunkt $t = 3,5$ ms nach Impulseinleitung

Das verwendete FE-Berechnungsprogramm bietet die Möglichkeit, die Wellenausbreitung im Pfahl in Form einer Animation für gewählte Zeitschritte darzustellen.

Der aus der FE-Berechnung resultierende Geschwindigkeitsverlauf eines Knotens am Pfahlkopf ist in Bild 5 abgebildet. Die Pfahllänge kann dem Kurvenverlauf entnommen werden.

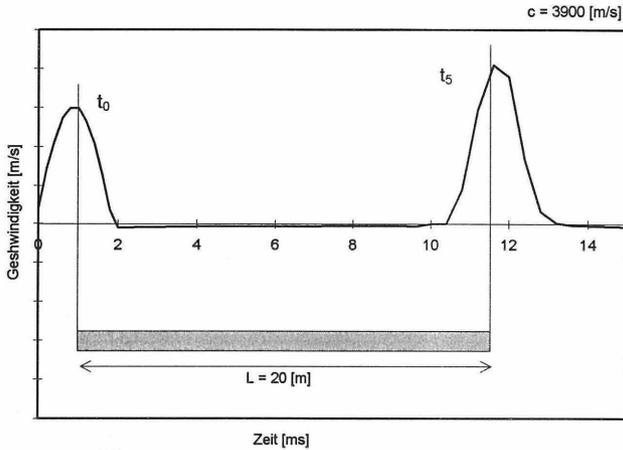


Bild 5: Berechnetes Pfahl-Boden-Modell, Geschwindigkeitsverlauf

5.2 Modellpfähle

In einer am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig durchgeführten Studie wurden Modellpfähle unter definierten Randbedingungen auf Integrität untersucht [4] [6]. Die verwendeten, runden Kunststoffpfähle (PE HML 500) haben eine Länge von 1,97 m und einen Durchmesser von 5,0 cm. Bei der Versuchsdurchführung wurde ein Stoßimpuls durch ein Fallgewicht, bestehend aus einer Stahlkugel mit der Masse $m = 4,1$ g, aus einer Fallhöhe von $h = 10$ cm eingeleitet. Die Wellenausbreitung im Pfahl wurde durch Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlkopf erfaßt. Der Versuch wurde an mehreren Pfählen mit unterschiedlich definierten Fehlstellen durchgeführt.

Mit Hilfe der an den Modellpfählen gemessenen Geschwindigkeitsverläufe lassen sich die FE-Berechnungen verifizieren. Exemplarisch werden nachfolgend für zwei Modellpfähle die gemessenen und berechneten Verläufe dargestellt.

Die ungestörte Wellenausbreitung in einem Modellpfahl ohne Fehlstelle ist in den Bildern 6 und 7 gegenübergestellt. Die berechnete Geschwindigkeitskurve zeigt



gegenüber der gemessenen Kurve einen Verlauf ohne störende Nebenschwingungen. Die aus dem Geschwindigkeitsverlauf bestimmbare Pfahllänge ist bei den gegenübergestellten Kurven gleich.

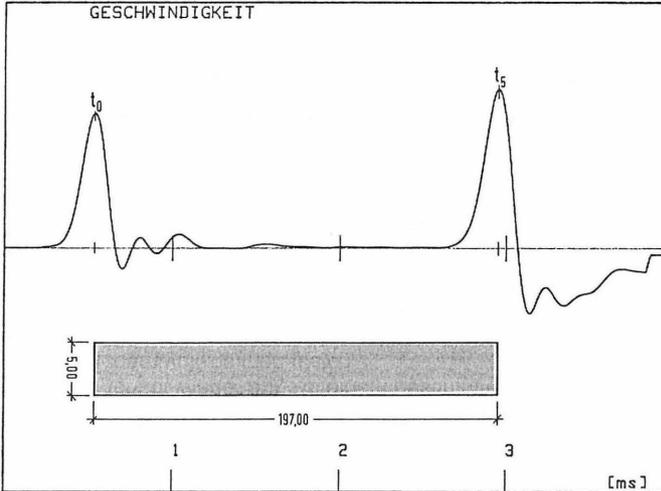


Bild 6: Modellpfahl, Meßkurve ohne Impedanzänderungen

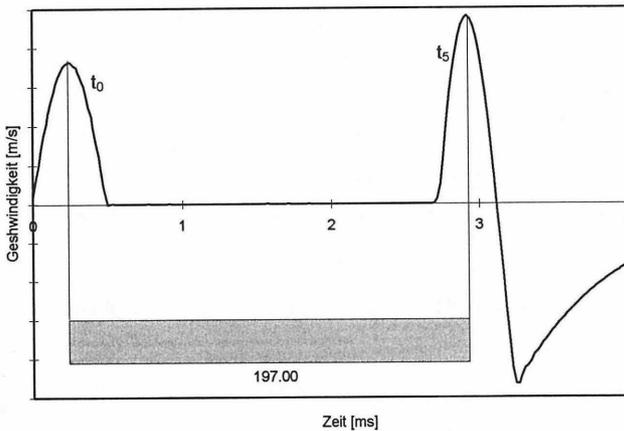


Bild 7: Modellpfahl, Berechneter Verlauf ohne Impedanzänderungen

Der Einfluß einer lokalen Reduzierung der Querschnittsfläche wird in den Bildern 8 und 9 in Form von Peaks der Geschwindigkeitkurven zu den Zeitpunkten t_1 und t_2 deutlich. Der vorgegebene Impedanzwechsel wirkt sich bei der FE-Berechnung sowie beim Meßsignal in gleicher Weise aus.

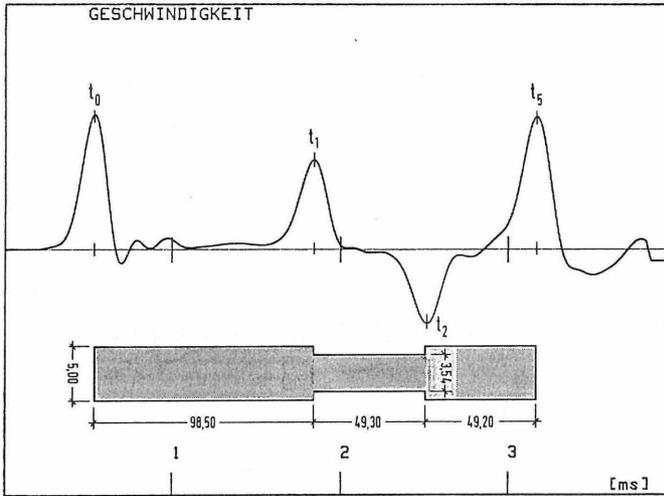


Bild 8: Modellpfahl, Meßkurve mit Impedanzänderungen

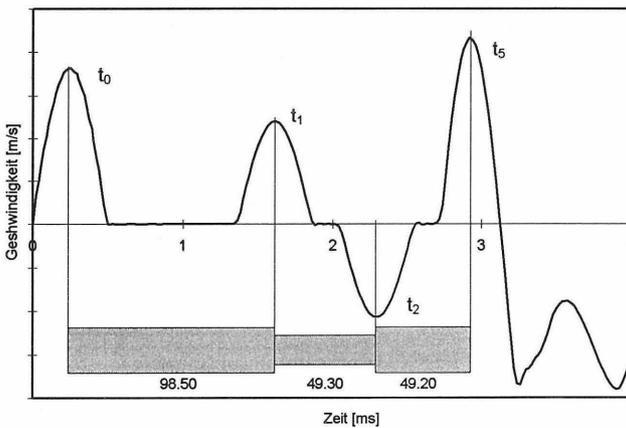


Bild 9: Modellpfahl, Berechneter Verlauf mit Impedanzänderungen



6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die dargestellten Beispiele zeigen die Anwendbarkeit von dynamischen FE-Berechnungen bei der Simulation von Wellenausbreitungen in Pfählen.

Unterschiedliche Einflußfaktoren können bei der Berechnung variiert werden, wobei die Berücksichtigung mehrdimensionaler Effekte möglich ist.

Der Bodenwiderstand kann durch dreidimensionale Kontinuumselemente modelliert werden. Dabei können Elemente mit speziellen Stoffgesetzen für Boden wie z. B. nach Mohr-Coulomb und Drucker-Prager verwendet werden. Möglichkeiten zur genaueren Bestimmung der dafür notwendigen Bodenparameter werden laufend weiterentwickelt.

Für eine detailliertere Auswertung von Integritätsprüfungen ist eine direkte Verbindung zwischen Integritätsmessung und FE-Berechnung anzustreben. Diese kann durch Überlagerung des berechneten und des aus der Messung resultierenden Geschwindigkeitsverlaufes realisiert werden.

Die Integrität von Pfählen kann neben der Auswertung über die Geschwindigkeitsverläufe auch über die Auswertung der Frequenzanalyse erfolgen [2]. Diese Möglichkeit kann ebenfalls mit dem FE-Modell untersucht werden.

Ein weiteres Ziel zukünftiger Forschungen ist die Anwendung der FEM bei der Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen aus ihrem dynamischen Eindringverhalten in Verbindung mit bereits in der Planungsphase ermittelter Baugrunddaten.

7 LITERATUR

- [1] Balhaus, G.: Theoretische Grundlagen dynamischer Pfahltestverfahren. Fachseminar 'Dynamische Pfahltests', Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 19, Oktober 1985
- [2] Chen, L.; Meyer, K.: Spektralanalyse von dynamischen Pfahltests; Erste Ergebnisse. Fachseminar 'Dynamische Pfahltests', Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 38, Januar 1991
- [3] Franke, E.; Seitz, J. M.: Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGGT für dynamische Pfahlprüfungen. Geotechnik 9 (1986)
- [4] Hartung, M.: Integritätstests an Modell- und Bauwerkspfählen. Fachseminar 'Dynamische Pfahltests', Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 38, Januar 1991
- [5] Plaßmann, B.: Dynamisches Strukturmodell von Pfählen. Diplomarbeit: Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1996, unveröffentlicht
- [6] Stadel, D.; Wienholz, B.: Integritätsprüfung an Modellpfählen. Studienarbeit: Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1990, unveröffentlicht
- [7] Wienholz, B.: Integritätsmessungen. Fachseminar 'Pfahl-Symposium', Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 48, Februar 1995

STATNAMIC-Prüfbelastungen

Effiziente und verlässliche Prüfbelastungen in einem Bruchteil der für eine statische Prüfbelastung erforderlichen Zeit.

Prüfbelastungen von Pfählen zwischen 10 und 3000 t.

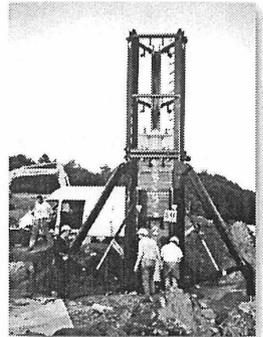
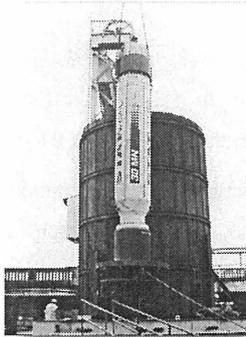
Im Bereich bis 400 t können mehrere Pfähle täglich getestet werden.

Im Bereich zwischen 400 und 3000 t kann in ein bis zwei Tagen ein Pfahl einem Test unterzogen werden.

Lediglich 5 % der Masse einer statischen Prüfbelastung erforderlich. Ergebnisse sofort verfügbar.

Verwendung in bereits mehr als 10 Ländern.

FFDS



Weitere Pfahlprüfungsgeräte der Niederländischen Organisation für angewandte naturwissenschaftliche Forschung (TNO):

- PDA - Rammbegleitende Prüfung.
- DLT - Stoßprüfung von Pfählen.
- THICK - Betondickemessungen.
- SIT - Integritätsprüfung.
- PDC - Ramm-Kontrolegerät.
- VDC - Vibrationshämmern-Kontrolegerät.
- VIBRA - Vibrationsregistrierung.
- TNODLT - Stoßprüfungssimulation programm.
- TNOPDP - Computersimulationsprogramm zur Rammprognose mit Dieselhämmern, Hydraulikhämmern, Dampfhämmern und Freifall-Hämmern.
- TNOVDP - Computersimulationsprogramm zur Pfahleinrüttlung mit Vibrationshämmern.

TNO Bauforschung
Postfach 49
2600 AA Delft
Die Niederlanden
Telefoon: +31 15 284 23 49
Fax: +31 15 284 39 96



TNO Unternehmen met Know-how

VON VERGANGENEN ZU JÜNGSTEN FORTSCHRITTEN BEI INTEGRITÄTSPRÜFUNGEN DURCH DIE TNO

Dipl.-Ing. R.J. van Foecken

Dipl.-Ing. P. Middendorp

1 EINLEITUNG

Pfahlgründungen sind wichtige Bestandteile für die Standsicherheit von Bauwerken. Die Qualität der Gründungspfähle muß den hohen Tragfähigkeitsanforderungen entsprechen. Den Qualitätsnachweis (die Integrität) von Bauwerkspfählen wird seit 1973 mit der TNO Pfahl-Integritätsprüfungsmethode "Foundation Pile Diagnostic System (FPDS)" ausgeführt. Mit diesem Integritätsprüfungs- und Auswertesystem (Sonic Integrity Testing / SIT) wurden bisher weltweit über 3 Millionen Pfähle geprüft.

Zunächst wird eine historische Übersicht über die Entwicklungen der Geräte für akustischen Integritätsprüfungen (Hammerschlagmethode) gegeben. Die derzeitigen Geräte und die künftigen Bedürfnisse werden diskutiert. Die Einschränkungen der akustischen Integritätsprüfungsmethode werden erörtert und einige Beispiele präsentiert.

2 ERLÄUTERUNG DER ANGEWANDTEN MEßMETHODE

Die Grundlage und Basis für die akustische Integritätsprüfung an Pfählen sind die eindimensionale Stoßwellentheorie und die Analyse von Reflexionen, die an Impedanzänderungen im Pfahl entstehen. Mit einem Beschleunigungsaufnehmer werden die Geschwindigkeiten (Teilchengeschwindigkeit) gemessen, die an der Meßebe (Pfahloberkante) durch einen Handhammerstoß erzeugt werden. Dabei entsteht eine Druckwelle (Impulswelle), die sich Richtung Pfahlende fortpflanzt. Auch entstehen Reflexionswellen durch Impedanzänderungen im Pfahl, die am Pfahlkopf erneut Geschwindigkeiten erzeugen. Die Art und Größe der Impedanzänderungen bestimmen die reflektierten Wellengeschwindigkeiten am Pfahlkopf. Die Impulswelle und die Reflexionswellen bewegen sich im Pfahl mit einer von Materialkonstanten abhängigen Geschwindigkeit (Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit).

Druckspannungswellen entstehen an Querschnittserweiterungen, bei Zunahme der Betonqualität und in der Regel bei zunehmender Mantelreibung (Pfahl-Boden-System). Zugspannungswellen werden an Querschnittsabminderungen, Hohlräumen, Rissen, Fugen, bei Verminderung der Materialqualität, abnehmender Mantelreibung und am Betonende des Pfahles erzeugt. Jeder Pfahl wird von der Meßebe mit drei Meßsignale geprüft. Die repräsentativen Meßsignale werden für die Auswertung gespeichert und nach dem FPDS-System bearbeitet.



3 EINE KURZE ÜBERSICHT DER ENTWICKLUNG VON FPDS

1973 betrieb TNO Forschungen zum Zwecke der Bestimmung von Form und Länge von Ortbeton-Pfählen für das niederländische Ministerium für Wasserwirtschaft und Öffentliche Arbeiten. Die ersten Ergebnisse waren sehr vielversprechend. Die gemessene Reaktion an der Pfahloberkante wurde auf UV Papier mit hohen Geschwindigkeit festgehalten. Am Ende der siebziger Jahre wurde das FPDS-0 für das Integritätsprüfungs- und Auswertesystem entwickelt und war kommerziell verfügbar. Einer der ersten kommerziellen Anwender war Cementation in Großbritannien. Das FPDS-0 Meßgerät besteht aus einem Signalprozessor und einem Speicheroszilloskop. Das Beschleunigungssignal wird analog verstärkt, integriert und gefiltert. Die Aufzeichnung erfolgt im einfachsten Fall mit einer Polaroidkamera. Die Ergebnisse wurden auf Polaroidfotos festgehalten, die in der Zukunft bei Bedarf als Referenzmaterial dienen können. Der Beschleunigungsaufnehmer ist von Bruel&Kjaer und besitzt einen Frequenzbereich von 0,2 - 9000 Hz. Bild 1 zeigt das Oszilloskop mit Kamera und aufgesetztem Signalprozessor. Bild 2 zeigt einige typische Integritätsmessungen.

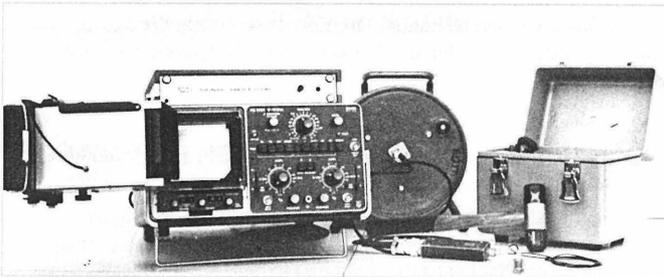


Bild 1: FPDS-0 System mit Oszilloskop und Polaroidkamera

Mitte der achtziger Jahre wurde das FPDS-1 auf der Grundlage einer Unix-Workstation rund um den 16-Bit MC68000-Chip mit eingebauten Tastatur, Diskettenlaufwerk, graphischen Bildschirm, Drucker/Plotter gebaut. Das Signal wurde kurz nach der Signalerfassung mit 12 Bit digitalisiert, um zu gewährleisten, daß alle nachfolgende Bearbeitungsschritte den höchsten Standards entsprachen und damit die Präzision der dargestellten Ergebnisse gesichert würde.

Das Gerät verfügte über einige automatische Funktionen, dem erfahrenen Operator stehen jedoch auch zahlreiche Möglichkeiten zur Verfügung, auf ein bestimmtes, eingegangenes Signal zu reagieren, was ihn in die Lage versetzte, bestimmte Ergebnisse zu übergehen, zu vergrößern oder zu klären, wie dies für eine einfache Interpretation notwendig war. Das FPDS-1 System ist derzeit noch immer bei Kunden für die SIT in Verwendung. Das FPDS-1 wird in Bild 3 dargestellt.

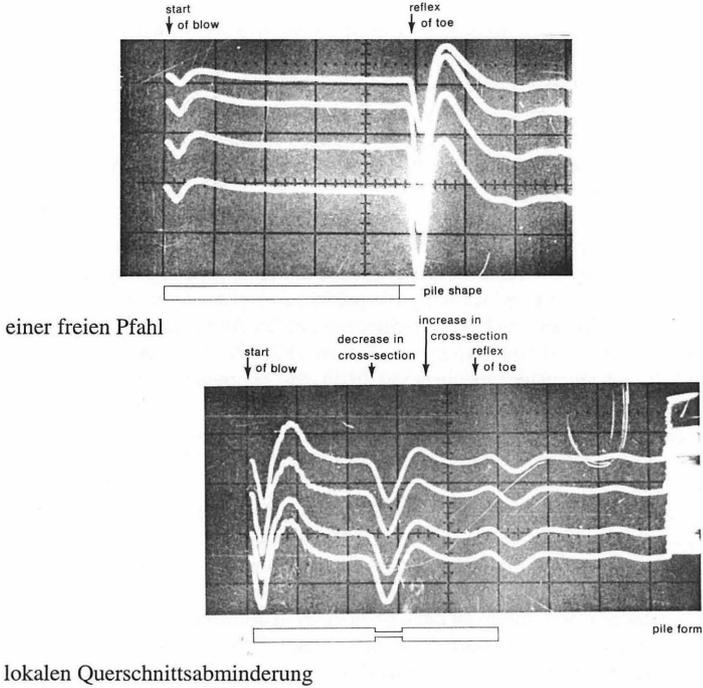


Bild 2: Gemessenes Signal eines Pfahles mit einer freien und lokalen Querschnittsabminderung



Bild 3: FPDS-1 System

Im FPDS-2 wurde eine Trennung der Aufbereitung von Computer und Signal eingeführt. Dies ist immer noch die Grundlage für die FPDS-Geräte. Das FPDS-2 basierte auf einem tragbaren IBM-kompatiblen PC/AT-Computer unter MD-DOS, ausgerüstet mit einer 20 MB-Festplatte für die Speicherung von Programm und Daten sowie einem Fließkommacoprozessor. Das System wurde 1986 vorgestellt. Für jede Anwendung waren

spezifische Sensoren, ein Subsystem für die Signalverarbeitung sowie entsprechende Software vorhanden, wie etwa rambbegleitende Prüfung und Stoßprüfung von Pfählen (PDA/DLT). Die hauptsächlichen Vorteile dieses Systems bestehen darin, daß keine Kenntnisse über Elektronik, Echtzeitdarstellung von Signalen und automatischen Steuerungen sowie von Warnhinweisen und Fehlermeldungen erforderlich sind; es wird nur eine begrenzte Anzahl von Bauteilen benötigt. Weder ein Kassettenrecorder noch ein Oszilloskop werden benötigt.

Zu Anfang der neunziger Jahre wurde das FPDS-3 System eingeführt. Es beruhte auf einem Grid® Computer (80386-Prozessor) und einem Subsystem mit einem Analog-Digital-Wandlernkarte (ADC) und einer speziell für Integritätsprüfungen konstruierten Karte. Das Subsystem (auch für FPDS-2) kann auch die verschiedenen FPDS Anwendungen, wie etwa die rambbegleitende Prüfung und Stoßprüfung von Pfählen (PDA/DLT), STATNAMIC Probelastung (STN), Schwingungsmessungen (VIBRA) usw. übernehmen. Jede dieser Optionen besteht aus speziell konstruierten Karten, Sensoren, Software und Zubehörteilen. Diese Tendenz begann mit dem FPDS-2 System. Die automatische Signalverarbeitung in FPDS-2 befreit den Nutzer vom Austarieren der Brücke und der Auswahl des Meßbereichs.

Das FPDS-3 läßt sich auch ohne das Subsystem für SIT verwenden. Der GRID Computer enthält eine spezielle Verarbeitungseinheit für die SIT. Dieses System wird "Consultant System" genannt. Der Hauptvorteil für die SIT bestand in der Gewichtsreduzierung.

Beim FPDS-3 wurde das SIT-Verfahren um die Option eines instrumentenbestückten Hammers erweitert. Mit einem speziell instrumentenbestückten Hammer (ein in einem Hammerkopf enthaltener Beschleunigungsaufnehmer) läßt sich die Aufprallstärke (Kraft) erfassen. Die Konstruktion des Hammerkopfes, die Aufprallkappe, die Empfindlichkeit des Beschleunigungsmessers und die Steifheit des Hammerstiels produzieren ein Belastungsimpulssignal, das die Amplitude und die Phase perfekt wiedergibt. Da sich die Kraft proportional zur Geschwindigkeit am Pfahlkopf verhält, ist die Form der Kraft- und der Geschwindigkeitskurven identisch, bis mit dem Beschleunigungsaufnehmer eine Reflexion aufgezeichnet wird. Durch einen Vergleich des Kraftsignals mit dem Geschwindigkeitssignal lassen sich Defekte in den ersten 2 Metern des Pfahles aufspüren. Die Kraft entspricht dem Widerstand des Pfahlkopfes mal der Geschwindigkeit.

1993 wurde FPDS-4 als ein in einem kleinen Gehäuse untergebrachtes, sehr robustes und wirtschaftliches Prüfgerät entwickelt. Es enthält einen 80486er Prozessor, eine Festplatte mit 80 - 200 MB, einen eingebauten graphischen Bildschirm und eine Tastatur. Beide Bauteile sind gegen Wasser- und Staubeinwirkung geschützt.

Unlängst wurde das FPDS-5 System auf der Grundlage eines Notebook-PC mit einem separaten Subsystem für Signalverarbeitung und einer ADC-Karte entwickelt. Die Datenübertragung zwischen Subsystem und Notebook erfolgt über PCMCIA-Karte und -Kabel. Das System wird für PDA/DLT und STN empfohlen, eignet sich aber auch für das SIT.

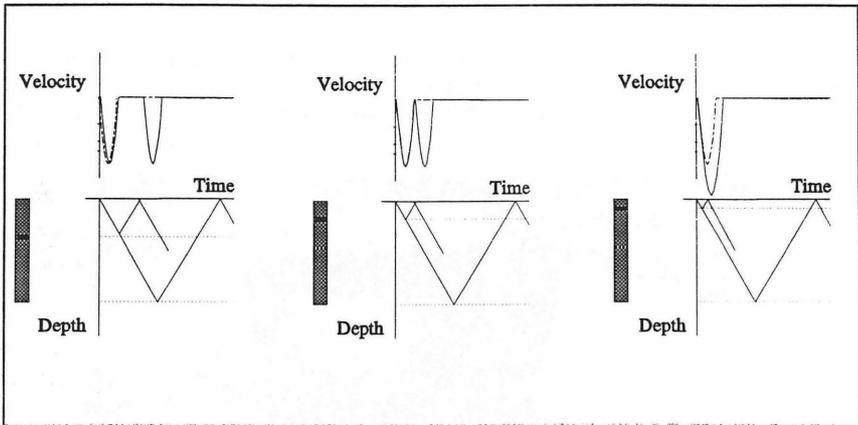


Bild 4: Ergebnisse mit dem instrumentenbestückten Hammer für einen Pfahl mit einem Defekt im oberen Bereich

4 DER DERZEITIGE STAND BEI INTEGRITÄTSPRÜFUNGEN

Das System FPDS-6 stellt einen neuen Ansatz bei Geräten zur Fundamenteprüfung dar. Das FPDS-6 ist eine Hard- und Software-Kombination für SIT, ausgelegt auf einen Einsatz mit einer ganzen Reihe unterschiedlicher IBM-kompatibler PCs mit PCMCIA-Steckplatz. Die Hardware des SIT besteht aus einer PCMCIA-Karte, einem Kabel, einem Sensor und einem Hammer. Die PCMCIA-Karte enthält die gesamte Elektronik (300kHz, 14 Bit) für Datenerfassung und Signalverarbeitung auf einem Raum von nur 85 x 55 x 5 mm. Abgesehen von Gewichts- und Platzersparnis, erhöht diese Neuerung die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems dramatisch und verlängert die Lebensdauer. Der Anwender kann sein eigenes Notebook oder einen Handheld verwenden (siehe Bild 5).

Die SIT-Software ist anwenderfreundlich und läßt sich über ein Menü oder einen Sensorbildschirm steuern. Kenntnisse über die elektronischen Funktionen sind nicht erforderlich, da der Computer alle elektronischen Funktionen übernimmt. Das System gibt ggfs. Empfehlungen und Warnhinweise ab. Signale und Daten werden automatisch gespeichert und lassen sich auf einfache Weise aufrufen. Automatische Berichtsgeneratoren reduzieren die für das Verfassen von Aufstellungen erforderliche Zeit.

5 EINSCHRÄNKUNGEN BEI INTEGRITÄTSPRÜFUNGEN

5.1 Allgemein

Der Hammerschlag erzeugt eine Druckwelle, die sich durch den Pfahl fortpflanzt und anschließend vom Pfahlfuß und von Unregelmäßigkeiten im Pfahlschaft reflektiert wird.

Defekte wie ein Einschluß, ein Loch, ein Hohlraum oder ein Riß werden in dieselbe Richtung wie der Hammerschlag reflektiert. Eine Querschnittserweiterung wird in die Gegenrichtung reflektiert. Durch akustische Integritätsprüfungen meßbare bzw. nicht meßbare Eigenschaften werden in Tabelle 1 aufgelistet.



Bild 5: SIT-Gerät mit PCMCIA-Karte, basierend auf einem Notebook-PC oder einem "Hard Body" Computer.

Tabelle 1: Einschränkungen bei Integritätsprüfungen

Meßbar	Nicht meßbar
Einschluß	Allmähliche Querschnittsvergrößerung
Riß	Allmähliche Querschnittsabminderung
Verbindung	Kurvenförmig
Querschnittsvergrößerung	Kleiner Einschluß
Querschnittsabminderung	Örtlicher Bedeckungsverlust
Materialänderungen	Schutt
Änderungen in den Bodenschichten	
Kleine Einschüsse	

Die akustische Integritätsprüfung ist ein wirksames Werkzeug zur Prüfung der Qualität von Gründungspfählen, wobei die Methode gewissen Beschränkungen unterliegt:

- * Eindringtiefe: Die Stoßwellenamplitude wird durch die dämpfenden Eigenschaften des umgebenden Bodenmaterials und die innere Materialdämpfung abgeschwächt. Ein steifer Boden wird eine größere Dämpfung als ein weicher hervorrufen. Bei überlangen Gründungspfählen oder zu starker Dämpfung können die reflektierten Wellen so schwach werden, daß sie nicht mehr wahrnehmbar sind. Die tatsächliche Eindringtiefe bei SIT richtet sich nach den Bodenverhältnissen und der Fähigkeit der Geräte, auch schwache Reflexionen wahrzunehmen. In den Niederlanden lassen sich ohne weiteres Eindringtiefen von 50 D und mehr erzielen.
- * Tragfähigkeit: Die Verschiebung des Gründungspfahls unter dem kleinen Hammerschlag beträgt nur den Bruchteil eines Millimeters und ist als Indiz für eine bestimmte Tragfähigkeit bedeutungslos. Falls derartige Informationen gewünscht werden, sollte ein statischer, ein dynamischer oder ein STATNAMIC-Belastungsversuch durchgeführt werden.
- * Es werden keine Informationen über geringe Defekte wie lokale Bedeckungsmängel der Bewehrung, kleine Einschlüsse etc. gewonnen.
- * Es werden keine Informationen über Schutt am Pfahlfuß gewonnen.
- * Die Genauigkeit aller Resultate richtet sich nach den Eingabewerten, wie Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit, Elastizitätsmodule und Größe des Pfahlquerschnitts.

Die Möglichkeiten der akustischen Integritätsprüfung, den Pfahlfuß langer Gründungspfähle zu erkennen, lassen sich durch Erhöhung der Signalauflösung, eine höhere Abfragefrequenz und Auflösung der ADC-Karte sowie eine Verbesserung des Rauschabstandes verbessern. Die Fähigkeit, Defekte aufzuspüren, läßt sich durch Verringerung der Stoßwellenlänge und Erhöhung der Schlagenergie verbessern.

5.2 Stoßwellenlänge

Die feststellbaren Ausmaße von Defekten richten sich nach der Stoßlänge. Um Defekte am Pfahlkopf zu ermitteln, sollte die Stoßlänge 1 m oder weniger betragen. Größere Stoßlängen eignen sich nur zur Ermittlung der Pfahlfußreflexion. Dies wird in Bild 6 anhand einer Simulation der akustischen Integritätsprüfung mit dem TNOSIT-Programm demonstriert. Der Gründungspfahl wird aus Elementen verschiedener Querschnitte modelliert. Am Pfahlkopf wird eine sinusförmige Geschwindigkeit aufgebracht. Die errechnete Reaktion des Pfahlkopfes ist in Bild 6 dargestellt. Bei einer zu großen Stoßlänge besteht keine klare Differenzierung zwischen dem zugefügten Schlag und den individuellen Reflexionen der Impedanzänderungen. Mit Hilfe des TNOSIT-Programms lassen sich auch die Boden- und Pfahleigenschaften für ein bestimmtes SIT-Signal ermitteln. Bei Verwendung automatischer

Abgleichroutinen wird der Prozeß der Anpassung von Boden und Pfahl viel anwenderfreundlicher.

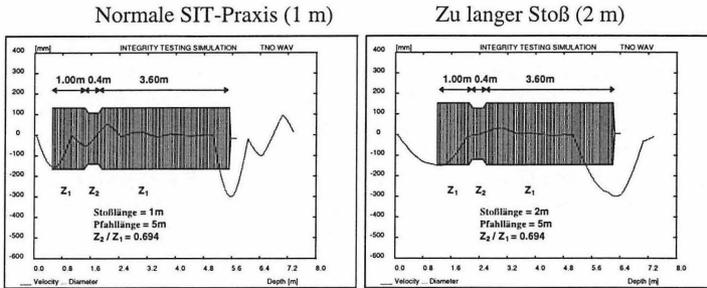


Bild 6: Einfluß der Stoßlänge

Die optimale Stoßlänge beträgt sogar weniger als 1 m (0,25 m für Betonpfähle).

5.3 Mantelreibung und Fußwiderstand

Änderungen in der Bodensteifigkeit oder der Impedanz verursachen Reflexionen, die jedoch im allgemeinen gradueller als Pfahldefekte sind. Die Größe der Mantelreibung variiert entlang der Pfahlänge je nach den Bodenschichten. Bei einer Bodenschichtänderung von steif zu weich (eine Reduzierung der Mantelreibung), scheint der Querschnitt abzunehmen. Im umgekehrten Fall (Anstieg der Mantelreibung) entsteht der Eindruck, als nähme der Querschnitt zu.

Durch zunehmende Mantelreibung und zunehmenden Fußwiderstand wird das Signal reduziert. Um die Reflexion am Pfahlfuß wahrzunehmen, sollte die Mantelreibung kompensiert werden, was sich durch Verstärkung des gemessenen Signals erzielen läßt. Gemäß einer kontinuierlichen exponentiellen Gesetzmäßigkeit wird das Signal bei zunehmender Zeit verstärkt. Die Verstärkung läßt sich zwischen 1 und 1000 einstellen, siehe Bild 7.

In Bild 8 werden einige mittels SIT gewonnene Ergebnisse dargestellt, die an einem Fertigbetonpfahl vor dem Einrammen, unmittelbar danach sowie 1, 3, 6, 22 bzw. 53 Stunden später erzielt wurden. Bei einem Vergleich der Schaubilder sind die verschiedenen Verstärkungsfaktoren zu berücksichtigen. Das erste Signal zeigt den Pfahl vor dem Einrammen; es sind keine Bodeneinflüsse vorhanden. Unmittelbar nach dem Einrammen wird das Signal von der Mantelreibung und dem Fußwiderstand beeinflusst. Der Fußwiderstand ist nach einer Stunde deutlich erkennbar und nimmt mit der Zeit ab. Auch die Mantelreibung nimmt nach dem Einrammen allmählich ab.

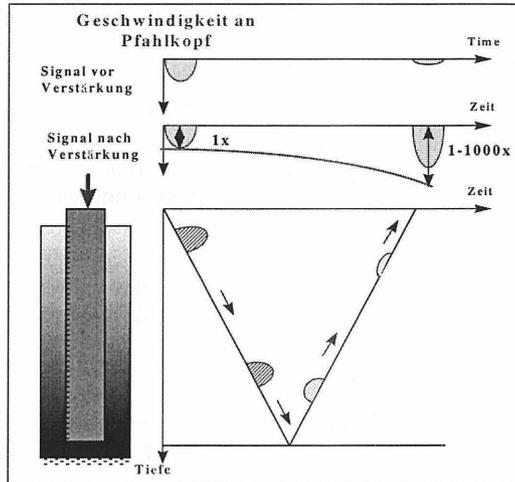
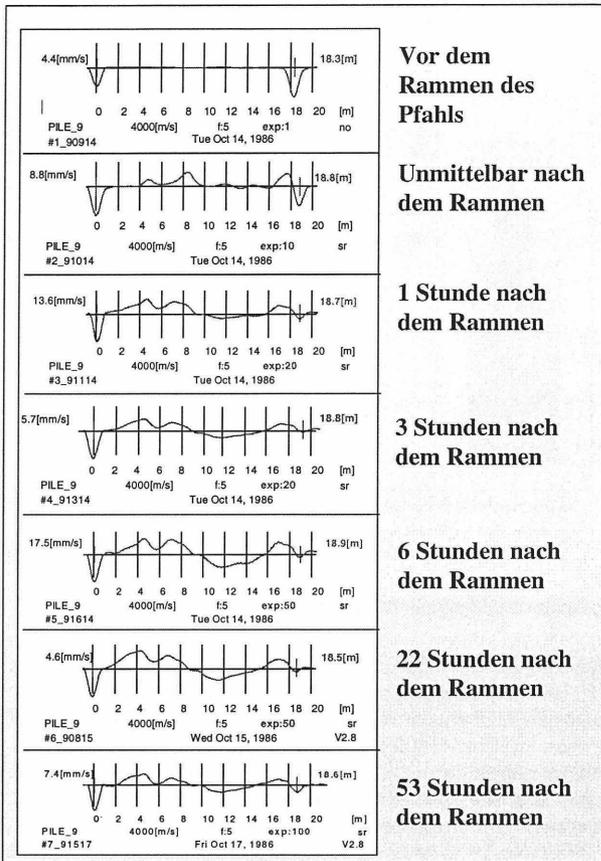


Bild 7: Exponentielle Verstärkung des gemessenen Signals mit der Zeit

5.4 Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit

Die Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit ist einer der Inputparameter für die SIT und bestimmt die Tiefe, in der sich Defekte befinden sowie die Pfahllänge. Die Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit von Betonpfählen richtet sich nach Qualität und Alter des Betons und variiert zwischen 3 600 und 4 400 m/s. Um die tatsächliche Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit zu ermitteln, kann man zwei Beschleunigungsaufnehmer für den Fall verwenden, daß ein Stück des Pfahls aus dem Boden herausragt. Wenn etwa zwei Meter aus dem Boden herausragen, kann der zweite Beschleunigungsaufnehmer 1,5 m unter dem Pfahlkopf angebracht werden. Durch den Schlag auf den Pfahlkopf wird auch die bei 1,5 m passierende Welle gemessen. Die Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit läßt sich aus diesen beiden Meßwerten errechnen.



**Vor dem
Rammen des
Pfahls**

**Unmittelbar nach
dem Rammen**

**1 Stunde nach
dem Rammen**

**3 Stunden nach
dem Rammen**

**6 Stunden nach
dem Rammen**

**22 Stunden nach
dem Rammen**

**53 Stunden nach
dem Rammen**

Bild 8: Bodenaufbau und Einfluß auf die Messung mittels SIT

6 Künftige Tendenzen

Derzeit ist eine Forschungsprojekt im Gange, bei dem die Möglichkeiten untersucht werden, einen Schlag mittels eines elektromagnetischen Hammers (EMH) zu erzeugen. Ein EMH kann einen sehr kurzen Einzelimpuls, eine Schlagserie oder einen Durchlauf mit wechselnden Schlagfrequenzen abgeben. Diese Schläge sind wiederholbar und demnach besser als ein von Hand ausgeführter Hammerschlag, der von Schlag zu Schlag variiert. Der EMH ist eine gemeinsame Entwicklung von Mitsubishi Electric Corporation (Japan) und TNO Bauforschung in den Niederlanden. Ziel ist es, einen Schlag mit einer Stoßlänge von 0,5 oder sogar 0,25 m zu produzieren aufzubringen, wobei genügend Energie zur Messung des

Fußwiderstandes aufgebracht wird. Die mit so kurzen Stoßlängen mögliche Signalauflösung wird in Bild 10 dargestellt.

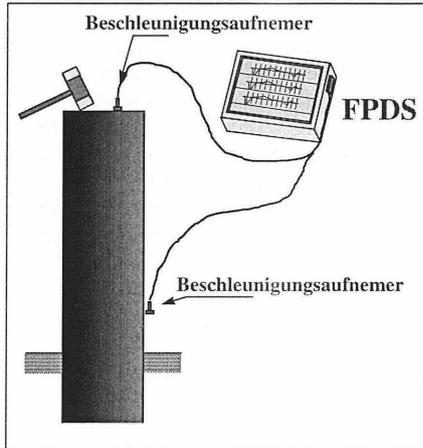


Bild 9: Die Verwendung zweier Beschleunigungsaufnehmer zur Ermittlung der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit.

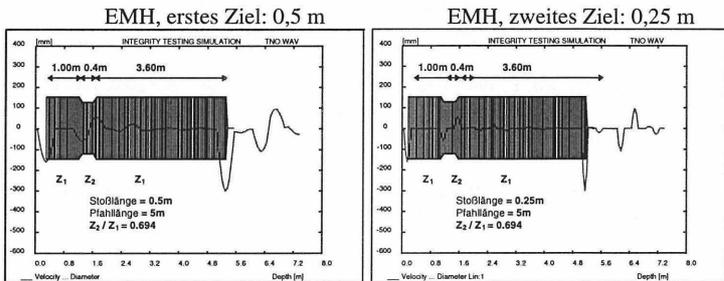


Bild 10: Möglichkeiten zu hoher Signalauflösung und Signalinterpretation bei Verwendung kurzer Stoßlängen

7 Schlußfolgerungen

Mittels SIT läßt sich eine erste Qualitätsprüfung in bezug auf größere Defekte erzielen. Defekte werden frühzeitig erkannt. Pro Tag lassen sich Hunderte von Pfählen prüfen, und das Verfahren ist gegenüber anderen Systemen schnell und wirtschaftlich. Die Geräte sind inzwischen portabel und einfach in der Anwendung geworden. Signalverarbeitung und der

ADC haben Platz auf einer PCMCIA-Karte, wie sie in jedem Notebook-PC verwendet werden kann.

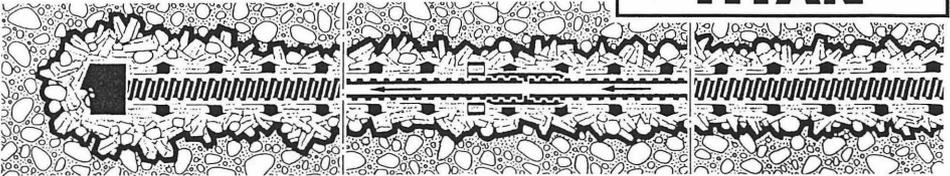
Die akustische Integritätsprüfung ist ein in den meisten Ländern anerkanntes Verfahren. Obwohl es ein überragendes Werkzeug beim Aufspüren größerer Diskontinuitäten in Gründungspfählen ist, lassen sich bestimmte Defekte damit nicht ausfindig machen. Bei kürzeren Stoßlängen kann die Signalauflösung die Signalinterpretation verbessern. Die Zuverlässigkeit von Integritätsprüfungen ist von der Signalqualität, dem jeweiligen Prüfverfahren und der Sachkunde des Ausführenden abhängig. Computersimulationen sind ein vielseitiges Werkzeug zum Sammeln quantitativer Informationen über Diskontinuitäten. Die automatische Signalanpassung ermöglicht eine von den Fähigkeiten des Ausführenden weniger abhängige Interpretation von Integritätsprüfungssignalen.

Literatur

- Koten, H. van. (1965) "Determination of the length and cracking of driven" (Dutch). TNO-IBBC BI-65-87, The Netherlands.
- Koten, H. van, und Middendorp, P. (1981) "Testing of foundation piles". Heron, no 4, vol. 26, The Netherlands.
- Koten, H. van, Middendorp, P. und Van Brederode, P.J. (1980). "Interpretation of Results from Integrity Tests and Dynamic Load," *First International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. Stockholm.
- Koten, H. van, Middendorp, P. und Van Brederode, P.J. (1980). "An Analysis of Dissipative Wave Propagation in a Pile," *First International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. Stockholm.
- Koten, H. van, Middendorp, P. (1980). "Equipment for Integrity Testing and Bearing capacity of Piles," *First International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. Stockholm.
- Bredero, P.J. van, Middendorp, P. und Reiding, F.J. (1984). "Improved Integrity Testing of Piles," *Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. Stockholm.
- Middendorp, P. und Van Brederode, P.J. (1983). "A field monitoring technique for the integrity testing of foundation piles," *International Symposium Field Measurements in Geomechanics*, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich.
- Middendorp, P. und van Weele, A.F. (1986). "Application of characteristic stress wave method in offshore practice," *Third International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Nantes.

- Middendorp, P. und Reiding, F. (1988). "Determination of discontinuities in piles by TNO integrity testing and signal matching techniques," *Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Ottawa, pp. 33–43.
- Middendorp, P. und Bielefeld, M.W. (1993). "Reliability of sonic integrity testing," *Seminar on Evolution in Experimentation for Constructions*, CIAS, Rovinj.
- Reiding, F.J. und Middendorp, P. und Bredero, P.J. Van. (1984). "A Digital Approach to Sonic Pile Testing," *Second International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*, Stockholm.
- Reiding, F.J., Middendorp, P., Schoenmaker, R., Middendorp, F.M., and Bielefeld, M.W. (1988). "FPDS-2, a new generation of foundation pile diagnostic equipment," *3rd International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*, Ottawa.
- Reiding, F.J. (1992). "Computer-Integrated Pile Test Equipment," *4th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*, The Hague.
- Starke, W.F. and Janes, M.C. (1988). "Accuracy and reliability of low strain integrity testing," *Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Ottawa, pp. 19–32.
- Ulrich, G., Stocker, M., (1983) "Integritätsuntersuchung an präparierten Betonpfähle," Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau.

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



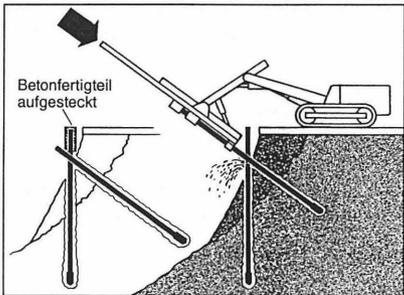
Auftriebsicherung



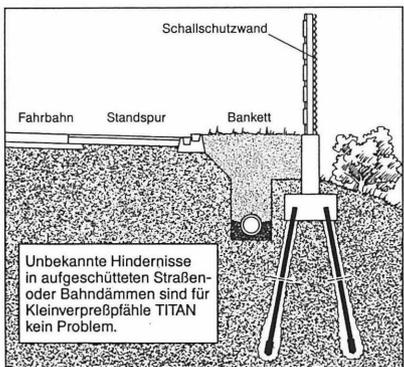
Bankettsicherung

durch Bodenvernagelung

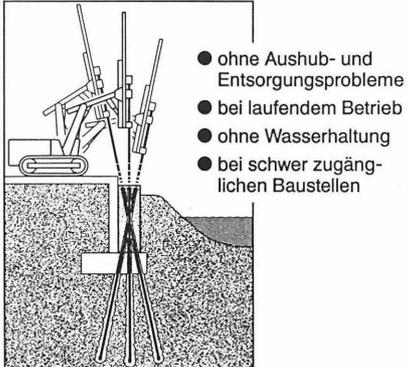
- nur halbseitige Straßensperrung
- ohne zusätzliche Belastung der Straße durch Ab- und Zufuhr
- ohne zusätzliche Belastung der Böschung



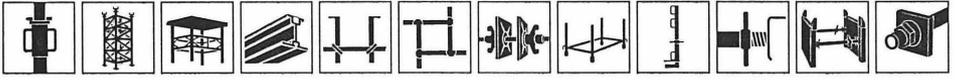
Gründung von Schallschutzwänden



Fundament-Verstärkung und Nachgründung



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



ERFAHRUNGEN MIT GEBOHRTEN VERPRESSPFÄHLEN TITAN

Dipl.-Ing. Ernst F. Ischebeck / Friedr. Ischebeck GmbH, D- 58256 Ennepetal

1. STAND DER TECHNIK

Die neuere Entwicklung von Verpreßpfählen nach DIN 4128 "Verbundpfähle mit kleinem Durchmesser" ist gekennzeichnet durch:

MV-Pfahl
duktiler Gußrohre
deklassierte Ölfeldrohre
GEWI-Pfahl
TITAN-Pfahl

Der GEWI-Pfahl besteht aus einem schraubbaren Betonstahl mit zwangsläufiger Rißweitenbegrenzung. GEWI-Stahl ist eine Erfindung der Dyckerhoff & Widmann AG und bauaufsichtlich zugelassen.

Der GEWI-Stahl wird in eine verrohrte oder standfeste Bohrung eingebaut und mit Zementleim verpreßt.

Die Weiterentwicklung ist der gebohrte Verpreßpfahl TITAN, der "GEWI-Stahl mit Loch" - salopp ausgedrückt - gleichermaßen Bohrstange und Pfahl. Über 10 Jahre Erfahrungen mit gebohrten Ankerpfählen TITAN möchte ich berichten.

2. DER NEUE WEG BEI GEBOHRTEN ANKERPFÄHLEN TITAN

(Folie 1) Neu ist der Bewehrungsstab - das Stahlrohr mit Betonstahlgewinde aus Feinkornbaustahl St E 460 nach DIN 17102; neu ist aber auch die Verfahrenstechnik der Pfahlherstellung.

2.1. Stahlrohr mit Betonstahlgewinde (Folie 2)

Z. Zt. sind 6 verschiedene Größen verfügbar von 100 bis 900 kN Gebrauchslast. Wir haben folgende Bezeichnungen gewählt: z.B. TITAN 73/53 mit 554 kN Gebrauchslast.

TITAN = Warenzeichen der Friedr. Ischebeck GmbH
73 = Außendurchmesser in mm
53 = Innendurchmesser in mm.

Bei gleichem Querschnitt und Gewicht ist ein Rohr gegenüber einem Vollstab günstiger bezüglich Biegung, Querdruck und Mantelreibung.

Gerade für Ankerpfähle ist die Stahlqualität wichtig. (Folie 3)

Die Folie zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linien üblicher Betonstähle (GEWI-Stahl), Spannstähle und Litzen im Vergleich zum Feinkornbaustahl TITAN. Der lineare Verlauf im elastischen Bereich, der für die Bemessung der Gebrauchslast wichtig ist, interessiert hier weniger. Wichtig sind die sehr unterschiedlich großen plastischen Bereiche, ein gutes Maß für die aufnehmbare Verformungsarbeit und die verfügbaren Verformungsreserven, die Kerbschlagarbeit und Reißausbreitungsgeschwindigkeit der verschiedenen Stähle. Feinkornbaustahl ist bauaufsichtlich zugelassen unter Z-30.-89.1

2.2. Neu ist die Verfahrenstechnik der Pfahlherstellung

Es wurde eine einheitliche Verfahrenstechnik entwickelt, die ohne große Voruntersuchungen bei allen Böden anwendbar ist.

(Folie 4) **Drehschlagende Bohrhämmer** - pneumatisch oder hydraulisch angetrieben - sowie eine Außenspülung über Spülkopf mit Stützflüssigkeit.

(Folie 5) **Verschiedene Bohrkronen für unterschiedliche Böden -**

Warzenbohrkrone für verwitterten Fels

Kreuzbohrkrone mit Führungsrohr im Sand

Drallbohrkrone im Mergel

Rammspitze für bindige Böden und hohen Grundwasserstand

Lehmbohrkrone mit rückwärts gerichtetem Spülkanal

Lehmbohrkrone mit 2 Düsen 2,3 mm \varnothing für Minijetgrouting.

(Folie 6) **Spül- und Stützflüssigkeit ist Zementleim** mit einem $W/Z = 0,7$. Unter dem üblichen Spüldruck von ca. 15 bar wird das Wasser abgefiltert und der Filterkuchen stabilisiert das Bohrloch; ähnlich wie es von Großbohrpfählen nach DIN 4014 bekannt ist. Den Filterkuchen kann man auch als Primärinjektion bezeichnen, die den Scherverbund zwischen Verpreßkörper und Boden verbessert. Der Zement verzahnt sich mit dem Korngerüst des Bodens. Durch dreh-schlagendes Bohren mit Zementdickspülung kommt es zu einer Bodenverbesserung; wie bei Verdrängungspfählen; wie bei einer Rüttelflasche im Beton. Der Verpreßkörper beträgt bei Sand und Kies min. 2 x Bohrkronendurchmesser; bei bindigem Boden nur 1 x Bohrkronendurchmesser.

Verpreßt wird ohne Vorschub, jedoch dreh-schlagend mit einem Zementleim $W/Z = 0,4$, ohne Sand und ohne Einpreßhilfe.

Trotz offenem Bohrloch, - ohne Packer - steigt der Verpreßdruck in der Endphase auf min. 30 bis 60 bar; je nach Boden.

Der Druckanstieg ohne Packer läßt sich so erklären, daß die schnell erstarrten Zementsteinschollen, die sich im Bohrkanal nach außen schieben, zwischen rotierender und schwingender Bohrstange und Bohrlochwandung verkeilen und zerrissen werden, so daß sich ein natürlicher Packer bildet, gegen den sich ein meßbarer Druck aufbaut. Immer wieder wird frischer Zementleim zwischen die Zementsteinschollen gepreßt, so daß das bei bindigen Böden übliche Nachverpressen in den Verpreßvorgang von Hause integriert ist. Wenn der Verpreßdruck stimmt, entwickelt der Pfahl genügend Mantelreibung und hält. Daher gehört die Aufzeichnung des Verpreßdrucks in jedes Qualitätssicherungsprogramm nach DIN 9001.



(Folie 7) Verpreßpfähle werden an ihrem **Trag- und Setzungsverhalten** gemessen. Die äußere Grenztragfähigkeit ist bei gebohrten und verpreßten Ankerpfählen 2 bis 5 x höher als bei nur gerammten Pfählen. Maßgebend für die bleibenden Setzungen sind die Scherverformungen zwischen Boden und Verpreßkörper. Die elastischen Setzungen sind bei den Pfählen gleich und bodenabhängig.

(Folie 8) ist für die **Vorbemessung** eines Verpreßpfahls TITAN 73/53 in Sand/Kies. Der Zusammenhang zwischen Boden- gekennzeichnet durch Pressiometer - Spitzenwiderstand, SPT-Zahl, Lagerungsdichte - sowie Bohrwerkzeug, Grenzmantelreibung und min. Verankerungslänge. Diese Darstellung beruht auf franz. Veröffentlichungen von Prof. Bustamante.

3. EINSATZ VON VERPRESSPFÄHLEN TITAN

Die selbstbohrenden Bewehrungsstäbe können gleichermaßen als

(Folie 9) Verpreßanker nach DIN 4125
Verpreßpfähle nach DIN 4128
verpreßte Bodennägel
Injektionslanzen

eingesetzt werden.

Ich möchte hier über Erfahrungen mit gebohrten Verpreßpfählen berichten.

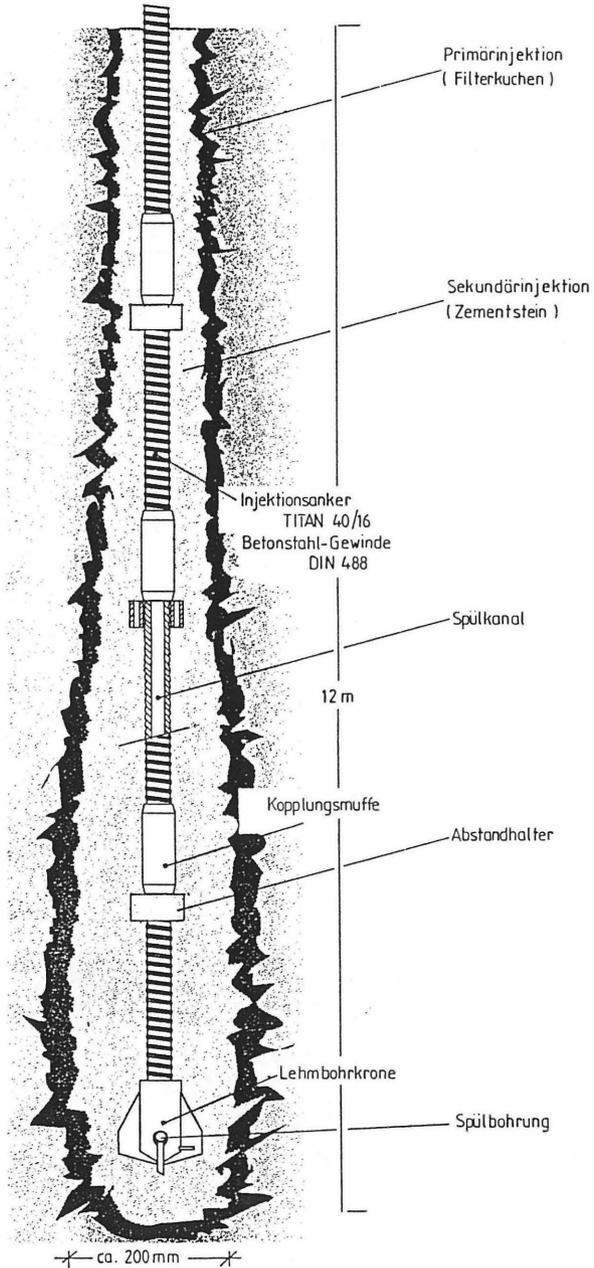
vorteilhaft: hohe Gebrauchslasten bei schwierigen Böden
wirtschaftlich vergleichbar mit Rüttel-Injektions-Pfählen
für kleinere Baumaßnahmen wie Klärbecken, Unterführungen etc.

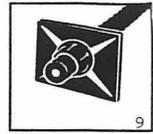
(Folie 10) **Auftriebsicherung in Berlin**, Ecke Friedrichstr./Unter den Linden
vorteilhaft: hohe Gebrauchslasten bei schwierigen Böden
wirtschaftlich vergleichbar mit Rüttel-Injektions-Pfählen
für kleinere Baumaßnahmen wie Klärbecken, Unterführungen etc.

- (Folie 11) **Fundamentverstärkung und Nachgründung**
ohne Aushub- und Entsorgungsprobleme
bei laufendem Betrieb
ohne Wasserhaltung
bei schwer zugänglichen Baustellen
- (Folie 12) **Gebohrte Ankerpfähle für Kaimauern im Hamburger Hafen**
- (Folie 13) **Tessiner-Mauer**
- (Folie 14) - nur halbseitige Straßensperrung
- alte Straße und Stützmauer bleibt erhalten
- Gründung und Rückverankerung der neuen Mauer mit gebohreten Verpreßpfählen TITAN
- (Folie 15) **Gründung von Brückenpfeilern Varbybro in Schweden mit gebohreten Verpreßpfählen TITAN 103/78,**
Bauunternehmen: Stabilator / Skanska
Durch einen geschütteten Steindamm und den darunter liegenden Seeton wird ein (verlorenes) Schutzrohr 179 mm Durchmesser mit Imlochhammer gebohrt. Im Schutze dieses Schutzrohres wird der Ankerpfahl TITAN 103/78 weitere 12 m in die Grundmoräne gebohrt.
- (Folie 16) **Gründung von Brückenpfeilern in Venezuela TITAN 103/78**
Kombinierte Platten-Pfahl (KPP) - Gründung im Erdbebengebiet, im schwer zugänglichen Hangschutt
- Folie 17) **Gründung von Hochspannungsmasten mit Verpreßpfählen TITAN**
- (Folie 18) **Kupplungsmutter mit Nachverpreßventil (Manchon manchette)**
für das in Frankreich genormte IRS-System für Verpreßpfähle
I = Injektion; R = Reversible; S = Selective



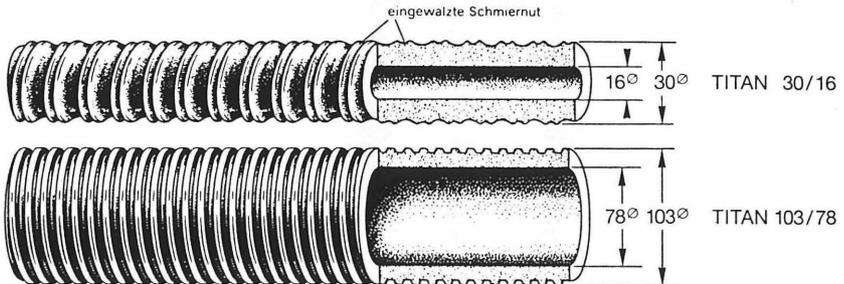
(Folie 19) **Mini-Mono-Jet-Grouting** mit Verpreßpfählen TITAN 40/16
Fa. Bachy beim Neubau von France Television an der Seine, in Kreide





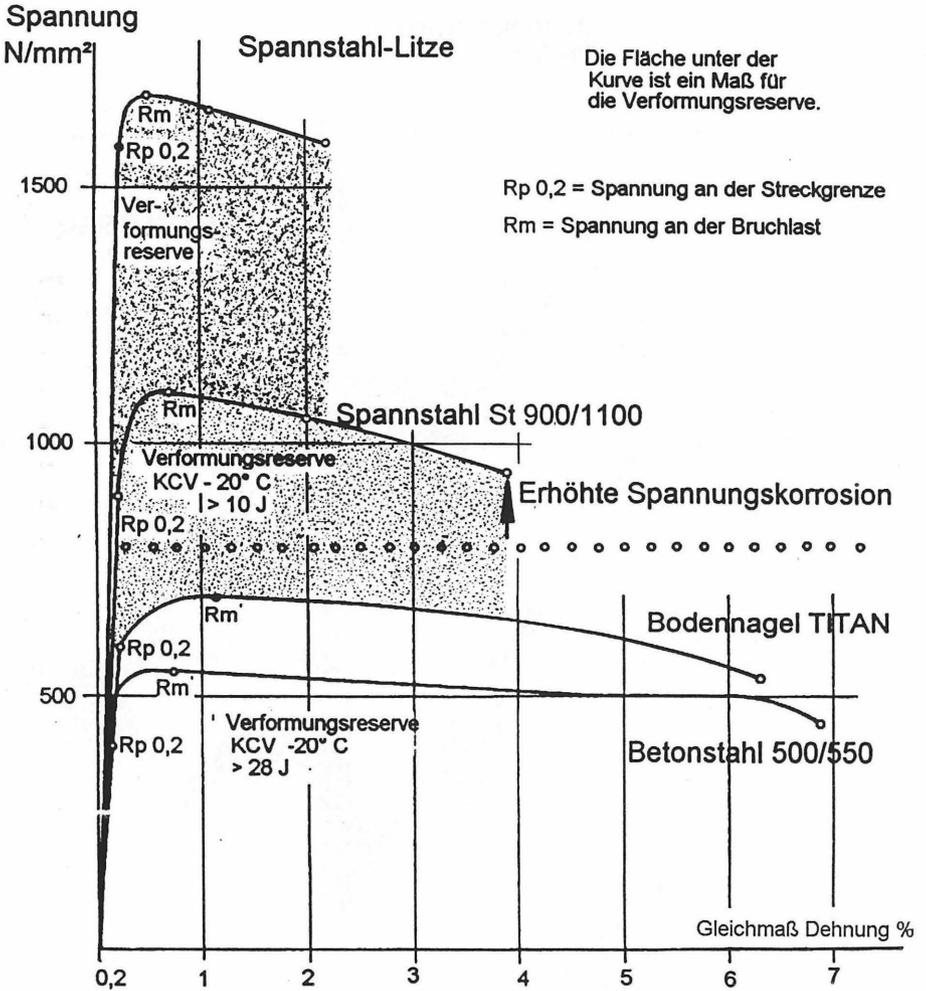
Technische Daten

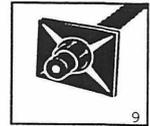
Ankertyp / Pfahltyp	Einheit	TITAN 30/16	TITAN 30/11	TITAN 40/16	TITAN 52/26	TITAN 73/53	TITAN 103/78
Außendurchmesser	mm	30	30	40	52	73	103
Außendurchmesser für stat. Berechnung	mm	27,2	26,2	37,1	48,8	69,9	100,4
Innendurchmesser	mm	16	11	16	26	53	78
zul. Belastung auf Zug und Druck	kN	100	150	300	400	554	900
zul. Querkraft	kN	58	88	164	240	329	535
Bruchlast	kN	220	320	660	929	1160	1950
Gewicht	kg/m	3,0	3,5	6,9	10,5	12,8	24,7
kleinster Querschnitt	mm ²	382	446	879	1337	1631	3146
Kraft an der Fließgrenze	kN	180	260	490	730	970	1570
Fließspannung	N/mm ²	470	580	560	550	590	500
Trägheitsmoment	cm ⁴	2,37	2,24	8,98	25,6	78,5	317
Widerstandsmoment	cm ³	1,79	1,71	4,84	10,5	22,4	63,2
Plast. Widerstandsmoment	cm ³	2,67	2,78	7,83	16,44	32,1	89,6



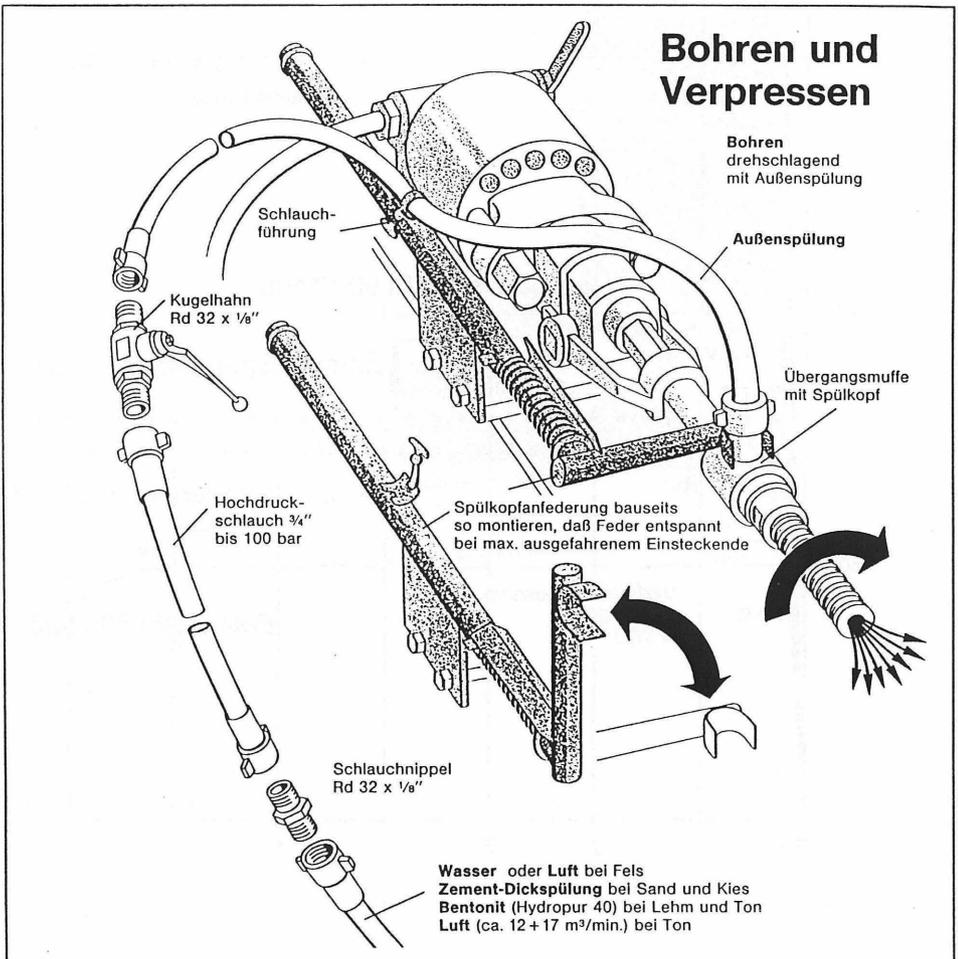


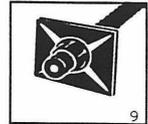
Spannungs/Dehnungs-Linien für Ankerstähle





**Die Verfahrenstechnik
des Injektionsankers
TITAN**
**Bohren, Verpressen,
Prüfen.**





Bohren

Injektionsanker
= Bohrgestänge

Panzerschnitten
aufgeschweißt,
für kurze Bohrungen
im Fels.
Verlängerung nicht
möglich!

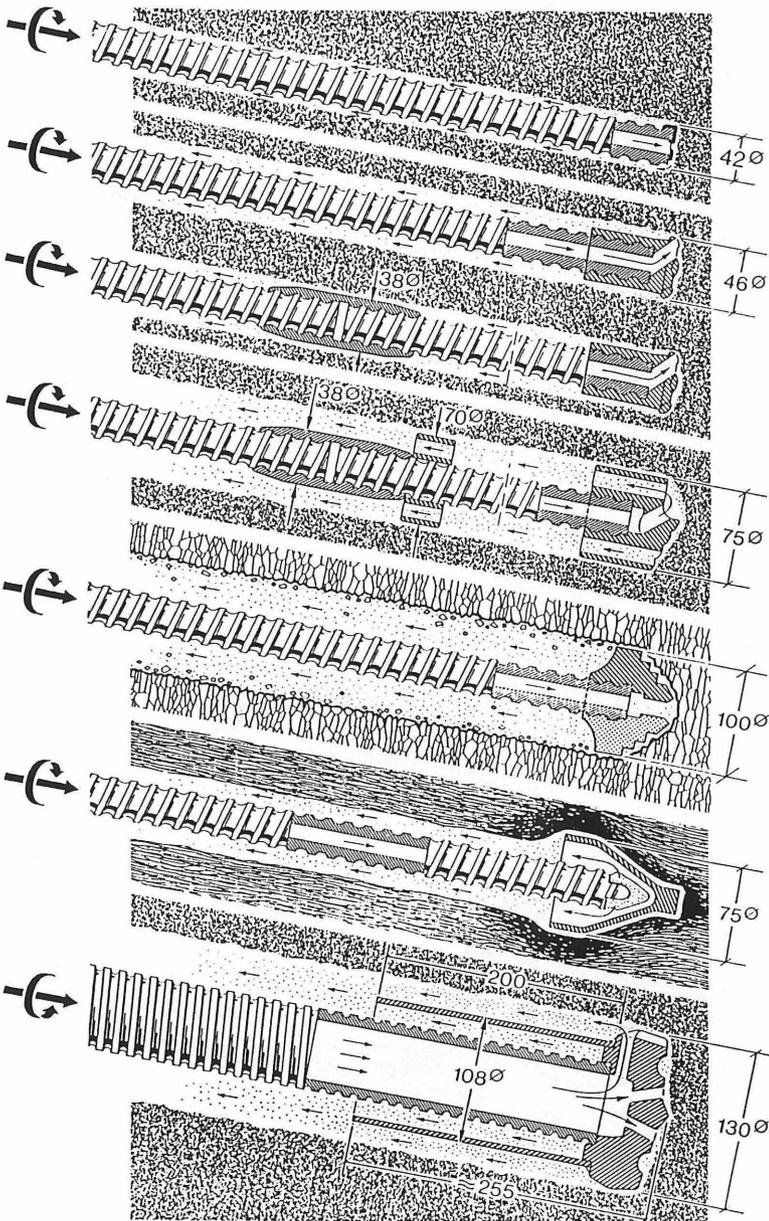
Warzenbohrkrone
aufschraubbar,
im Fels,
min. 10 mm Zement-
steinüberdeckung

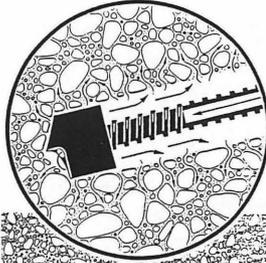
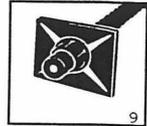
Verlängerung
mit Kupplungsmutter

Kreuzbohrkrone
aufschraubbar,
für Lockergestein
und Boden,
min. 20 mm Zement-
steinüberdeckung

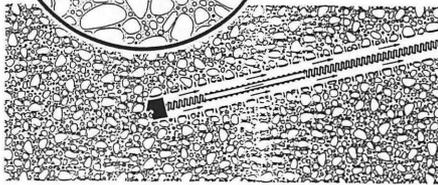
Rammspitze
aufschraubbar, für
leichte umlagerungs-
fähige Böden,
bei hohem Grund-
wasserstand
für bindige Böden

Kreuzbohrkrone
angeschweißt,
mit Führungsrohr,
für drehendes und
dreh-schlagendes
Bohren

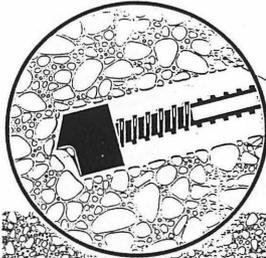




1 Bohren

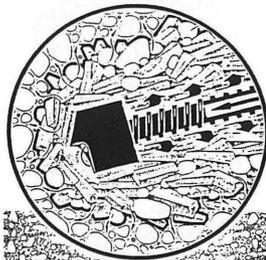
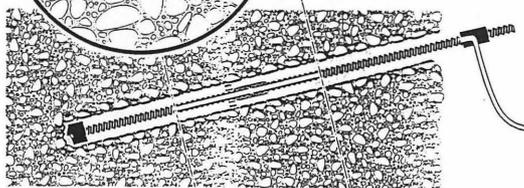


10 ÷ 20 bar
Dickspülung
W/Z - 0.7



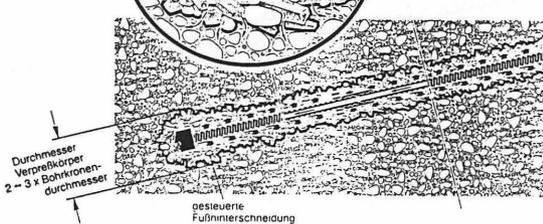
2 Bodenverbesserung durch dreh-schlagendes Bohren mit Zement-Dickspülung

Filterkuchen
verhindert Einbrüche

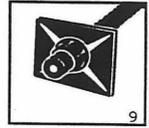


3 Verpressen und Nachverpressen bei rotierender Bohrstange

Verkeilen von Zementstein-Schollen im
Bohrspalt führt zu natürlichem Packer.
Druckanstieg von 30 bis 60 bar

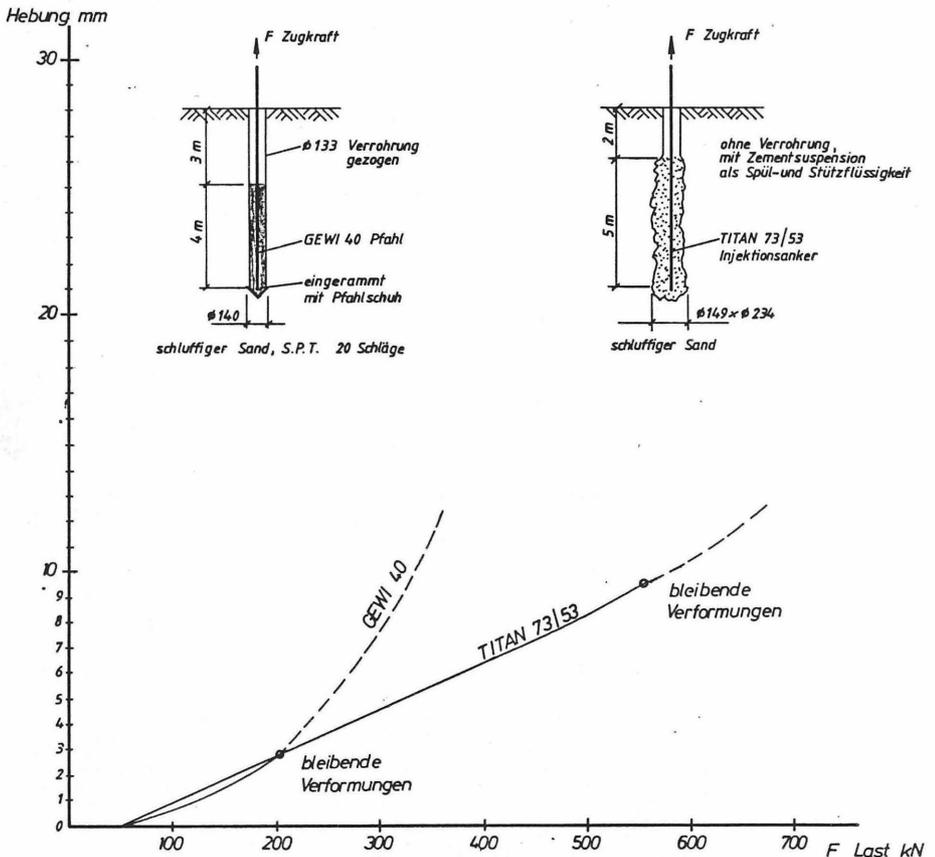


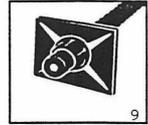
30 ÷ 60 bar
W/Z - 0.4



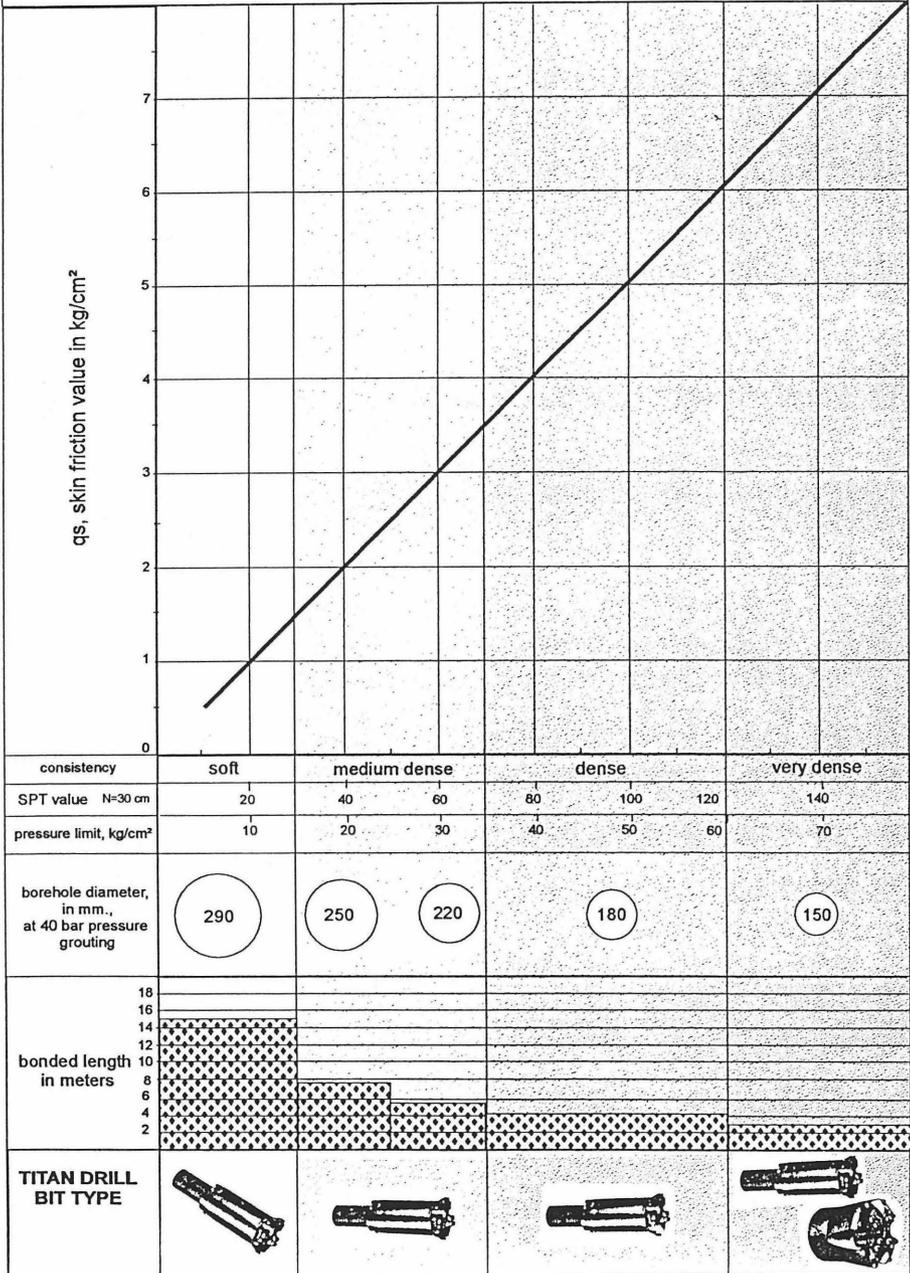
Last-Hebungskurven von 7m langen Verpreßpfählen in gleichem schluffigem Sand.
GEWI 40 mit Schwerkraft verfüllt, TITAN 73/53 mit Dickspülung $W/z \sim 0,7$ und
mit Zementleim $W/z \sim 0,4$ bei 60 bar verpreßt.

Abb. 5





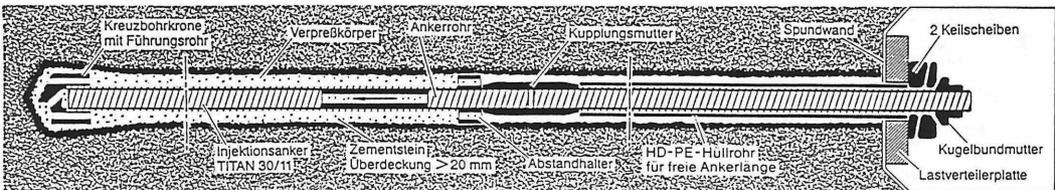
TITAN 73/53 in SAND & GRAVEL



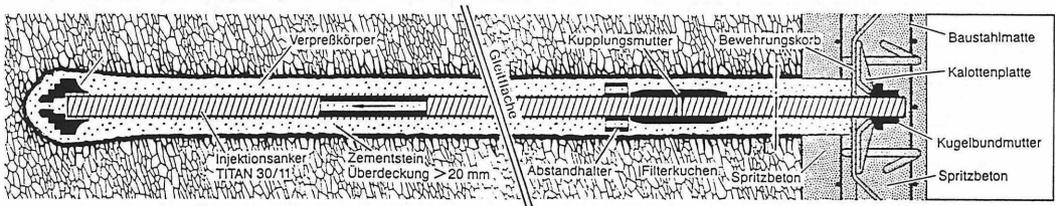
Bohr- und Injektionsanker



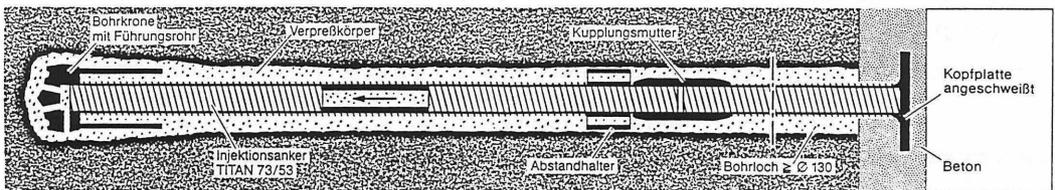
als Anker
DIN 4125



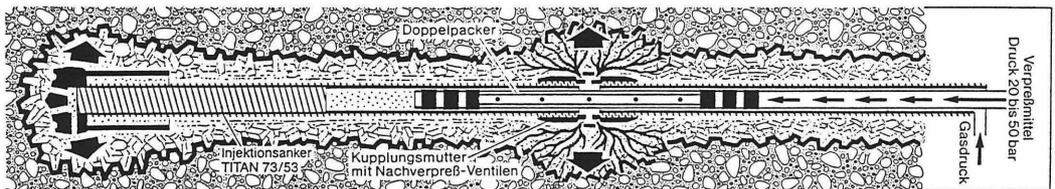
als Bodennagel
DIN 4128



als Pfahl
DIN 4128

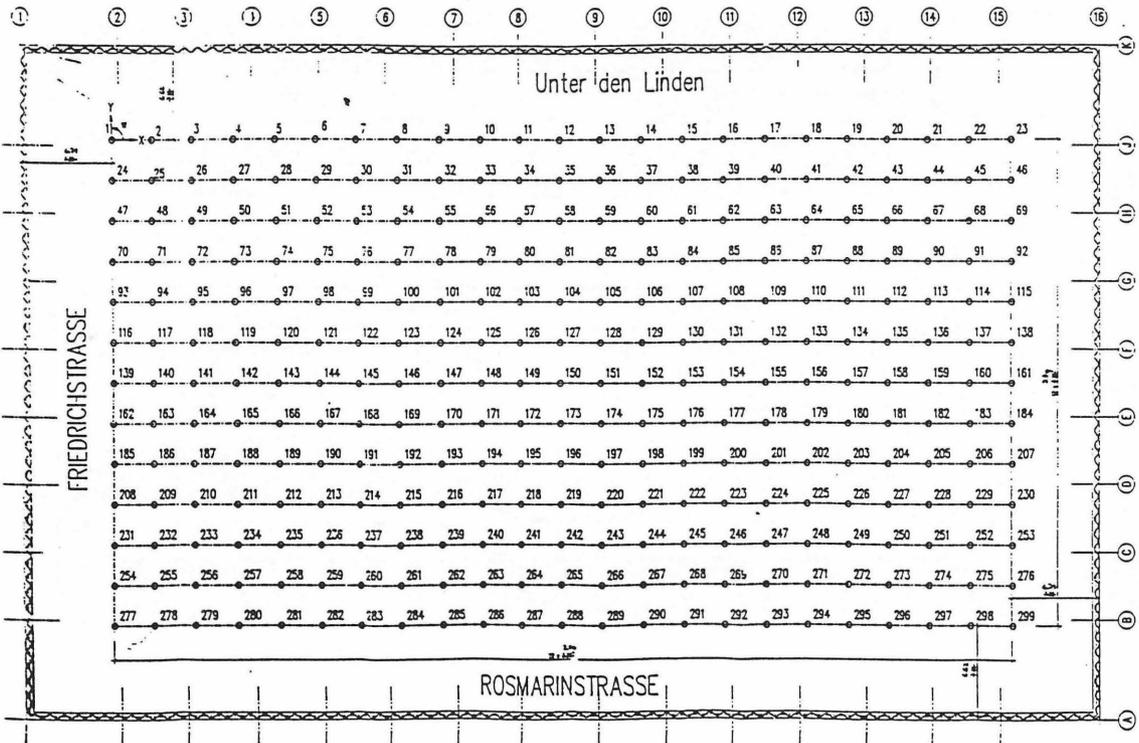


als Injektionslanze

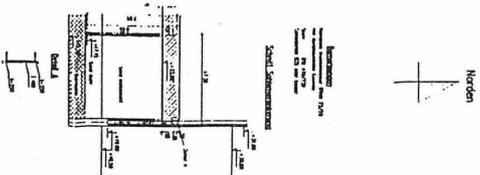


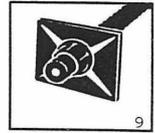


Auftriebsicherung einer Unterwasser Betonsohle
mit Verpreßfählen TITAN 73/53

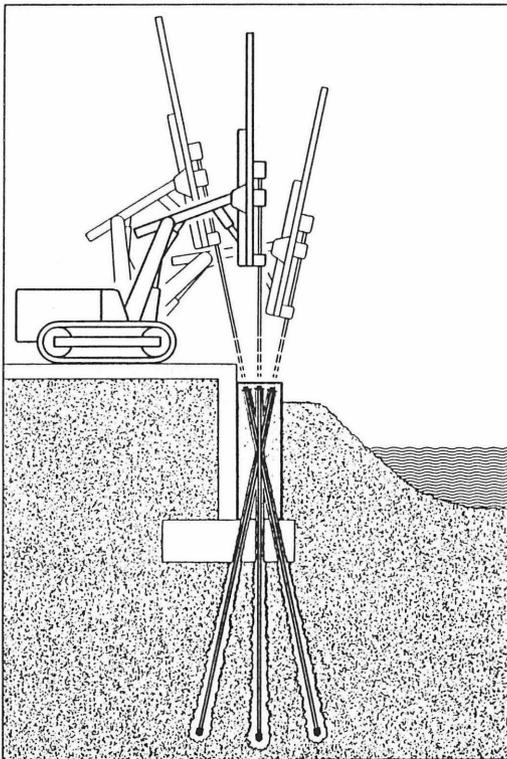


FRANKI
Produktions- und Vertriebsgesellschaft
Hauptwerk / Administration
H 90727/3





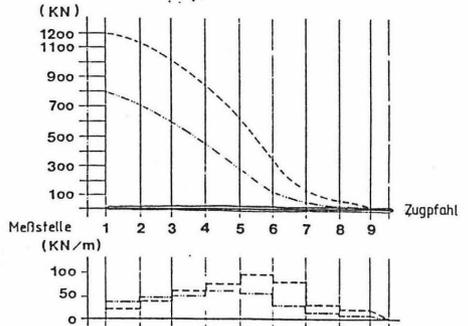
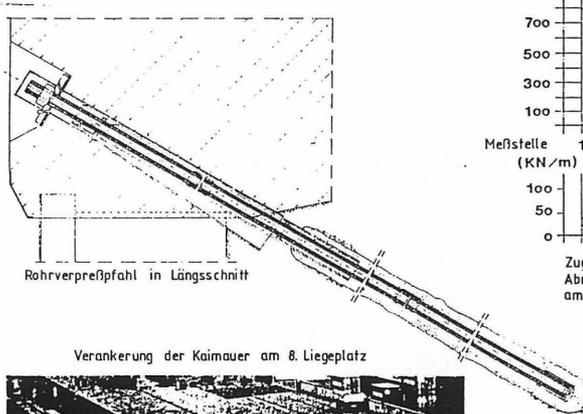
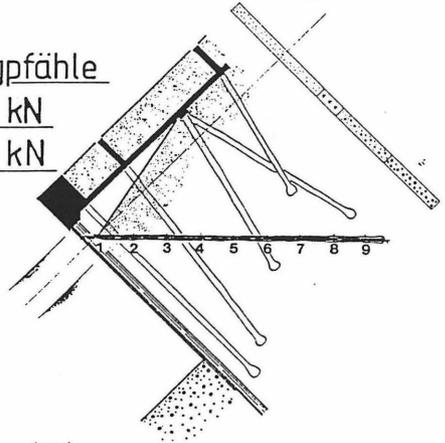
Fundamentverstärkung und Nachgründung



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

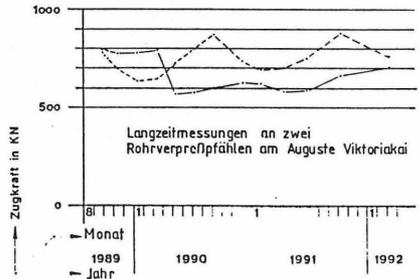
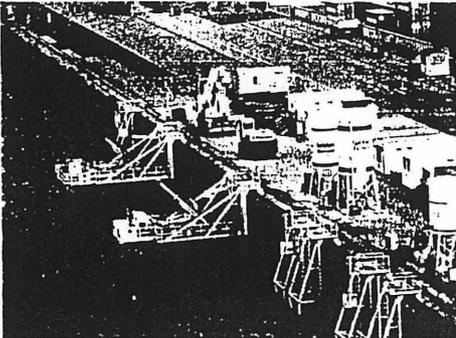


Hochbelastbare, gebohrte Zugpfähle
TITAN 73/53 zul. Belastung 550 kN
TITAN 103/78 zul. Belastung 900 kN
im Hamburger Hafen für
Kaimauersanierung

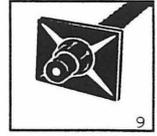


Zugkraftverlauf bei Pfahl Nr 101 während der Abnahmeprüfung in zwei ausgewählten Laststufen am 8. Liegeplatz

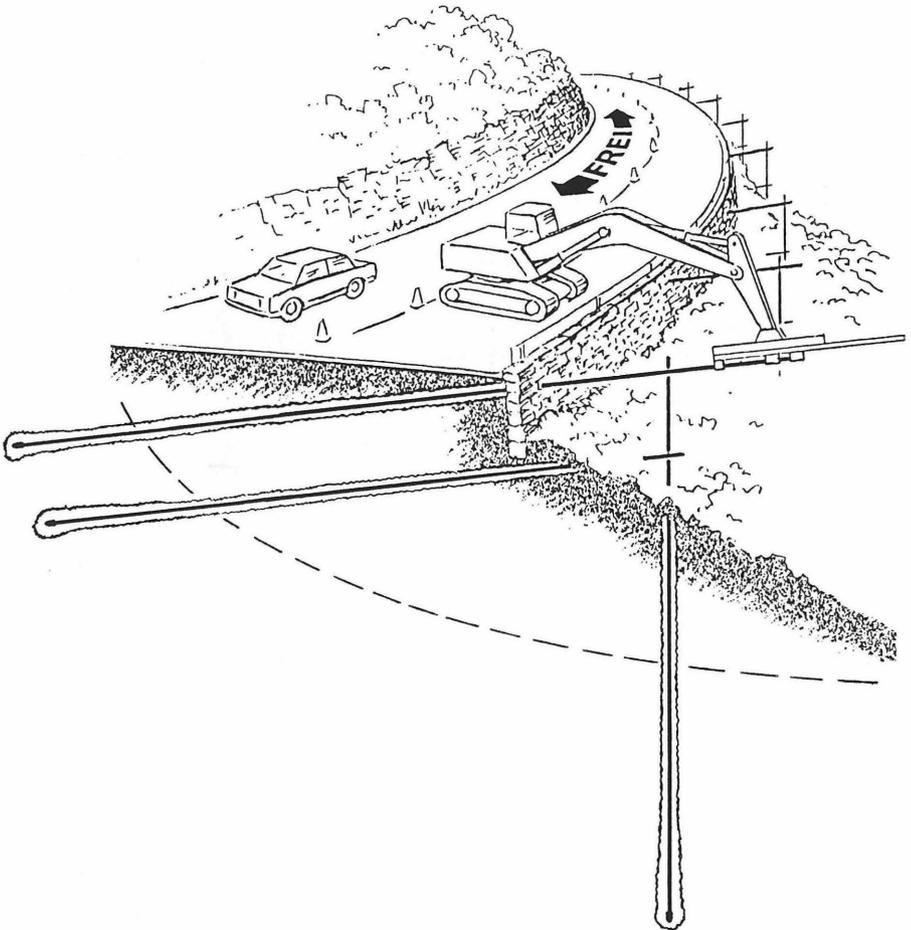
Verankerung der Kaimauer am 8. Liegeplatz

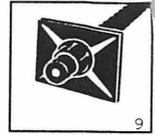


Langzeitmessungen an zwei Rohrverpreßpfählen am Auguste-Viktoria Kai

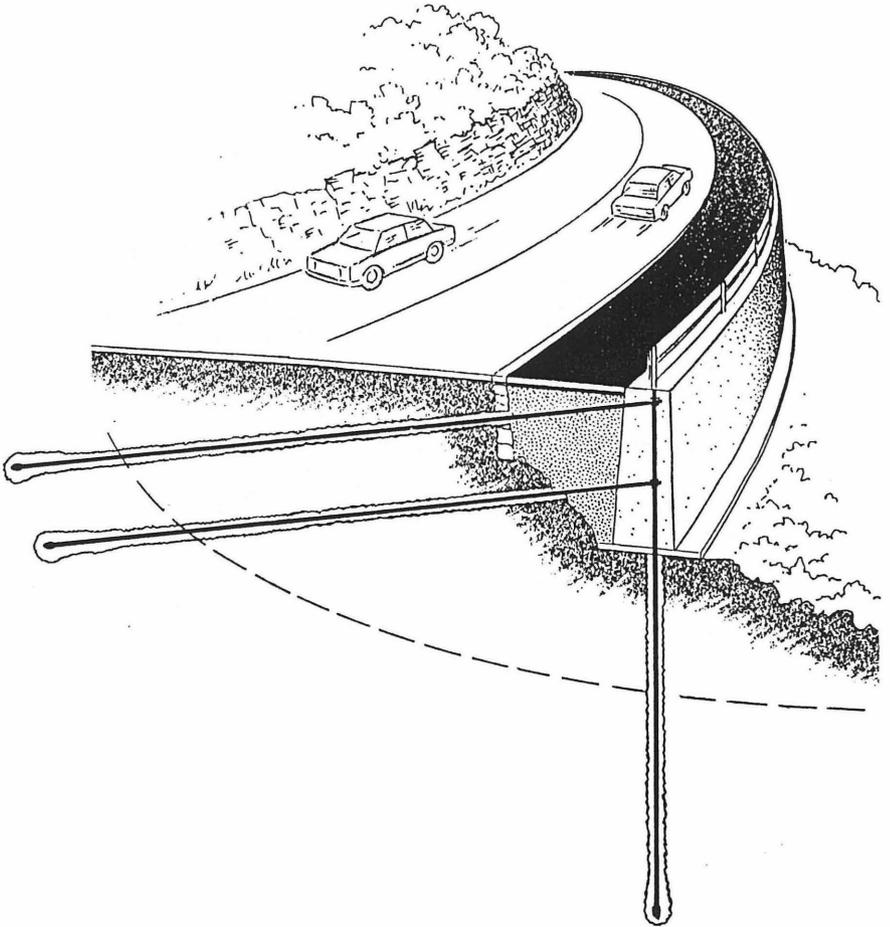


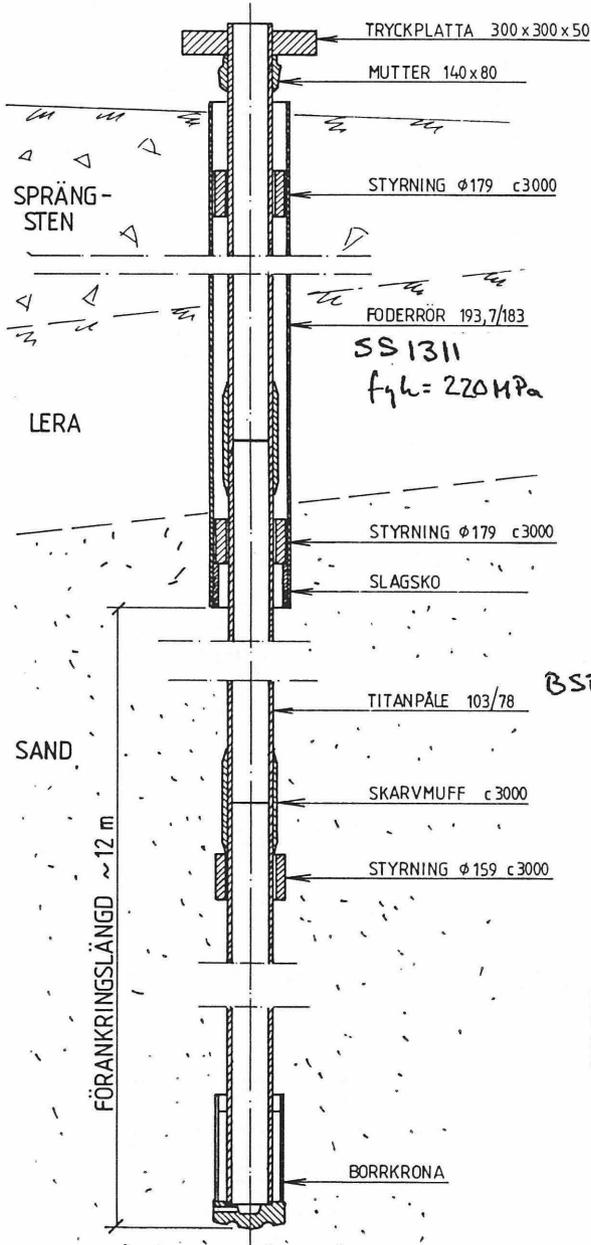
„ Tessiner Mauer “ zur Straßenverbreiterung





„Tessiner Mauer“
zur Straßenverbreiterung



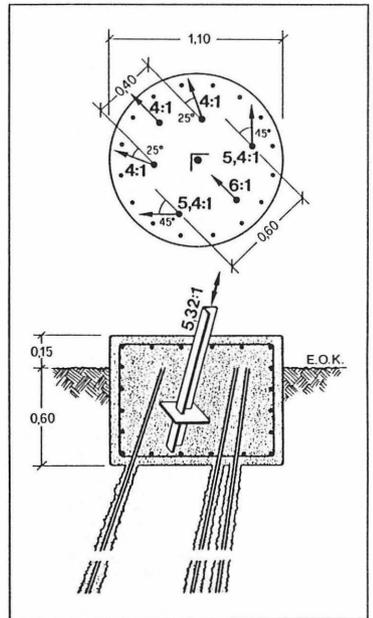
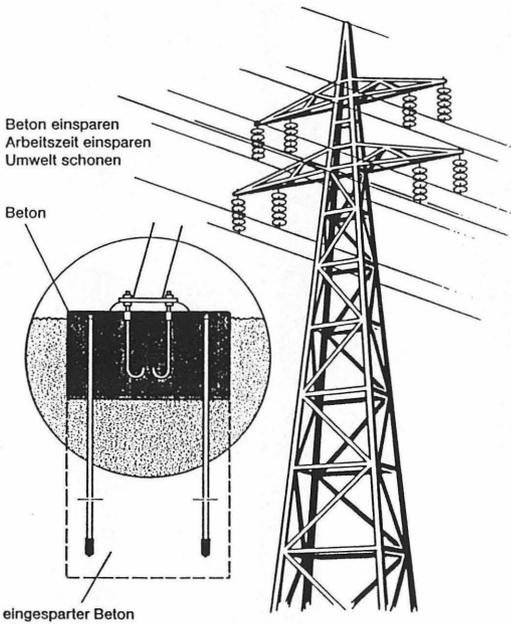


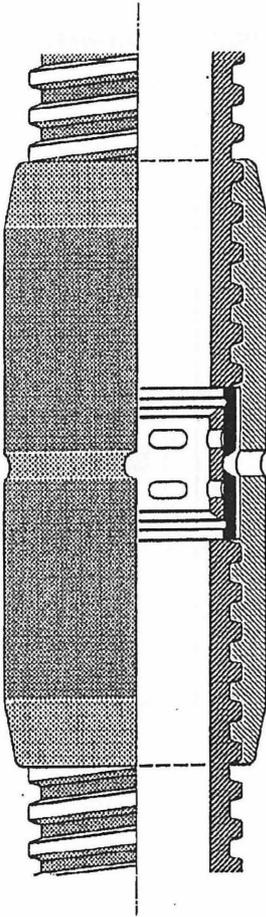
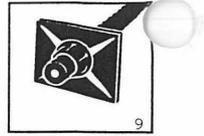
stabilator

VÄRBYBRON
TITANPÅLE $\phi 103$

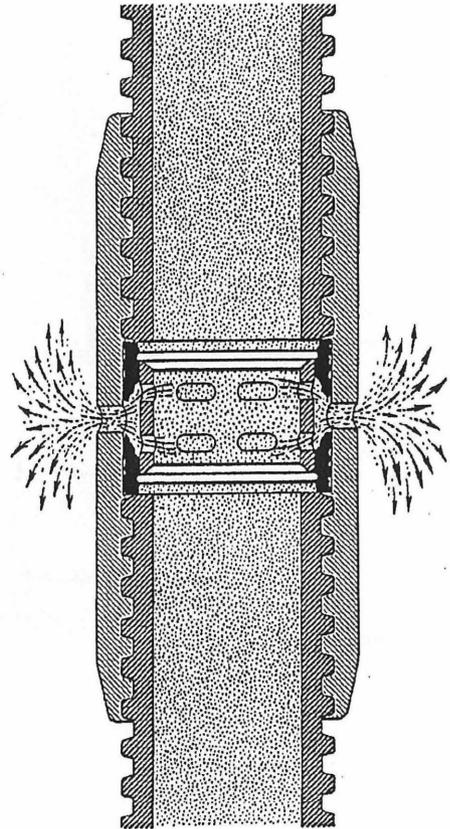


Gründung von Hochspannungsmasten

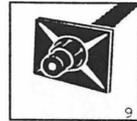




geschlossen
Kupplungsmutter mit
Nachverpreßventil



geöffnet

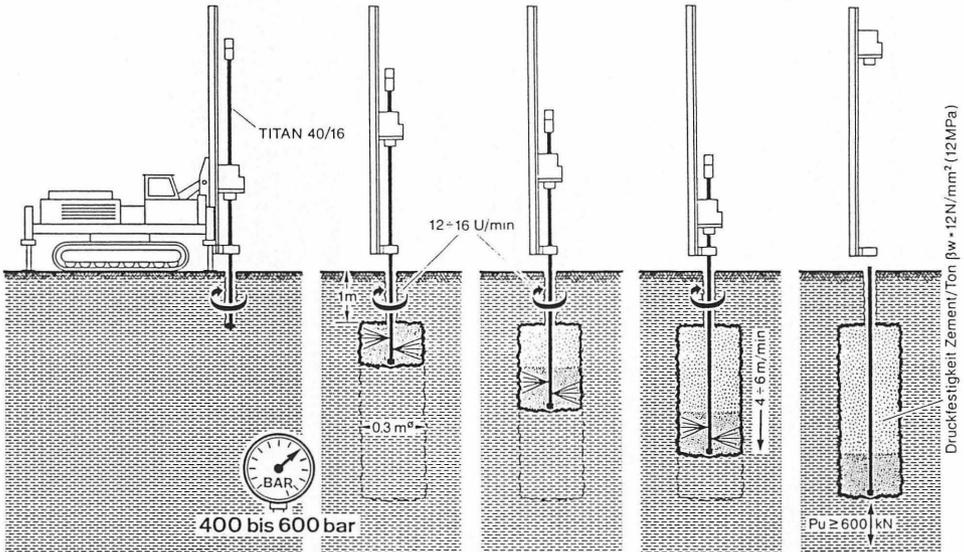


Mono - Jet - Grouting

im wassergesättigten Ton

$\frac{\text{Wasser}}{\text{Zement}} \sim 0,8 \div 1$; Volumen $\sim 180 \text{ ltr. /min.}$

TITAN 40/16





Pfahlprüfung - schnell, einfach, wirtschaftlich

mit über 30jähriger Erfahrung von Pile Dynamics, Inc.,
Cleveland, Ohio, USA, dem Geburtsort der dynamischen Pfahltests

Der PDA bestimmt

- die Tragfähigkeit der Pfähle in Achsrichtung
- die Integrität der Pfähle
- die Spannungen der Pfähle beim Rammen
- die Effektivität des Rammgerätes

Der Pile Driving Analyzer bietet ein wirtschaftliches Prüfverfahren nach den Empfehlungen für die Stossprüfung von Pfählen der DGGT oder ASTM D4945. Weltweit verbessert er damit die Qualität und Wirtschaftlichkeit von Pfahlgründungen auf 4000 Baustellen pro Jahr. Zur Messung der Bewegung und der Kraft unter einem Stoss bei Ramm- oder Bohrpfählen werden Geber

einfach an die Pfähle angeschraubt. Kostspielige statische Probelastungen können dann entweder stark reduziert oder ganz vermieden werden.

Pfahlintegritätstester (PIT)

Durch Abklopfen mit einem leichten Handhammer können wesentliche Schwachstellen im Pfahl erkannt werden. Der batteriebetriebene PIT ist wegen seines geringen Gewichtes leicht zu bedienen und hat eine benutzerfreundliche Menüführung. Zusätzliche Rechenprogramme erlauben es, die Pfahlform abzuschätzen.



Weiter PDI Geräte zur Unterstützung des Grundbauingenieurs:

- Eichung von SPT Geräten und N-Wert Korrektur (SPT Analyzer)
- Automatische Pfahlprotokollierung der Herstellung von Ramm- und Schraubspfählen (PIR)
- Dynamische Vorraberechnung des Rammvorgangs (GRLWEAP)
- Kontaktlose Aufnahme von Schlagzahl, Fallhöhe (Dieselbäre) und Pfahl Eindringung (Saximeter)



Pile Dynamics, Inc.

Dynamisches Testen zur Qualitätssicherung

Weltweite Vertretungen

4535 Renaissance Parkway • Cleveland, Ohio 44128 USA

Tel 216-831-6131 • Fax 216-831-0916

<http://www.pile.com> • e-mail: info@pile.com

In Deutschland: Pile Dynamics Europe, c/o GSP Tel. 0621 33 1361; Fax 0621 33 4252

NEUARTIGER GEBOHRTER ANKERPFAHL

Thomas Marks

1 Einleitung

Beim Bau der Nördlichen Erweiterung des Containerterminals Wilhelm Kaisen (CT III) in Bremerhaven kam erstmals auch ein neuartiger gebohrter Ankerpfahl in Neigung 1:1 zur Rückverankerung des Kajenbauwerks zum Einsatz.

Durch Anwendung des Bodenvermörtelungsverfahrens (HDI) ist eine Herstellung dieses Zugpfahls mit ausgeprägter Pfahlfußverbreiterung möglich. Damit unterscheidet er sich im Tragverhalten von Zugpfählen ohne Pfahlfußverbreiterung.

Um die unterschiedlichen Tragwirkungen vergleichen zu können und neueren Erkenntnissen in der Geotechnik gerecht zu werden, müssen die herkömmlichen Zugpfahlmodelle kritisch überprüft werden.

2 Der HOLZMANN-Zugpfahl

Die Herstellung des HOLZMANN-Zugpfahls erfolgt nach Abb. 1 in vier Phasen:

Phase 1: Abteufen des Bohrrohres.

Das doppelwandige Bohrrohr wird bis zur Endtiefe des Pfahles abgeteuft. Als Bohrverfahren können je nach Bodenverhältnissen Spülverfahren, Verdrängungs- oder Schneckenbohrverfahren (auch in Kombination) zum Einsatz kommen.

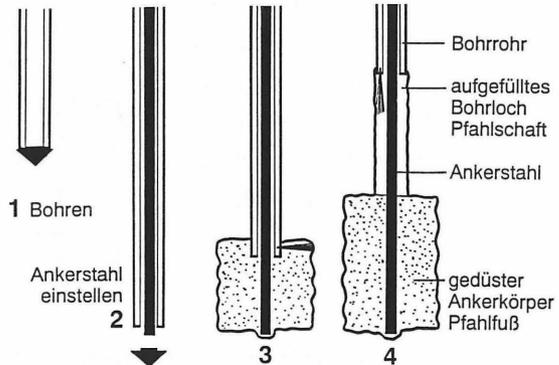


Abb. 1 Herstellungsverfahren des HOLZMANN-Zugpfahls.

Phase 2: Einstellen des Ankerstahls.

Der Bohrdrehkopf wird vom Bohrrohr gelöst und aufgefahren. Der Ankerstahl (Abb. 2)

wird in das Bohrrohr eingestellt. Mit Pressenhilfe wird die Rohrfußplatte über den Ankerstahl aus dem Bohrrohr herausgedrückt (verlorene Bohrspitze). Abschließend wird der Bohrdrehkopf wieder montiert.

Phase 3: Düsen des Ankerkörpers.

Am Fuß des Bohrrohres befindet sich eine Hochdruckdüse, die radial zur Bohrrohrachse nach außen zeigt. Unter kontinuierlichem Ziehen und Drehen des Bohrrohres wird Zementsuspension mit hohem Druck in den Boden gepreßt.

Der energiereiche Strahl vermischt den Boden mit dem Zementleim (Bodenvermörtelung). Der Ankerstahl wird durch den Mischvorgang in den relativ homogenen Bodenmörtel kraftschlüssig eingebunden. Die Größe und Ausbildung des Mörtelkörpers (Abb.3) ist u. a. abhängig von Zieh- und Drehgeschwindigkeit des Bohrrohres, Einpreßdruck der Zementsuspension und den Bodenverhältnissen.

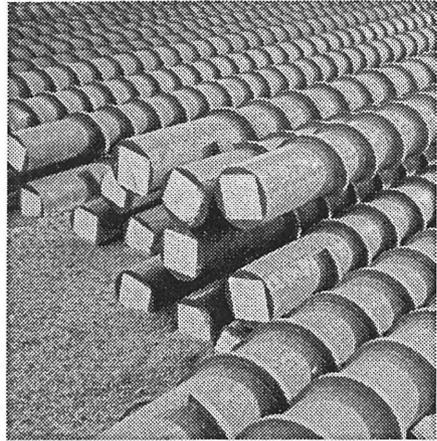


Abb. 2 Ankerstähe mit aufgeschweißter Stahlwendel zur Verbundsicherung.



Abb. 3 Im Düsenstrahlverfahren hergestellter Ankerkörper.

Phase 4: Auffüllen des Pfahlschaftes.

Am Fuß des Bohrrohres befindet sich eine zweite Düse, die in axialer Richtung des Bohrrohres zeigt. Unter schnellerem Ziehen des Bohrrohres wird lediglich das verbleibende Bohrloch aufgefüllt. Als Füllmaterial eignet sich die gleiche Zementsuspension wie zur Bodenvermörtelung, es kann aber auch ein anderes Material verwendet werden.

Das Herstellungsverfahren des HOLZMANN-Zugpfahls ermöglicht die Herstellung von

Pfählen in unterschiedlichen Ausführungen, z.B. kann die Länge des Pfahlfußkörpers frei gewählt werden. Auch kann durch längeres Düsen in einem Pfahlfußabschnitt ein größerer Durchmesser des Mörtelkörpers erzielt werden ("Wagenrad"). Statt eines festen Pfahlschaftes aus Zementstein kann eine dauerhaft plastische Bohrlochfüllung verwendet werden, die eine Kraftübertragung zwischen Pfahl und Boden im Schaftbereich vermindert oder verhindert.

Alle Möglichkeiten können das Tragverhalten der Pfähle gezielt verändern und auf die örtlichen baulichen Erfordernisse einstellen.

3 Innere Tragfähigkeit

Die innere Tragfähigkeit des HOLZMANN-Zugpfahls wird bestimmt durch die Zugfestigkeit des Ankerstahls und den Verbund zwischen Ankerstahl und Bodenmörtel im Verankerungskörper.

Der Stahl-Mörtel-Verbund wurde in MARKS (1996) eingehend untersucht. Dazu wurden großmaßstäbliche Ausziehversuche (Abb. 4) durchgeführt, die auch neue Erkenntnisse zur Sprengwirkung beim Beton-Rippenstahl-Verbund lieferten.

Der HOLZMANN-Zugpfahl wird so ausgebildet, daß die Zugfestigkeit des Ankerstahls für die innere Tragfähigkeit maßgebend wird.

4 Kinematik der Zugpfähle

4.1 Zugfundamente

Im historischen Überblick können eingegrabene Zugfundamente für Mastgründungen als Vorläufer für Zugpfähle angesehen werden. Das Tragverhalten von Mastgründungen beschreibt MORS (1959).

Wesentliches Konstruktionsmerkmal solcher Zugverankerungen für Freileitungsmasten ist eine den aufgehenden Fundamentkörper überragende Sohlplatte, die das Gewicht

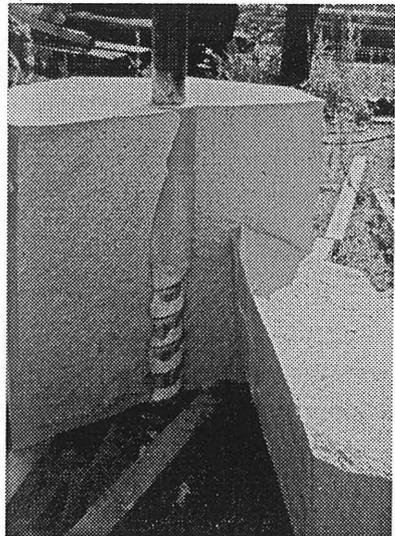


Abb. 4 Durch Sprengwirkung gespaltenen Probekörper in Ausziehversuchen.

des überlagernden Erdprismas für die aufzunehmende Fundamentlast mobilisieren soll.

Eines der Verfahren zur Ermittlung der aufnehmbaren Zuglast ist das "Erdauflastverfahren". Die Kunst besteht darin, die Größe des "Erdauflast-Winkels" β zu bestimmen, unter dem die Außenflächen des "Erdkegels" nach außen geneigt sind (Abb. 5).

Der Winkel β ist als reine Rechengröße zu verstehen. Er hat nicht die physikalische Bedeutung einer "Gleitflächen"-Neigung, die Außenflächen des "Erdkegels" sind keine Gleitflächen, auch ist der gedachte "Erdkegel" nicht Teil eines kinematischen Modells. Erst im Verlauf seiner Arbeit entwickelt MORS ein kinematisches Modell (Abb. 6) aus Beobachtungen bei ebenen Modellversuchen.

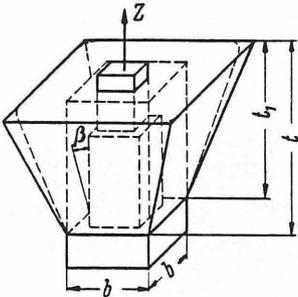


Abb. 5 Berechnungsannahmen des Erdauflastverfahrens nach MORS (1959).

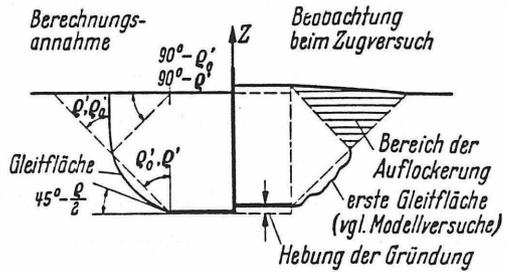


Abb. 6 Kinematisches Modell für Zugfundamente aus MORS (1959).

Wesentliche Beobachtung ist eine nach außen geneigte Gleitfläche, die vom Rand der Sohlplatte ausgeht und sich in einem "Auflockerungsbereich" verliert. Eine plausible Erklärung für die Entstehung und Lage dieser Gleitfläche liefert MORS aber nicht.

Im Hinblick auf ein zu entwickelndes Zugpfahlmodell für den hier behandelten HOLZMANN-Zugpfahl mit Pfahlfußverbreiterung erscheint dies jedoch sinnvoll.

Mit Abb. 7 soll hier eine Erklärung (zur Diskussion) angeboten werden:

Der Erdkörper "gleitet" entsprechend den Beobachtungen nach "oben" und "außen".

Der Richtungsanteil nach "oben" ist mit der Richtung der Zuglast identisch und bedarf keiner Erklärung. Der Richtungsanteil nach "außen" kann durch Hinzufügen einer weiteren Gleitfläche (Verzerrungszone) zwischen Sohlplatte und aufgehendem Fundamentkörper erklärt werden.

Der im Fundamentzwickel eingeschlossene Boden-

bereich bildet somit einen "Gleitkeil", auf dem der auflagernde Erdkörper nach außen gleiten kann. Abb. 7 (rechts) zeigt, daß dieses Modell auch bei großen Verschiebungen verträglich ist, was für kinematische Modelle grundsätzlich gelten muß.

Der Übergang von Zugfundamenten zu Zugpfählen ist für MORS (1959) noch ganz klar: "Bei pfahlartigen Gründungen ohne ... Verbreiterung

am unteren Ende ist der Einfluß von Randkörpern längs des Pfahles praktisch zu vernachlässigen; der Pfahl trägt nur durch seine Mantelreibung und schert in der Weise aus, daß ... der Pfahl allein ... herausgezogen wird."

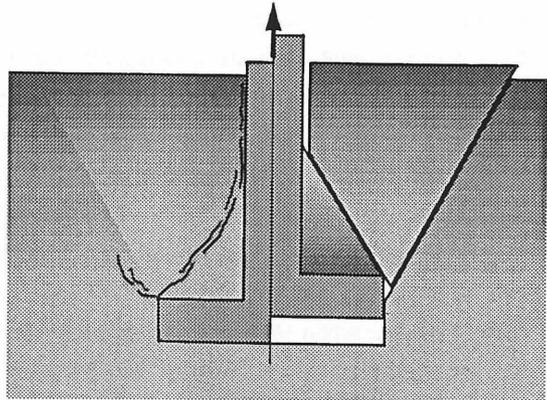


Abb. 7 Vollständiges kinematisches Modell für ein Zugfundament mit Sohlüberstand.
Links: Wirklichkeitsnahe Lage der Scherzonen.
Rechts: Theoretisch große Verschiebungen.

4.2 Zugpfähle

Fünf Jahre später erscheint ein Beitrag "zur Tragfähigkeit von Zugpfählen ..." von JELINEK/OSTERMAYER (1964), in dem sie "[nachweisen], daß unter der Annahme eines Kegelstumpfes als Gleitkörper der Neigungswinkel einer Mantellinie β von der Pfahllänge, dem Pfahlumfang und dem Winkel der inneren Reibung des Bodens ϱ abhängt" (Abb. 8). Sie wenden kritiklos ein ebenes Spannungsmodell auf den räumlichen (rotationssymmetrischen) Spannungszustand eines lotrechten Einzelpfahles an und beschreiben ihr analytisch hergeleitetes Ergebnis als einen

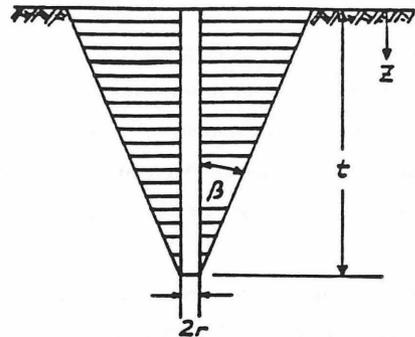


Abb. 8 Kegelstumpf als Gleitkörper aus JELINEK/OSTERMAYER (1964).

"im Bruchzustand gehobenen Gleitkörper" mit der "Scherfestigkeit längs der Mantel-



fläche des Kegelstumpfes im Bruchzustand ... gleich Null!

Diese Aussage muß aber als Widerspruch zur "Gleitkörper"-Annahme gewertet werden, denn in Gleitflächen erreicht der Wert der Scherspannung voraussetzungsgemäß gerade die Scherfestigkeit des angrenzenden Bodens und kann deshalb grundsätzlich nicht null sein. Das weit verbreitete "Bodenkegelmodell" ist deshalb vermutlich kein zulässiges kinematisches Pfahlmodell.

Über "Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Zugpfählen mit Pfahlfußverbreiterung" berichtet NENDZA (1966). Seine Modellversuche sind vergleichbar mit denen von MORS (1959). Die räumlichen Versuche zeigen (in seiner Abb. 19c) die schon von MORS gefundene Gleitflächenform, ausgehend vom oberen Rand der Pfahlfußverbreiterung. NENDZA grenzt aber seine Untersuchungsergebnisse gegen MORS dadurch ab, daß er in ebenen Versuchen eine andere Gleitflächenform findet. Bemerkenswert ist, daß NENDZA dabei eine weitere Gleitfläche übersieht (in seinen Abbn. 21c, f), die tatsächlich auf die Existenz eines für Zugfundamente (s.o.) beschriebenen "Gleitkeils" im Zwickel zwischen Pfahlschaft und Fußverbreiterung hindeutet. Den möglichen Einfluß daraus auf das Tragverhalten der Zugpfähle mit Pfahlfußverbreiterung erkennt NENDZA nicht.

5 Zugpfähle im Kontinuumsmodell

Zur Abbildung von Zugpfählen im Kontinuumsmodell eignet sich die Finite-Element-Methode (FEM) in besonderer Weise. Mit der FEM können Einflüsse auf das Tragverhalten von Zugpfählen sichtbar gemacht werden, die zu Beginn der 60er Jahre in der Phase der Zugpfahlforschung anhand kinematischer Modelle noch nicht bekannt waren. Einer dieser Einflüsse ist das Dilatationsverhalten dicht gelagerter Böden.

5.1 Dilatationsverhalten nichtbindiger Böden

Dicht gelagerte nichtbindige Böden (besonders Sand) haben die Eigenschaft, sich unter Scherbeanspruchung ausdehnen zu wollen. Man kann sich dieses Phänomen so vorstellen, daß die ineinander verzahnten Bodenkörner gezwungen werden aufeinander aufzugleiten und sich dadurch gegenseitig auseinanderkeilen (Abb. 9). Dies führt zu einer "Volumenvergrößerung infolge Scherbeanspruchung" (= Dilatation). Wird diese Volumenvergrößerung durch die Steifigkeit der angrenzenden Kontinuen behin-

dert, entsteht ein "Innendruck" in der Scherzone auf die angrenzenden Körper. Die Erhöhung der Normalspannung vergrößert die Scherfestigkeit gemäß COULOMBSchem Bruchkriterium.

WERNICK (1977) hat den Einfluß von Dilatation auf "zylindrische Anker" (eigentlich Modellpfähle) untersucht und weist auf die ausgeprägte Scherfuge zwischen Ankeroberfläche (Pfahlmantelfläche) und Boden hin.

Mit der FEM und einer Stoffmodellierung z.B. nach DRUCKER-PRAGER läßt sich Dilatation bei Zugpfahlmodellen simulieren.

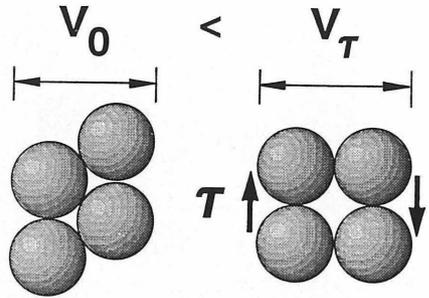


Abb. 9 Volumenvergrößerung dilatanter Böden unter Scherbeanspruchung.

5.2 FE-Simulation von Zugpfählen ohne Pfahlfußverbreiterung

In den nachfolgend beschriebenen Simulationen wird das Zugtragverhalten eines einzelnen Lotpfahls dem einer Pfahlgruppe gegenübergestellt.

Die Pfahlmodelle werden wirklichkeitsnah rotationssymmetrisch zur Pfahlachse angenommen. Bei der Pfahlgruppe wird die angenäherte Rotationssymmetrie bei hexagonaler Anordnung der Nachbarpfähle ausgenutzt.

Abb. 10 zeigt die Bodenverschiebung v_y in axialer Pfahlrichtung (Zugrichtung). Farbübergänge markieren Linien gleicher Verschiebung. In einer solchen Darstellung zeigen eng zusammenliegende Isolinien die Lage von Diskontinuitäten an, z.B. Gleit- oder Trennflächen zwischen mehr oder weniger scharf begrenzten Kontinuen.

Beim Einzelpfahl (rechts) ist nur eine einzige Trennlinie sichtbar, nämlich die Pfahlmantelfläche. Ein "angehobener Bodenkegel" existiert nicht.

Im Gegensatz dazu ist bei der Pfahlgruppe (links) außer der Trennlinie am Pfahlmantel eine weitere Diskontinuität zu erkennen. Sie verläuft von einem Pfahlfuß in einer leichten Aufwärtswölbung zum nächsten. Daraus läßt sich schließen, daß bei Zugpfahlgruppen tatsächlich ein begrenzter Bodenkörper "vernagelt" und angehoben werden kann. Abb. 11 zeigt den Grund für diesen Effekt und gleichzeitig den qualitativen Unterschied im Tragverhalten von Zugpfählen in dicht gelagertem (rechts) und locker gelagertem (links) Sandboden. Dargestellt sind die radialen Bodenverschiebun-

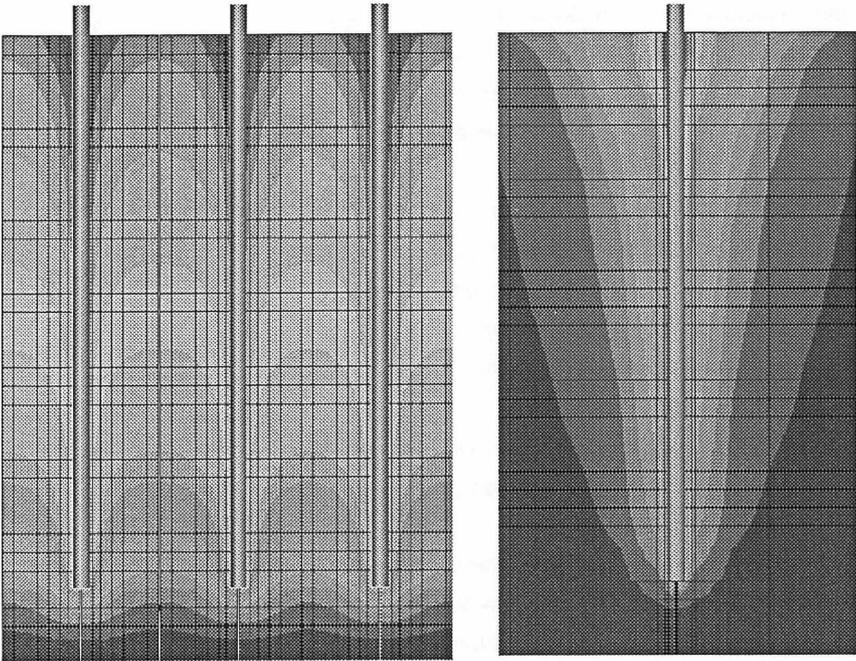


Abb. 10 Bodenverschiebungen in Pfahlzugrichtung eines Einzelpfahles (rechts) im Vergleich zu einer gleichmäßig belasteten Pfahlgruppe (links).

gen v_r , also Bodenbewegungen vom Pfahl weg nach außen, bei Zugbelastung der Pfähle.

Deutlich zu erkennen sind die Bodenverschiebungszonen an den unteren Pfahlenden im dilatanten Sand. Der nichtdilatant angenommene Sandboden (Pfahlgruppe links) weist trotz der sonst gleichen Bodenkenwerte keine Bodenverschiebungen auf.

Warum bei Gruppenpfählen in dilatantem Sand diese Bodenverschiebungen überwiegend im Pfahlfußbereich auftreten, läßt sich mit Abb. 12 erklären. Hier sind die Radialspannungen σ_r aufgetragen.

Auffallend ist beim Einzelpfahl (rechts) die ab einer bestimmten Tiefe nahezu konstante Spannungsverteilung, die die gebräuchliche Annahme einer konstanten Mantelreibungsverteilung bei Zugpfählen in Sand rechtfertigt. Bei der Pfahlgruppe dagegen "verspannt" sich der Boden nur zwischen den Pfahlenden.

Zum Aufbau eines solchen "Druckgewölbes" in nicht zugfesten Medien sind vertikale

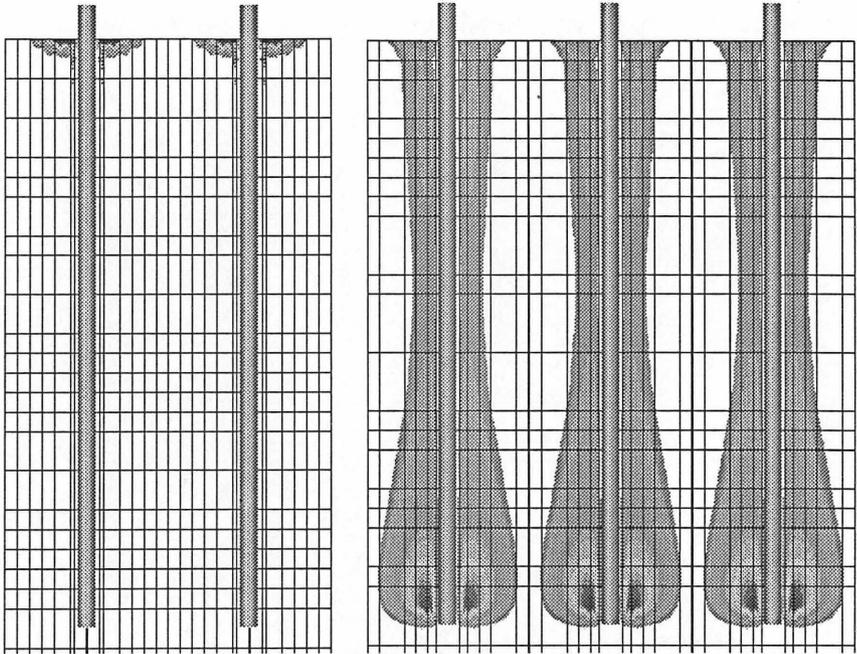


Abb. 11 Radiale Bodenbewegungen im Fußbereich von Gruppenzugpfählen in dilatantem Boden (rechts) und nichtdilatantem Boden (links).

"Stützspannungen" erforderlich: Von unten wird das "Gewölbe" durch die Primärspannung des Bodens, von oben durch das Eigengewicht des auflagernden Bodenkörpers gestützt. Der auf dem "Gewölbe" ruhende Boden erzeugt am oberen Pfahlenschaft selbst nur geringe Scherkräfte, weil er durch die Stützung bereits mit dem Pfahl angehoben wird. Ohne Scherbeanspruchung entsteht keine Dilatation, also auch keine Radialspannungen.

Durch das Zusammenspiel von Zugpfählen in Gruppenanordnung und dilatantem Boden stellt sich ein Tragwerk ein, das wesentlich über ein scherspannungsinduziertes Druckgewölbe im Boden wirkt. Das nur auf Scherspannungen beruhende Tragmodell des "Bodenkegels" ist zur Beschreibung dafür nicht ausreichend.

5.3 FE-Simulation des HOLZMANN-Zugpfahls

Durch die Herstellung des HOLZMANN-Zugpfahls als "Pfahl" zeigt er in dilatanten Böden ebenfalls das oben beschriebene Pfahlverhalten. Zusätzlich weist er eine

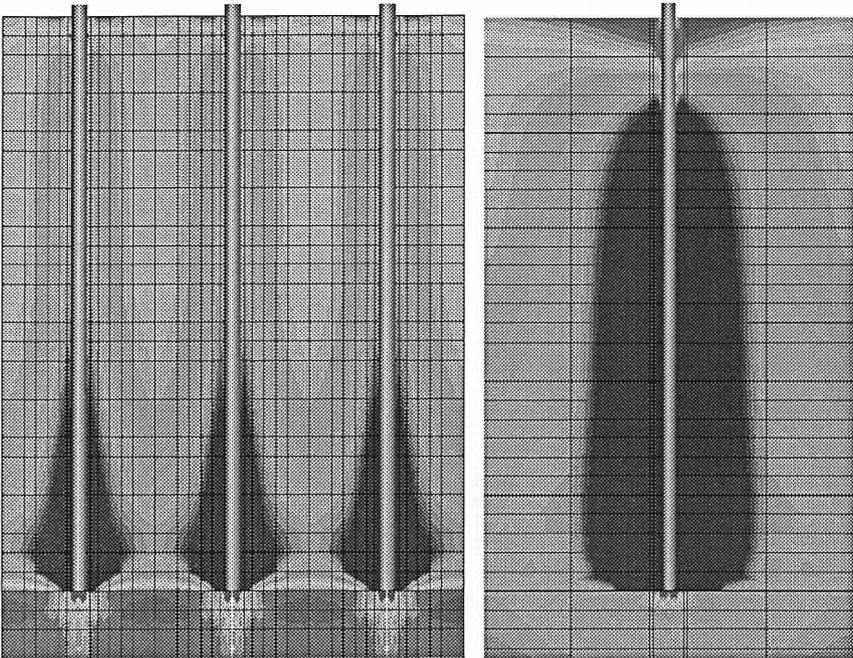


Abb. 12 Radialspannungen in dilatanten Boden um einen einzelnen Zugpfahl (rechts) und um Gruppenpfähle bei gleichmäßiger Zugbelastung (links).

deutliche Pfahlfußverbreiterung auf, deren Einfluß auf das Tragverhalten in einer FE-Simulation unter Annahme nichtdilatanten Bodenverhaltens (locker gelagerter Sand) deutlich gemacht werden kann. Abb. 13 zeigt qualitativ das Ergebnis dieser Simulation.

Die Verteilung der axialen Bodenverschiebungen v_y (rechts) bei Zugbelastung weicht gegenüber Abb. 10 deutlich ab.

Bei der Auftragung der Radialverschiebungen v_r (Abb. 13, Mitte) sind oberhalb und über die Pfahlfußverbreiterung hinaus Bereiche mit radialen Bodenverschiebungen zu erkennen (vgl. mit Abb. 11, rechts). Die Ursache für die Bodenverschiebungen läßt sich gut mit der Kinematik von Zugfundamenten (Abb. 7) erklären. Abhängig von der horizontalen Bodensteifigkeit führt dies zu einer radialen Verspannung σ_r des Pfahles im Boden (Abb. 13, links).

Da die Tragwirkung im hier angenommenen nichtdilatanten Boden überwiegend auf

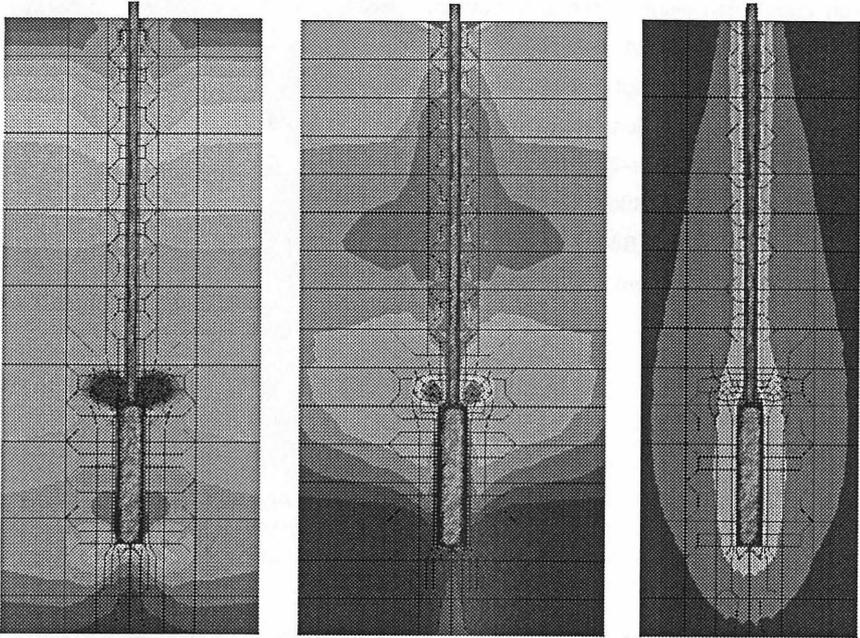


Abb. 13 Tragwirkung der Pfahlfußverbreiterung eines HOLZMANN-Zugpfahls, dargestellt in Axialverschiebung (rechts), Radialverschiebung (Mitte) und Radialspannung (links) des als nichtbindig angenommenen Bodens.

dem "Frontwiderstand" des "Verankerungskörpers" beruht, liegt hier ein Vergleich mit der Tragwirkung eines "Ankers" nahe (daher die im Vortragsthema gewählte Bezeichnung "Ankerpfahl").

Beim neuartigen HOLZMANN-Zugpfahl summieren sich "Pfahlwirkung" (Mantelreibung) und "Ankerwirkung" (Frontwiderstand aus Pfahlfußverbreiterung) zu einem günstigen Gesamttragverhalten. Die Ankerwirkung kann – wichtig in wenig tragfähigen Böden – durch eine besondere Pfahlfußausbildung ("Wagenrad", Abb. 14) wirksam erhöht werden.

6 Zusammenfassung

Die gebräuchlichen Zugpfahlmodelle – insbesondere das "Bodenkegelmodell" – sind nicht geeignet, das Tragverhalten von Zugpfählen wirklichkeitsnah zu beschreiben. In einem Kontinuumsmodell nach der FEM können Einflüsse auf das Tragverhalten

von Zugpfählen sichtbar gemacht werden, die bisher weitgehend unbekannt waren oder nicht berücksichtigt werden konnten. Damit wird verständlich, warum der neu entwickelte HOLZMANN-Zugpfahl, im Vergleich zu Standardpfählen, für den Einsatz in locker gelagerten Böden und in Zugpfahlgruppen besonders geeignet ist.

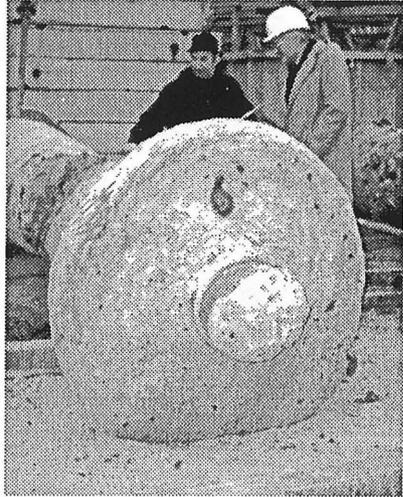


Abb. 14 Pfahlfußkörper eines HOLZMANN-Zugpfahls mit einem ausgeprägten "Wagenrad".

7 Literatur

Jelinek, R./Ostermayer, H.: Zur Tragfähigkeit von Zugpfählen – Rechnerische Grenzbelastung und Versuchsergebnisse bei MV-Pfählen, in: Felsmechanik, Vol. II/1, 1964.

Marks, T.: Zum Stahl-Beton-Verbund, in: Tagungsband zur 4. FEM/CAD-Tagung Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. Udo Meißner, Prof. Dr.-Ing. Klaus Wassermann (Hrsg.), Düsseldorf: VDI, 1996.

Auch in farbigem Sonderdruck: RIB Bausoftware (Hrsg.), Stuttgart: 1996

Marks, T.: Zum Tragverhalten im Bodenvermörtelungsverfahren hergestellter Ankerpfähle mit grundlegenden Untersuchungen zum Stahl-Mörtel-Verbund, 1996 (als Diss. eingereicht an der Technischen Hochschule Darmstadt)

Mors, H.: Das Verhalten von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung, in: Die Bautechnik, Heft 10, 36. Jg. 1959.

Nendza, H.: Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Zugpfählen mit Fußverbreiterung im Sandboden, in: Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 26, Hannover: 1966.

Wernick, E.: Zusammenhänge zwischen der Mantelreibung von zylindrischen Ankern und Ergebnissen von direkten Scherversuchen, in: Die Bautechnik, Heft 8, 1977.

ZUGPFAHLVERANKERUNGEN FÜR DIE DOCKSOHLE DER MTW-WERFT IN WISMAR

Dipl.-Ing. Werner Brieke

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Docksohlengründung der MTW-Werft in Wismar sind Frankipfähle für Bauwerkslasten von 2.000 kN Druck und 1.100 kN Zug vorgesehen.

Maßgebend für die erforderliche Pfahllänge ist das Gewicht des zu verankernden Erdkörpers zur Kompensation der Zugkraft.

Bedingt durch die Baugrundsituation mit schwer rambaren Böden in größerer Tiefe und aus gerätetechnischen Gründen können die Frankipfähle nicht in allen Bereichen bis auf die erforderliche Solltiefe gerammt werden.

In diesen Fällen wird eine Pfahlverlängerung durch Einrammung eines Stahlträgers durch den Frankipfahl und dessen aufgeweiteten Fuß hindurch bis zur erforderlichen Tiefe ausgeführt.

Die Ergebnisse von Testrammungen und Probelastungen werden dargestellt.

1. EINLEITUNG

An die Pfahlgründung für die Docksohle der MTW-Werft in Wismar werden hinsichtlich der vorhandenen geologischen und hydrologischen Verhältnisse besondere Anforderungen gestellt.

Die Baugrundsituation ist durch den folgenden Schichtenaufbau gekennzeichnet (s. Bild 1).

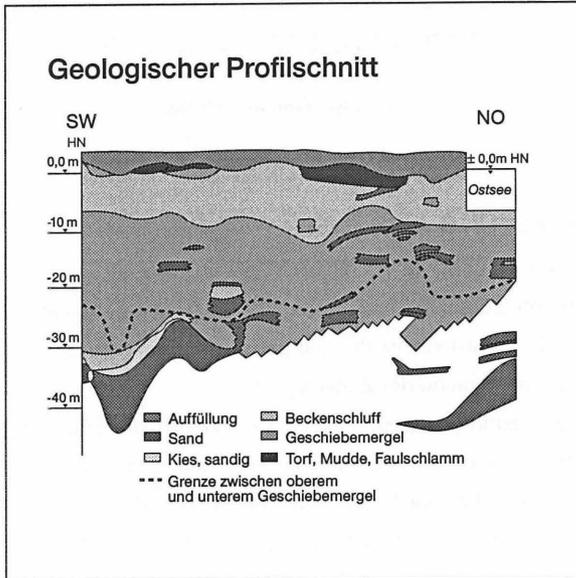


Bild 1: Geologischer Profilschnitt

Unter einer bis zu 6 m dicken Aufschüttungszone stehen bereichsweise Torf- und Muddeschichten an. Darunter liegt Beckenschluff von weicher bis breiiger Konsistenz bis zu einer Schichtdicke von 13 m.

Darunter folgt Geschiebemergel (oberer und unterer Geschiebemergel) in größerer Mächtigkeit. Er wird in unterschiedlichen Tiefen von Sand- und Kiesschichten unterbrochen.

Der Geschiebemergel weist eine weiche bis steife und mit zunehmender Tiefe fester werdende Konsistenz auf. Die zwischengelagerten Sand- und Kiesschichten sind mitteldicht bis dicht gelagert.

Die Sand- und Kiesschichten sind durchweg wasserführend. Sie gehören zu einem Grundwasserleiter, dessen freie Spiegelhöhe bis auf ca. +7 m HN liegen kann. Aufgrund der Überdeckung des Wasserleiters durch Geschiebemergel und tonige Schluffe ist das Grundwasser in den Sand- und Kiesschichten gespannt. Bei Geländehöhen unterhalb der freien Wasserspiegelhöhe liegen artesischen

Verhältnisse vor. Dem Konzept für die Pfahlgründung der Docksohle liegen folgende Randbedingungen zugrunde:

- Voraushub zur Herstellung der Arbeitsebene für die Pfahlherstellung auf -9 m HN
- Entspannung des artesischen Grundwassers auf $\pm 0,0$ m HN
- Gebrauchslasten eines Pfahles 2.000 kN Druck und 1.100 kN Zug
- statisch erforderliche Absetztiefe der Pfähle zur Kompensation der Zugkraft auf maximal -33 m HN, maßgebend ist das Gewicht des zu verankernden Erdkörpers

Einen Schnitt durch den Baudock zeigt Bild 2.

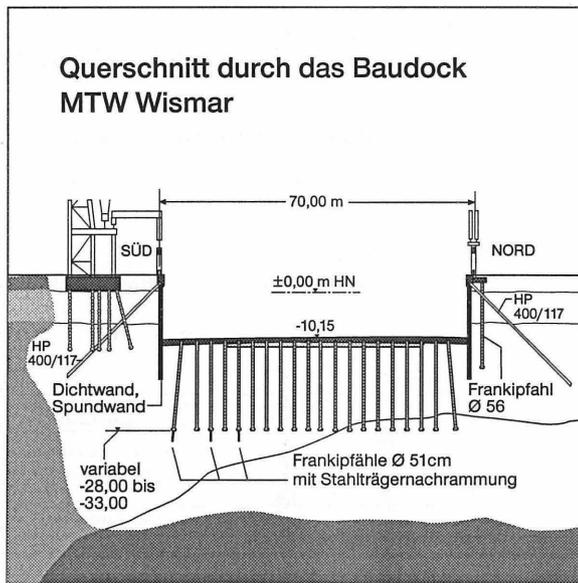


Bild 2: Querschnitt durch das Baudock

2. PFAHLSYSTEM UND TESTRAMMUNGEN

Abgestimmt auf die vorgenannten Randbedingungen soll die Tiefgründung der Docksohle mit Frankipfählen (Ortbetonrammpfahl mit vergrößertem Pfahlfuß) erfolgen.

Bedingt durch die Baugrundsituation mit schwer rambaren Böden in größerer Tiefe



und aus gerätetechnischen Gründen können die Frankipfähle nur mit einer Länge bis zu 21 m ausgeführt werden, d.h. die maximale Absetztiefe liegt bei -30 m HN.

Die notwendige Pfahlverlängerung zur Aktivierung des fehlenden Bodenkörpers wird dadurch erreicht, daß durch den Frankipfahl unmittelbar nach dessen Fertigstellung ein Stahlträgerprofil bis auf die statisch erforderliche Endtiefe nidergerammt wird.

Diese Endtiefe für den nachgerammten Stahlträger wurde auf -36,0 m HN festgelegt.

Bei der Herstellung der Bauwerkspfähle konnte dann in Abhängigkeit von der tatsächlich erreichten Rammtiefe der Frankipfähle Anzahl und Ort der Pfähle festgelegt werden, die mit Hilfe einer Trägernachrammung bis auf die Tiefe -36,0 m HN verlängert werden mußten.

Zur Erprobung der Machbarkeit wurden auf dem Baufeld vorab Teststrammungen durchgeführt.

Den Ablauf der Teststrammungen und die Herstellung des modifizierten Frankipfahls zeigt Bild 3.

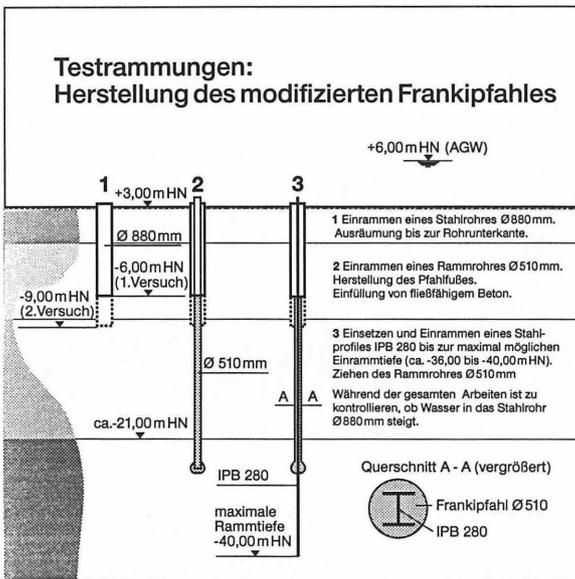


Bild 3: Teststrammungen, Herstellung des modifizierten Frankipfahls

Zur Simulation der späteren Arbeitsebene wurde vorab von der bestehenden Geländeoberfläche (+3,0 m HN) ein Stahlrohr mit einem Durchmesser von 88 cm im 1. Versuch bis auf -6,0 m HN gerammt und bis zur Rohrunterkante ausgeräumt. Von diesem Niveau wurde ein Rammrohr mit einem Durchmesser von 51 cm mittels Freifall-innenrammung bis in die Sandschicht hinein vorgetrieben, die im Versuchsfeld unterhalb -21,0 m HN anstand. Die artesische Druckhöhe des Grundwassers in dieser Schicht lag bei ca. +6,0 m HN, so daß auf OK Rammniveau bezogen ein Überdruck von ca. 12 m Wassersäule und auf UK Rammrohr ein Überdruck von fast 30 m Wassersäule herrschte.

Nach Erreichen der Endrammtiefe wurde durch chargenweises Ausrammen von erdfeuchtem Beton der aufgeweitete Pfahlfuß hergestellt und anschließend das Rammrohr mit fließfähigem Beton bis zur Höhe -6,0 m HN gefüllt. Im nächsten Arbeitsschritt wurde ein Stahlträger IPB 280 in den Frischbeton eingestellt und mittels Kopframung durch den aufgeweiteten Fuß des Frankipfahls hindurch bis auf die Tiefe -40,0 m HN gerammt. Danach wurde das Rammrohr \varnothing 51 cm, das während der Stahlträgerrammung noch als Führung diente, gezogen.

Während der gesamten Herstellungszeit wurde das Stahlrohr \varnothing 88 cm auf eventuell eingedrungenes Wasser kontrolliert. Dieses war nicht der Fall, so daß in allen Herstellungsphasen die Abdichtungswirkung des Pfahlsystems gegenüber dem artesisch gespannten Grundwasser gewährleistet war.

Auch die 2. Testrammung vom Niveau -9,0 m HN mit noch ungünstigeren Verhältnissen verlief ebenso erfolgreich.

3. PROBEBELASTUNGEN ZUM NACHWEIS DER ZUGKRÄFTE

Um das Widerstands-Hebungsverhalten der Pfähle zu überprüfen, wurde eine Serie von Probelastungen durchgeführt. Das Versuchsprogramm umfaßte folgende Pfähle (s. Bild 4):

Z1: Frankipfahl, Durchmesser 51 cm

Z2: Modifizierter Frankipfahl, Durchmesser 51 cm, mit eingerammtem Stahlträger IPB 280 bis 6,0 m unterhalb des aufgeweiteten Pfahlfußes. Im Schaftbereich dient



der Stahlträger gleichzeitig als Bewehrung. Um den Kraftverlauf über die Pfahltiefe zu messen, wurden am Stahlträger in verschiedenen Höhen Dehnungsmeßstreifen angeordnet (s. Bild 5).

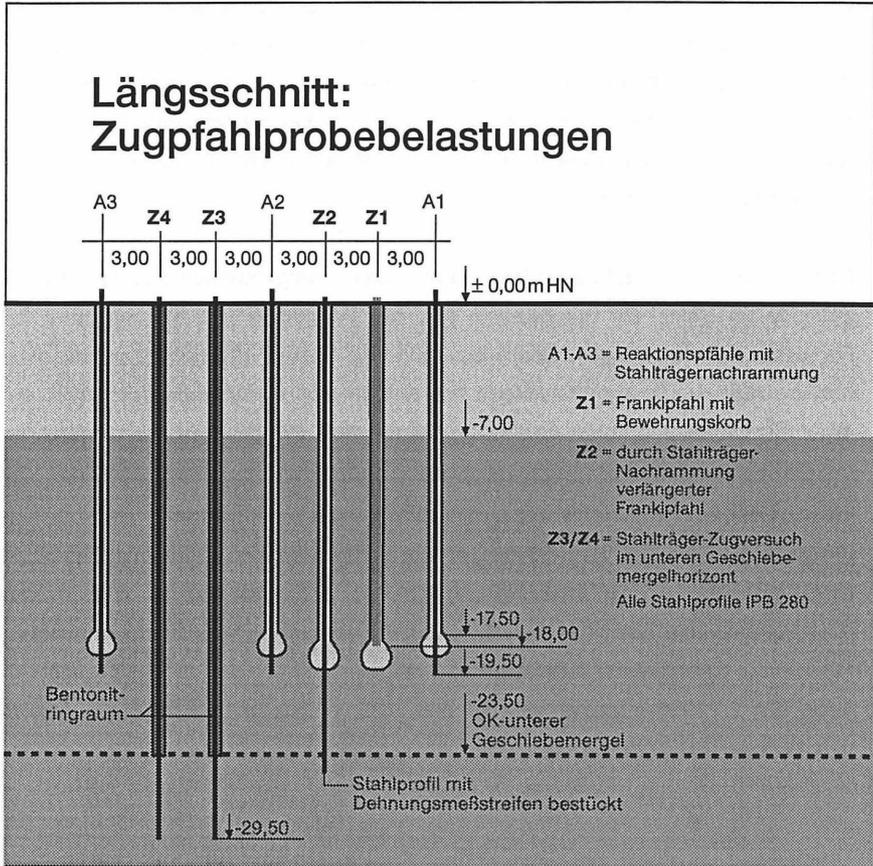


Bild 4: Längsschnitt Zugfahlprobebelastungen

Anordnung der Meßquerschnitte (Dehnungsmeßstreifen) im Probepfahl

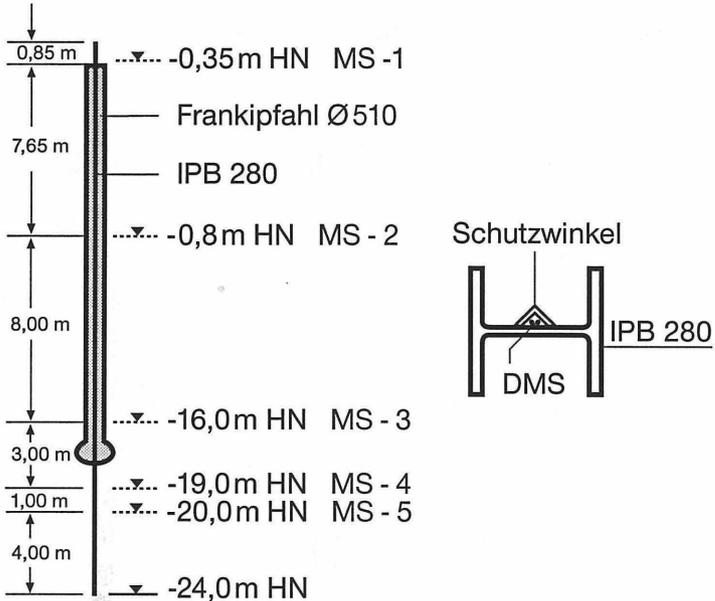


Bild 5: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen

Die Pfähle Z1 und Z2 liegen innerhalb des oberen Geschiebemergels und damit bezogen auf das Tragverhalten in einer ungünstigeren Bodenformation. Die Versuchsergebnisse liegen daher auf der sicheren Seite.

Um auch Werte über die Mantelreibungskräfte im festeren unteren Geschiebemergel zu erhalten, wurden zwei weitere Pfähle Z3 und Z4 nur aus dem Stahlträger IPB 280 bestehend 6,0 m tief in den unteren Geschiebemergel eingerammt.

Um die Mantelreibung in den oberen Schichten auszuschalten, wurden die Pfähle dort mit einer Bentonitsuspension umhüllt.



Die Reaktionspfähle A1 bis A3 wurden als Frankpfähle mit Stahlträgernachrammung ausgeführt. Dies erfolgte nicht aus statischen Gründen, sondern diente ausschließlich dazu, weitere Erfahrung bei der Herstellung des modifizierten Pfahlsystems zu sammeln.

Die Ergebnisse der Zugpfahlprobelastungen sind in Bild 6 dargestellt (Z1 = konventioneller Frankpfahl, Z2 = modifizierter Frankpfahl, Z3 = Stahlträger).

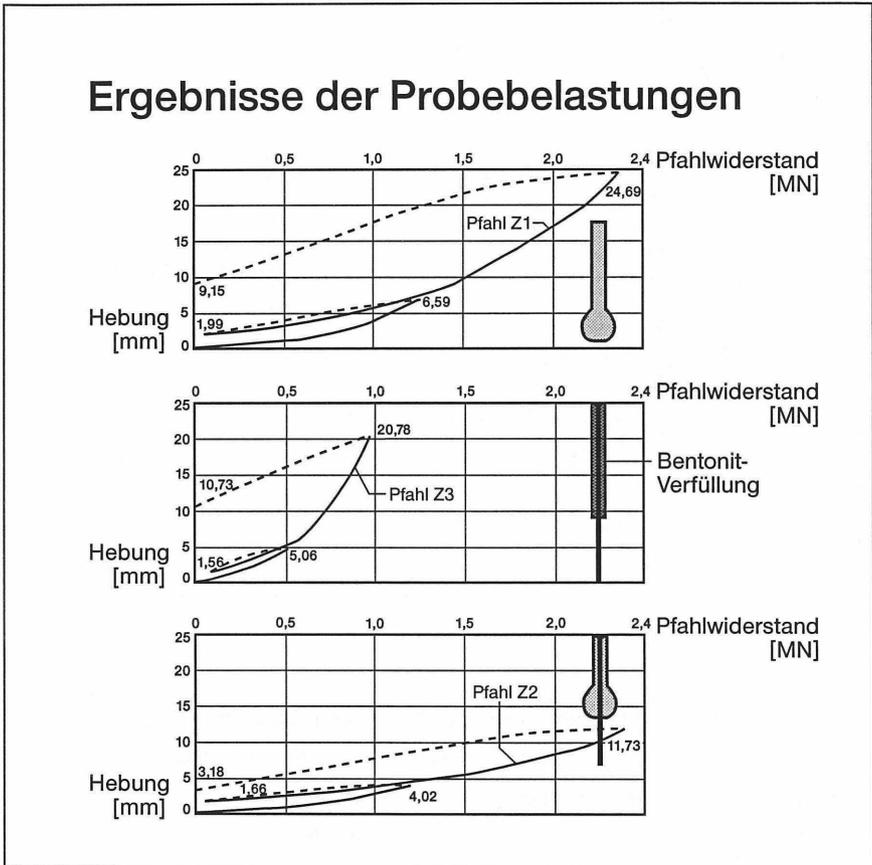


Bild 6: Ergebnisse der Zugpfahlprobelastungen

Die Pfähle Z1 und Z2 wurden jeweils in zwei Belastungsschleifen bis 1.200 kN bzw. 2.400 kN Zug belastet. Der konventionelle Frankpfahl zeigte dabei Hebungen von

ca. 7 mm bzw. 25 mm. Dies bedeutet, für den Nachweis einer äußeren Tragfähigkeit in Höhe von 1.200 kN Gebrauchslast hätte dieser 18 m lange Pfahl allein völlig ausgereicht.

Die Lösung der ausstehenden Problematik hinsichtlich der zukünftigen Bauwerkspfähle bestand aber vorrangig in der Aktivierung eines entsprechenden Bodenkörpers unterhalb des Frankipfahls. Daß diese Aufgabe durch den nachträglich eingerammten Stahlträger erfüllt wurde, zeigt die Widerstandshhebungslinie für den Probepfahl Z2. In den beiden Laststufen 1.200 kN und 2.400 kN lagen die zugehörigen Hebungswerte bei ca. 4 mm bzw. 12 mm. Die Auswertung der Dehnungsmessungen mit dem Kraftverlauf über die Pfahllänge ist in Bild 7 dargestellt.

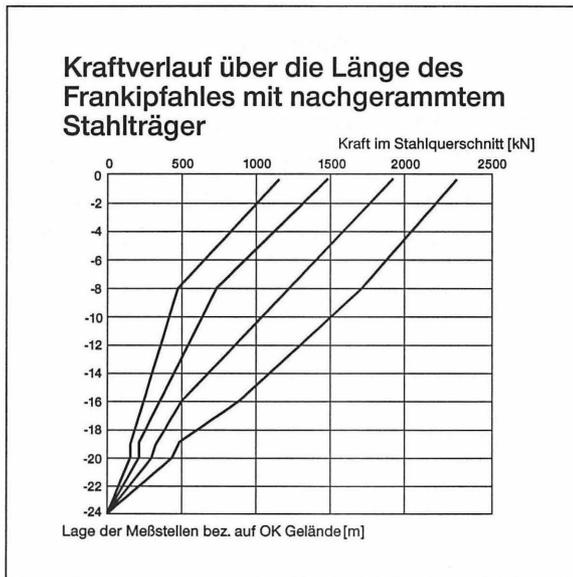


Bild 7: Kraftverlauf über die Länge des Frankipfahles mit nachgerammtem Stahlträger



4. SCHLUSSFOLGERUNGEN FÜR DIE PFAHLGRÜNDUNG DER DOCKSOHLE

Durch die erfolgreich verlaufenden Teststrammungen und Probelastungen wurde das geplante Gründungskonzept voll bestätigt. Dort, wo bei der Herstellung der Bauwerkspfähle die maximale Länge der Frankipfähle von 21 m erreicht wird und aus statischen Gründen keine größere Tiefe erforderlich ist, reicht dieser Pfahl für die Lastabtragung von 2.000 kN Druck und 1.100 kN Zug aus. Wenn jedoch der Frankipfahl wegen zu hoher Rammwiderstände höher abgesetzt werden muß als es nach den statischen Erfordernissen zur Aktivierung eines entsprechenden Bodenkörpers erforderlich wäre, kann dies durch eine Stahlträgernachrammung bei den fraglichen Pfählen kompensiert werden.

Die Ableitung der Druckkräfte ist von der Länge des Frankipfahls unabhängig. Sie wird durch die entsprechende Fußaufweitung sichergestellt.

Der Frankipfahl mit nachträglich eingerammtem Stahlträger ermöglicht so eine optimale und flexible Anpassung der Pfahlgründung an die in jedem Pfahlansatzpunkt vorhandene Baugrundsituation hinsichtlich Rammbarkeit, Beherrschung der artesischen Grundwasserverhältnisse und der statischen Erfordernisse.

MESSTECHNISCHE AUSRÜSTUNG FÜR PFAHLZUGVERSUCHE

FALLBEISPIELE

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Olaf Stahlhut

Dipl.-Ing. Uwe Ernst

1 Einleitung

Pfahlprobelastungen werden zur Verifikation der theoretischen Rechenannahmen durchgeführt, wobei grundsätzlich zwischen statischen und/oder dynamischen Methoden unterschieden wird. Ziel solcher Belastungen ist die Überprüfung der Tragfähigkeit und die daraus resultierende Ermittlung des Last-Setzungs-Verhaltens von Druckpfählen bzw. des Last-Hebungs-Verhaltens von Zugpfählen. Darüber hinaus ist bei bestimmten Bauvorhaben die Erfassung der Mantelreibungverteilung und des Spitzendrucks von Interesse.

Die Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGEg 'Statische axiale Probelastungen von Pfählen' unterscheiden für die Instrumentierung bezüglich der zu erzielenden Qualität der Meßergebnisse zwischen unterschiedlich hohen Anforderungen [2]. Bei einfachen Anforderungen genügt in der Regel, die Verschiebungen des Pfahlkopfes in Abhängigkeit von der aufgetragenen Belastung und der Zeit zu erfassen. Höhere Anforderungen ziehen die geeignete meßtechnische Bestückung des Pfahles zur Ermittlung der Mantelreibungverteilung und der Pfahlfußkräfte nach sich.

Zur Durchführung statischer Probelastungen ist die Konstruktion und Bereitstellung einer Belastungseinrichtung erforderlich. Da oftmals mehrere Versuche ausgeführt werden, muß diese in der Regel mit einem großen Gerät umgesetzt und neu eingerichtet werden. Im allgemeinen ist dieser Vorgang mit einem großen zeitlichen Aufwand verbunden.

Zu den angesprochenen Punkten hat das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) verschiedene Problemlösungen entwickelt. Im folgenden Beitrag wird an einem Beispiel aufgezeigt, wie der

Aufwand zur Durchführung statischer Zugversuche ohne Minderung der Qualität der Meßergebnisse minimiert werden kann. Weiterhin wird erläutert, wie Pfähle zur Ermittlung der Mantelreibungskräfte entlang des Pfahlschaftes meßtechnisch ausgerüstet werden können.

2 Zugversuche an Bohrpfählen mit einem Autokran

2.1 Idee

Im Stadion des VfL Wolfsburg wurde 1996 eine neue Tribüne gebaut. Als Überdachung wurde eine Zeltbaukonstruktion gewählt. Zur Aufnahme der Lasten aus dem Zeltdach wurden Zug- und Druckpfähle (\varnothing 62 cm) hergestellt. Zum Abspannen der Seile des Zeltdaches waren Metallösen in die Pfahlköpfe einbetoniert. Neben der Überprüfung der Tragfähigkeit mittels dynamischer Methoden sollten die Zugpfähle (Länge 5,50 m) statischen Probelastungen unterzogen werden. Zur weiteren Qualitätssicherung wurden zusätzliche Integritätsprüfungen durchgeführt.

Auch bei diesem Bauvorhaben stellte sich die Frage, wie der Aufwand der statischen Probelastungen minimiert werden konnte. Da auf der Baustelle keine Meßtraversen und Pressen zur Verfügung standen, wäre die Beschaffung dieser Geräte sowie die Herstellung der Reaktionsfundamente mit einem nicht unerheblichen Aufwand verbunden gewesen, und hätte die Aufnahme des Spielbetriebs der Bundesliga möglicherweise gefährdet. Weiterhin sollte möglichst mehr als ein Zugversuch je Arbeitstag durchgeführt werden.

Das IGB-TUBS wurde infolgedessen beauftragt, ein Meßkonzept zu entwickeln, welches die Durchführung statischer Probelastungen ohne aufwendige Belastungseinrichtung ermöglicht und gesicherte Erkenntnisse über das Last-Hebungsverhalten liefert. Zusätzlich sollte das Konzept eine schnelle Durchführung von mehreren Pfählen pro Tag ermöglichen.

Die Idee zur Durchführung der Belastung war nun, die Versuche mit Hilfe eines 200 t Autokranes zum Aufbringen der erforderlichen Zugkraft und einer Zugkraftmeßdose (Meßbereich 0-500 kN) durchzuführen. Zwischen Kranhaken und der oben erwähnten Öse wurde die Meßdose durch versetzt angeordnete Schäkkel so installiert, daß

eine zentrische Krafteinleitung ohne Auftreten von Biegemomenten gewährleistet werden konnte (Bild 1).



Bild 1: Zugpfahl mit Öse und Zugkraftmeßdose

2.2 Durchführung der Versuche

Nachdem im Februar 1996 die dynamischen Probelastungen durchgeführt wurden, fanden im März 1996 die statischen Zugversuche statt. Zur Messung der Vertikal- und Horizontalverschiebungen des Pfahlkopfes wurden Wegaufnehmer mit einer Genauigkeit von 1/100 mm so installiert, daß ein Einfluß aus Bodenbewegungen ausgeschlossen werden konnte. Als 'Meßbrücke' wurden die auf der Baustelle vorhandenen Elemente der späteren Tribünenkonstruktion verwendet (Bild 2). Drei Wegaufnehmer waren gleichmäßig auf dem Pfahlkopf zur Messung der Vertikalbe-



wegungen angeordnet. Ein zusätzlicher Aufnehmer wurde zur Erfassung horizontaler Verschiebungen seitlich am Pfahl befestigt.

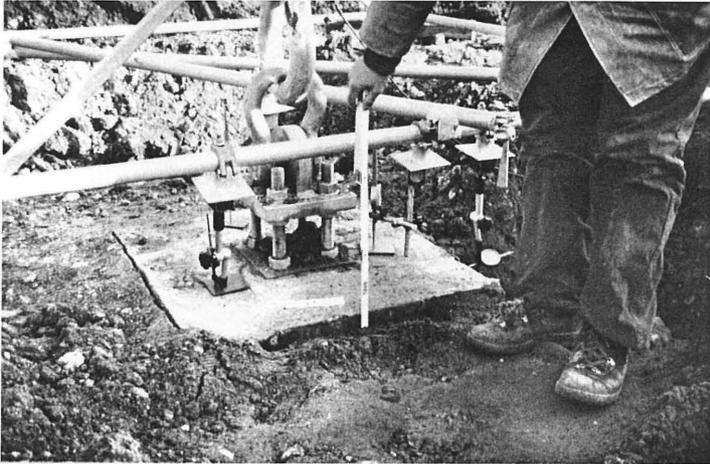


Bild 2: Pfahl mit Meßbrücke

Die Versuche wurden in Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGEG unter Berücksichtigung einfacher Anforderungen durchgeführt. Demzufolge müssen die Verschiebungen des Pfahlkopfes in Abhängigkeit von der aufgetragenen Belastung und der Zeit gemessen werden.

Nach Aufbringen einer Vorlast wurden die Laststufen in acht gleichmäßigen Intervallen bis zur 2-fachen Gebrauchslast (350 kN) aufgebracht. Die Lasten wurden so lange gehalten, bis die Hebungsgeschwindigkeit gemäß der Empfehlung auf weniger als 0,1 mm innerhalb von 20 min abgeklungen war. Während der Versuche wurden die Verschiebungen der einzelnen Meßstellen und die eingeleiteten Lasten protokolliert.

2.3 Ergebnisse

Die Verwendung eines Autokranes (Bild 3) zum Einleiten der erforderlichen Zugkraft hat sich eindeutig als sehr vorteilhaft erwiesen. Die Hydraulik des Autokranes zur Lastkonstanthaltung hat sich als sehr stabil erwiesen und ist durchaus mit der Lastkonstanthaltung von Pressen zu vergleichen bzw. übertrifft diese sogar. Der Kranführer war jederzeit in der Lage, die Last mit Hilfe eines digitalen Anzeigergerätes, welches direkt mit der Kraftmeßdose verbunden war, zu kontrollieren und mit der Lastanzeige des Kranes zu vergleichen.



Bild 3: Lasteinleitung mit Autokran

Aufgrund der Mobilität des Kranes konnten an drei Tagen insgesamt acht Probelastungen durchgeführt werden. Unter Verwendung einer Belastungskonstruktion mit Traversen und Widerlagern wäre der zeitliche Aufwand sicher wesentlich größer gewesen.

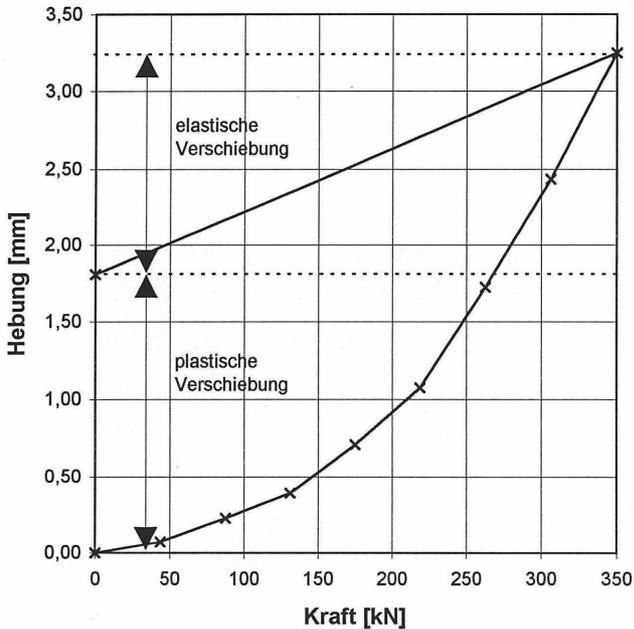


Bild 4: Last-Hebungs-Linie

Beispielhaft ist in Bild 4 die Last-Hebungs-Linie eines gestesteten Pfahles dargestellt. Die elastischen und plastischen Verschiebungen, die deutlich zu erkennen sind, betragen an diesem Pfahl 1,445 mm bzw. 1,805 mm. Die Hebungsgeschwindigkeit lag unter dem Grenzkriechmaß von 0,1 mm in 20 min.

3 Zugversuche an Rüttelinjektionspfählen in Berlin

3.1 Idee

Im Bereich der zentralen Verkehrsbauten Berlins wird am Spreebogen ein Tunnel in offener Bauweise erstellt. Um den Grundwasserhaushalt möglichst wenig zu beeinträchtigen, wurde die Wand-Sohle-Bauweise für die rund 20 m tiefe Baugrube gewählt. Da das Grundwasser knapp unterhalb der Geländeoberkante ansteht, sind zur Auftriebssicherung Rüttelinjektionspfähle (RI-Pfähle) mit einem HEB-Profil (HEB 220) vorgesehen.

Das Last-Hebungs-Verhalten der Einzelpfähle sowie der Pfahlgruppe sollte vor der Herstellung der späteren Baugrube durch Zugversuche überprüft werden. Die Lage des Versuchsfeldes kann [7] entnommen werden. Das Konzept sah vor, das Verhalten von fünf Einzelpfählen unterschiedlicher Länge und einer Pfahlgruppe von fünf Pfählen zu untersuchen.

Zur Ermittlung der Normalkraftverteilung wurden an zwei Einzelpfählen und drei Gruppenpfählen Dehnungsmeßstreifen (DMS) in acht gleichmäßig über die Höhe angeordneten Meßebenen appliziert. Die Länge der meßtechnisch bestückten Einzelpfähle betrug 13,70 m bzw. 17,30 m. Die Gruppenpfähle hatten eine Länge von rund 17,30 m.

Zur Feststellung des Hebungsverhaltens des umgebenden Bodens und zur Ermittlung der Horizontal- und Vertikalspannungen wurde in Nähe des Zentralpfahls der Gruppe zusätzlich ein 3-fach Stangenextensometer sowie eine Spannungsmonitorstation vor der Herstellung der Pfähle eingebaut [7].

3.2 Applikation von Dehnungsmeßstreifen

Zur Ermittlung der Normalkraftverteilung wurden insgesamt fünf Pfähle in acht Meßebenen mit DMS bestückt. Die oberste Meßebene wurde beidseitig, die übrigen Meßebenen alternierend 'links' und 'rechts' mit Dehnungsaufnehmern versehen. Demzufolge ergab sich eine Gesamtzahl von 45 Dehnungsmeßstreifen. Durch die links- und rechtsseitige Applikation der Geber wurde die Anzahl der an den Pfahl-

kopf zu führenden Kabel auf vier bzw. fünf beschränkt. Die Meßebenen waren gleichmäßig über die Höhe verteilt angeordnet, wobei die oberste in Höhe der Geländeoberkante und die unterste knapp oberhalb des Pfahlfußes angeordnet war.

Da die Pfähle eingerüttelt wurden, war darauf zu achten, daß die DMS nicht durch die entstehenden dynamischen Kräfte zerstört werden. Dazu mußten sie so befestigt werden, daß sie sich während des Einrüttelvorganges nicht lösen konnten. Weiterhin durften sich die Kabel nicht lösen. Darüber hinaus waren die DMS so zu kapseln, daß sie nicht durch die während des Einrüttelns verpreßte Injektion zerstört wurden.

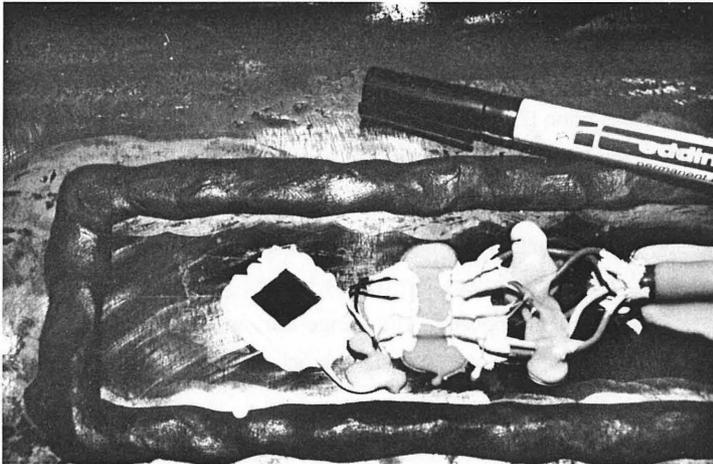


Bild 5: HEB-Profil mit Dehnungsmeßstreifen

Zunächst wurde auf dem Profil eine blanke und glatte Oberfläche hergestellt, auf die die DMS mit Hilfe eines Zweikomponentenklebers geklebt und anschließend verdrahtet wurden (Bild 5). Zur Gewährleistung der Wasserdichtigkeit und zur Verhinderung der Zerstörung der DMS durch die Injektion, wurden sie mit einer elastischen Wachsschicht eingekapselt. Das Kabel wurde mittels eines Klebers so befestigt, daß es die dynamischen Belastungen aufgrund des Einrüttelvorgangs aufnehmen konnte. Nach Applikation aller Meßstellen wurde ein gleichschenkliger Winkelstahl als mechanischer Schutz über sämtliche Meßstellen entlang des gesamten Pfahls aufgeschweißt (Bild 6). Er diente gleichzeitig dazu, die Kabel innerhalb der Kehle auf-

zunehmen. Dazu wurden die Kabel am Winkelstahl mit Hilfe von Kabelbindern befestigt.

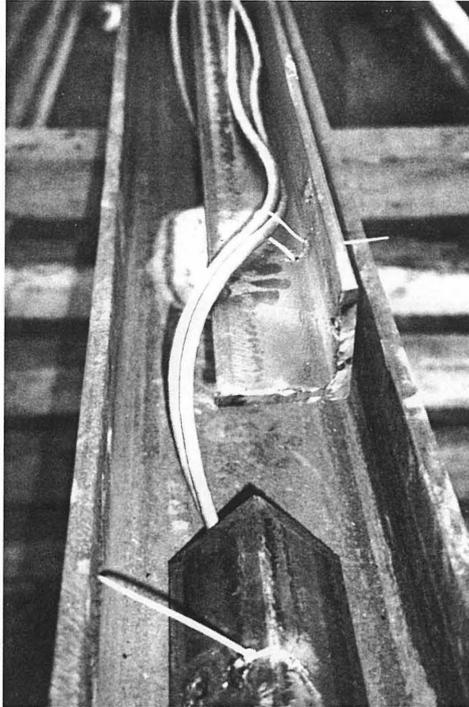


Bild 6: Mechanischer Schutz der Dehnungsmeßstreifen

Die Kabelenden mit den Steckern wurden mit Hilfe einer Weithalsflasche vor Feuchtigkeit und Beschädigungen geschützt. Durch den Schraubverschluss konnten die Stecker schnell zugänglich und nach Durchführung der Versuche wieder wasserdicht gekapselt werden.

3.3 Einrütteln der Pfähle, Kalibrierung der DMS

Um die Versuchsergebnisse auf die Verhältnisse der später herzustellenden Baugrube übertragen zu können, war eine Bedingung, daß der Einrüttelvorgang mit dem gleichen Gerät durchgeführt werden mußte. Zunächst wurde der Zentralpfahl eingebracht, um die Längen der anderen Pfähle auf diesen abzustimmen. Als Schwachstelle erwies sich der mechanische Schutz, der sich teilweise während des Einrüttelvorgangs löste. Aufgrunddessen wurde beschlossen, die Schweißnähte der noch einzubringenden Pfähle zu überprüfen, um ein weiteres Lösen des Winkelstahles zu verhindern.



Bild 7: Kalibrierung der DMS

Wie bei allen Meßaufgaben ist die Glaubwürdigkeit der Meßergebnisse ein wichtiges Qualitätskriterium. Um die Qualität sicherzustellen und das Tragverhalten beurteilen zu können, müssen die Meßwertaufnehmer kalibriert werden. In diesem Fall wurde zur Kalibrierung der DMS die bereits in Wolfsburg verwendete Zugkraftmeßdose eingesetzt. Dazu wurde in die HEB-Profile ein Loch gebrannt, in welches die Meßdose, wiederum mit Schäkeln zur Verhinderung des Eintrags von Biegemomenten, installiert werden konnte. Die erforderliche Zugkraft wurde abermals mittels eines Autokranes zentrisch eingeleitet (Bild 7). Um ein Vorspannen der Pfähle zu vermeiden, wurde bei den Zugversuchen darauf geachtet, nicht über die Vorlast der eigentlichen Versuche hinauszugehen. Da sich die oberste Meßebe in unmittelbarer Nähe zur GOK befand, mußte die volle Last verlustfrei eingetragen werden. Dieser Sachverhalt konnte vom IGB-TUBS bestätigt werden. Weiterhin konnte durch die Kalibrierung bereits vor den Versuchen die Funktionsfähigkeit der Meßstellen festgestellt werden.

3.4 Versuchsdurchführung

Die Prüfung der Einzelpfähle erfolgte an fünf Tagen vom 31.07.1996 bis zum 07.08.1996 durch das IGB-TUBS in Zusammenarbeit mit dem Büro Prof. Rodatz und Partner, Beratende Ingenieure für Geotechnik, Braunschweig (RuP). Die Durchführung und die Versuchsergebnisse des Gruppenzugversuchs sind ausführlich in [7] beschrieben.

Die Pfahlkräfte wurden über Pumpenmanometer und Kraftmeßdosen (KMD) bestimmt. Die Pumpen- und Presseneinrichtung wurde durch die Franki Grundbau GmbH, NL Nord bereitgestellt und betrieben. Die Pfahlhebungen wurden mit Hilfe von zwei manuellen Wegaufnehmern ermittelt und handschriftlich protokolliert. Ein geodätisches Nivellement zur Erfassung der Boden- und Pfahlhebungen sowie der Reaktionsfundamente vervollständigte die Messungen.

Im folgenden wird die Versuchsdurchführung für den Einzelpfahl 5 beschrieben. Dieser Pfahl war mit Dehnungsmeßstreifen in acht Meßebenen bestückt. Die kontinuierliche Erfassung und Speicherung der Meßwerte wurde durch einen mehrkanaligen A/D Wandler gewährleistet, der gleichzeitig die Pfahlkräfte mit den KMD erfaßte.

Die Versuche wurden wiederum in Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGEG unter Berücksichtigung hoher Anforderungen durchgeführt.

Nach Aufbringen einer Vorlast von 50 kN wurde die Last in drei Schritten auf 1300 kN = $1,05 \times Q_{\text{eff}}$ erhöht. Während der Kriechphase wurde die Last konstant gehalten. Anschließend wurde bis auf die Vorlast entlastet. Danach wurde die Last in drei Schritten bis auf 2500 kN = $2,0 \times Q_{\text{eff}}$ erhöht und wieder konstant gehalten. Nach weiterem Entlasten auf die Vorlast wurde die Last wiederum in drei Schritten auf ca. 3100 kN = $2,5 \times Q_{\text{eff}}$ erhöht. Bei dieser Last mußte der Versuch wegen Schiefstellung der Belastungseinrichtung vorzeitig abgebrochen werden. Schließlich wurde erneut bis auf die Vorlast entlastet. Während des gesamten Versuches wurden die Dehnungen und die Kräfte kontinuierlich gemessen und gespeichert und konnten bereits auf der Baustelle online am Bildschirm dargestellt werden. Die zu den Lasten gehörigen Hebungen wurden handschriftlich protokolliert.

3.5 Versuchsergebnisse

In Bild 8 sind die aus den Dehnungsmessungen errechneten Normalkräfte über die Zeit aufgetragen.

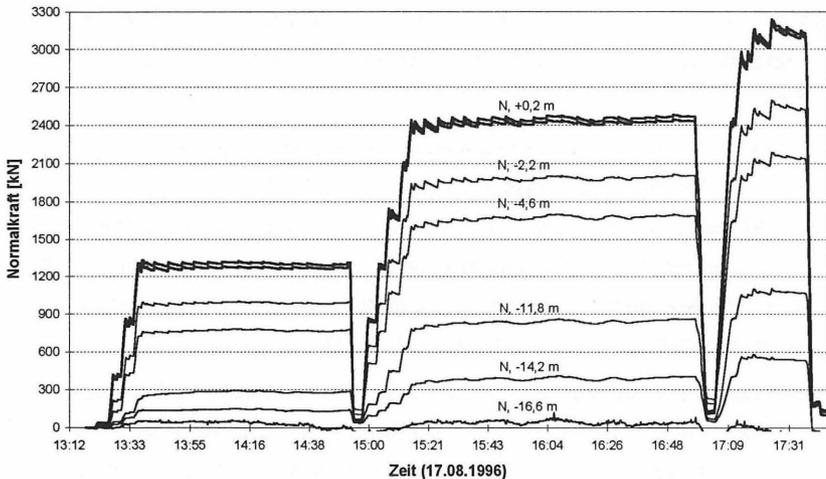


Bild 8: Normalkraft-Zeitdiagramm

Die einzelnen Lastschleifen können deutlich erkannt werden. Weiterhin ist das manuelle Nachregeln der Pumpe zu sehen. Die vom Pfahlkopf zum Pfahlfuß abnehmenden Kräfte sind eindeutig zu erkennen. Am Kopfpunkt wird die volle Last eingeleitet, während die Last am Fuß nahezu Null ist. Darüber hinaus ist die gute Übereinstimmung der DMS in der oberen Meßebene zu erkennen.

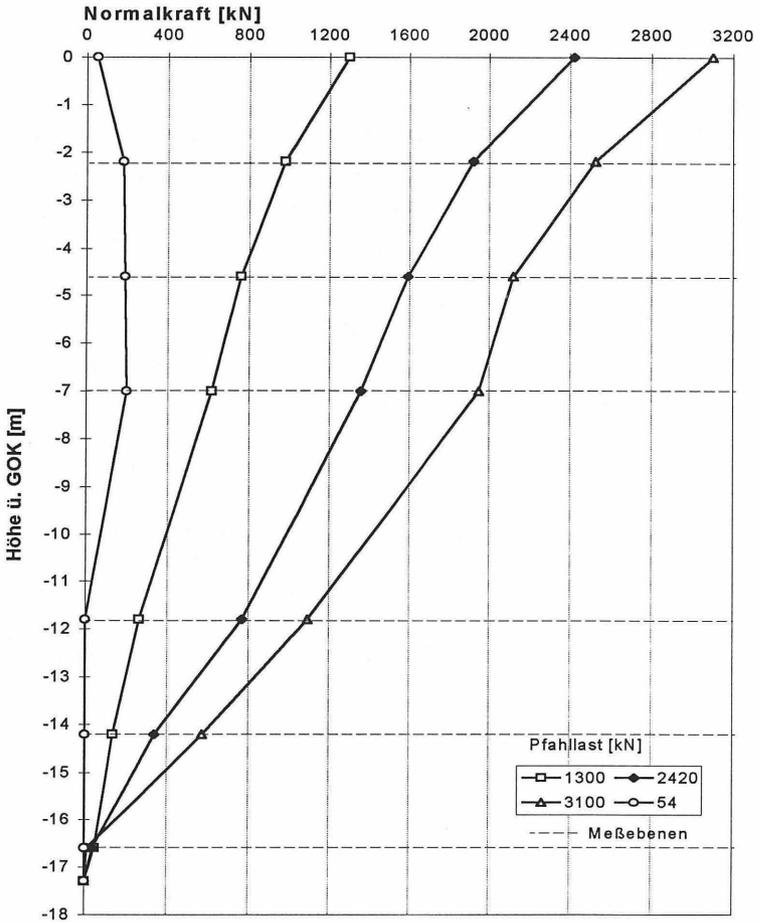


Bild 9: Normalkraftverlauf Einzelpfahl 5

Bild 9 zeigt die Normalkräfte für die Belastungsstufen 1300 kN, 2420 kN, 3100 kN und nach Entlasten auf 54 kN. In erster Näherung steigen die Normalkräfte mit '0' am Pfahlfuß beginnend auf die jeweilige Pfahllast an.

Die Hebungsgeschwindigkeit lag unter dem in den Empfehlungen angegebenen Grenzkriechmaß von 0,1 mm / 20 min. Die Pfahlhebungen lagen bei der 2. Lastschleife bei 15 mm bzw. 27 mm bei der 3. Lastschleife.

4 Schlußfolgerungen

In dem Beitrag wurden verschiedene Möglichkeiten zur Durchführung statischer Probelastungen unter bestimmten Aspekten aufgezeigt. Es wurde erläutert, wie der Aufwand zur Durchführung von Zugversuchen bei einfachen Anforderungen ohne Qualitätsminderung der Meßergebnisse minimiert werden kann. Durch die gewählte Art der Lasteinleitung ist die Bereitstellung einer aufwendigen Belastungskonstruktion inklusive Meßtraversen, Pressen und Widerlager entfallen. Weiterhin konnten so mehrere Versuche an einem Tag durchgeführt werden, da das aufwendige Umsetzen der Belastungseinrichtung entfiel.

In einem weiteren Beispiel wurde gezeigt, wie die Ermittlung der Normalkraftverteilung über die Höhe bei RI-Pfählen ausgeführt werden kann und welche Meßwertgeber dazu geeignet sind. Die im Vorfeld zu beachtenden Randbedingungen wurden erläutert und anschließend die individuellen Problemlösungen dargestellt.

Die Ergebnisse beider ausgeführter Projekte haben gezeigt, daß durch individuelle Problemlösungen der Aufwand reduziert und eine hohe Qualität der Messungen erreicht werden kann.

5 Literatur

- [1] Borchert, K.-M., Erdmann, J., Kramer, H., Winselmann, D.
Zuschrift zum Beitrag „Tiefe Baugruben in Berlin: Bisherige Erfahrungen und geotechnische Probleme“, Geotechnik 1996
- [2] DGEG
Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGEG: „Statische axiale Probelastungen von Pfählen“
- [3] Franke, E., Gollub, P.
Zur Berechnung von Pfahlgruppen, insbesondere von Zugpfahlgruppen, Bautechnik 73, 1996, S. 605-613
- [4] IGB-TUBS
Abschlußbericht über Pfahlprüfungen an Bauwerkspfählen „Stadionüberdachung Haupttribüne VfL Wolfsburg“, unveröffentlicht
- [5] Gollub, P., Klobe, B.
Tiefe Baugruben in Berlin: Bisherige Erfahrungen und geotechnische Probleme, Geotechnik 1995, S. 121-131
- [6] Info Box, Der Katalog, Nishen Verlag Berlin, 1996
- [7] Maybaum, G.
Baugrube Spreebogen, Verankerung der Unterwasserbetonsohle - Geotechnisches Sicherheits- und Meßkonzept, Mitteilungen des IGB-TUBS, Heft 53
- [8] Mönnich, D., Kramer, J.
Tiefe Baugruben mit verankerter Unterwasserbetonsohle für die Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlin, Vorträge der Baugrundtagung in Berlin, 1996, S. 25-40



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
Baunternehmen Siegen

Weidenauer Straße 265, 57076 Siegen
Tel. (0271) 4031-217, Fax (0271) 4031-110

Baugrube Spreebogen, Verankerung der Unterwasserbetonsohle Geotechnisches Sicherheits- und Meßkonzept

Dr.-Ing. G. Maybaum
Dipl.-Ing. Jean-Marc Guillen

1 Einleitung

Nach dem Fall der Mauer und der Wiedervereinigung Deutschlands rückte Berlin aus der jahrzehntelangen Randlage wieder in das Zentrum Europas. Berlin gewinnt seitdem an wirtschaftlicher, kultureller und insbesondere an politischer Bedeutung. Neben den vielen anderen Veränderungen stieg das Verkehrsaufkommen sprunghaft an, so daß schon bald klar wurde, daß es für Berlins Verkehrswege mehr zu tun gilt, als die Lücken aus der Zeit der Teilung zu schließen. Ziel der geplanten Infrastrukturmaßnahmen ist es, die Verkehrsströme soweit als möglich umweltverträglich zu organisieren. Die Verknüpfung Berlins mit dem Umland und die Einbindung in das europäische Hochgeschwindigkeitsnetz soll mit dem sog. Pilzkonzept verwirklicht werden.

Das Pilzkonzept umfaßt im wesentlichen den nördlichen Abschnitt des Berliner Innenrings, die Stadtbahn zwischen dem Bahnhof Zoologischer Garten und Hauptbahnhof sowie die Nord-Süd-Verbindung. Der Zentrale Bereich, in dem die neue Nord-Süd-Verbindung gebaut wird, nimmt die Schlüsselstellung in Berlins Schienenverkehrskonzept ein. Die Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlin für die Fernbahn mit den beiden Bahnhöfen Lehrter Bahnhof und Potsdamer Platz, für die Teilstrecken der U-Bahnlinien U 5 und U 3 mit den Stationen Reichstag und Lehrter Bahnhof verlaufen unterirdisch. Die Trasse unterfährt im Bereich des Spreebogens, in dem das Regierungsviertel entsteht, die noch zu erstellenden Gebäude des Bundeskanzleramtes und quert die Spree.

2 Baugrube 'Spreebogen'

Bild 1 zeigt die Baugruben im Bereich 'Spreebogen' die im Auftrage der Projektgesellschaft für Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlin mbh (PVZB) von der SPIE Spezialtiefbau GmbH, Berlin (SPIE) erstellt wird. Die aus der Geotechnik und Dynamik Consult GmbH und der DMT-Potsdam, Gesellschaft für Umwelt- und Geotechnik mbh gebildeten Arbeitsgemeinschaft Umweltgeologie und Geotechnik VZB-Berlin (ARGE GuD / DMT) vertritt den Bauherrn als geotechnischer Gutachter.

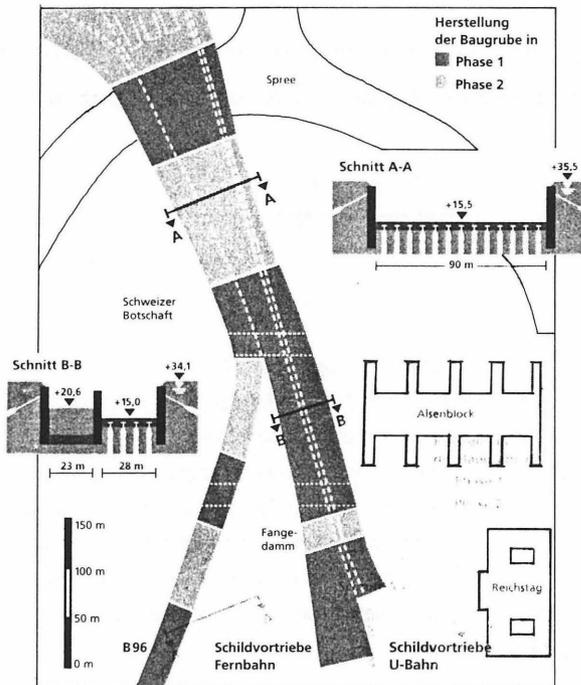


Bild 1: Baugruben für die Tunnelanlagen im Spreebogenbereich [6]

In diesem Teilabschnitt verlaufen die Verkehrssysteme für Fernbahn, Straßenbahn (B 96) und U-Bahn nebeneinander. Zwangspunkte sind das bestehende Gebäude der Schweizer Botschaft und vor allem die Querung der Spree. Die Solltiefe der Spree, wobei zwischen Flußsole und Tunneldecke ein Sicherheitsabstand von 1,0 m einzuhalten ist, bestimmt die Tiefenlage aller Bauwerke. Der Untergrund besteht überwiegend aus Sanden mit in der Tiefe zunehmender Lagerungsdichte. Bereichsweise sind aber auch mehr oder weniger mächtige Schichten aus Schluff und Mergel, Steine sowie zum Teil tieferreichende Bauwerksreste und organische Böden vorhanden.

Die Anforderungen an die Baugruben erzwangen ein Konzept, welches den Grundwasserhaushalt in der Bauphase und danach geringstmöglich beeinträchtigt. Die Baugruben im Zentralen Bereich Berlin werden deshalb zur Schonung des Grundwasserhaushaltes in der Wand-Sohle-Bauweise erstellt. Im Hinblick auf die Größe der Einzelbauwerke und unter bauzeitlichen Aspekten wurde eine zeitlich versetzte Herstellung der Baugruben und Tunnelanlagen vorgesehen.

Die horizontale Begrenzung erfolgt über Schlitzwände. Die Sohle wird als verankerte Unterwasserbetonsohle mit einer Mindestdicke von 1,5 m ausgeführt. Zur Verankerung der Unterwasserbetonsohle im Bereich der Baugrube 'Spreebogen' sind Rüttelinjektionspfähle (RI-Pfähle) mit HEB-Profilen vorgesehen. Der maximale Rasterabstand der Pfähle ist generell auf 3,0 x 3,0 m begrenzt.

3 Problemstellung

Die ungewöhnlich großen und tiefen Baugruben stellen eine Herausforderung für alle Beteiligten dar. Das große Risikopotential und die daraus abgeleitete Verpflichtung einer ständigen kritischen Prüfung der zur Ausführung vorgesehenen Lösungen unter gleichzeitiger Berücksichtigung neuer Erkenntnisse führte zu der Entwicklung des in Bild 2 dargestellten Sicherheitskonzepts.

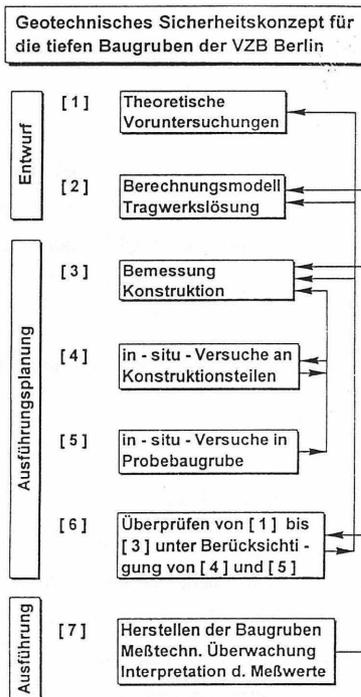


Bild 2: Geotechnisches Sicherheitskonzept [6]

In diesem Beitrag soll die Umsetzung der in-situ-Versuche in einer Probebaugrube zur Verifikation der Rechenannahmen bezüglich der Tragfähigkeit der Verankerungselemente dargestellt werden.

Für Einzelpfähle existiert kein allgemein anerkanntes mechanisches Modell der Lastabtragung und es gibt deshalb auch kein entsprechendes Berechnungsverfahren. Die derzeit noch gültige DIN 1054 schreibt deshalb Zugversuche an Probe- oder Bauwerkspfählen vor. Die theoretische Ermittlung des Pfahltragverhaltens wird in der Norm untersagt.

Zudem ist die Gruppenwirkung, d. h. die Änderung des Tragverhaltens von engstehenden Pfählen infolge ihrer Beeinflussung durch Nachbarpfähle nicht exakt prognostizierbar. In der DIN 1054 wird bei der Modellierung einer Zugpfahlgruppe davon ausgegangen, daß die Gruppenpfähle zusammen mit dem aktivierten Bodenpaket als sich gemeinsam bewegendes Block betrachtet werden dürfen. Dabei sind zwei Nachweise zu führen:

- Nachweis der Gruppentragfähigkeit, Auftriebsnachweis (Systemsicherheit)

$$\eta_a = G + K / A \geq 1,4 \text{ mit}$$

G Gewicht aktivierbaren Bodenkörpers

K Summe der Vertikalkräfte aus Verankerung und Erddruck und Summe der Gewichte des Wand- und Sohlbetons

A Auftriebskraft

Nach den Grundsätzen für die Berechnung der Tunnelbauwerke in offener Bauweise (GBOB) darf der Nachweis mit $\eta_a = G + K / A \geq 1,2$ geführt werden, wenn keine Unsicherheiten bei der Bestimmung des Volumens des anhängenden Bodens bestehen. Dabei sind bei der Festlegung der rechnerischen Wichten des anhängenden Bodenpaketes die Abminderungen infolge Auflockerung zu berücksichtigen.

- Nachweis der Tragfähigkeit eines Gruppenpfahles (Bauteilsicherheit)

$$\eta = Q_g / Q = \tau_{mf} / \tau_m \geq 2,0 \text{ mit}$$

Q_g Bruchlast eines Gruppenpfahles bei Überschreitung der Grenzspannreibung τ_{mf}

Q Gebrauchslast eines Gruppenpfahles

Der letztgenannte Nachweis wird üblicherweise durch die nach DIN 1054, 5.4 obligatorische Probebelastung eines Einzelpfahles erbracht. Dieser Nachweis ist aber nur dann hinreichend, falls die Mantelreibung $\tau_{mf,G}$ eines Gruppenpfahles mit der (im Versuch bestimmten) Mantelreibung $\tau_{mf,E}$ eines Einzelpfahles übereinstimmt. Zur Verifikation der theoretischen Rechenannahmen und zur Bestimmung des Last-Hebungsverhaltens der Verankerungselemente sowie insbesondere der Beurteilung der Gruppentragfähigkeit waren deshalb im Vorfeld der Herstellung der Baugruben Zugversuche an Einzel- und Gruppenpfählen durchzuführen.

Dabei waren u. a. auch die in [4] geäußerten Bedenken zu berücksichtigen. Die Autoren stellten die Ableitbarkeit der Mantelreibung eines Gruppenpfahles $\tau_{mf,G}$ aus der Kenntnis der Mantelreibung eines Einzelpfahles $\tau_{mf,E}$ wegen der Abhängigkeit der Mantelreibung von der wirksamen Normalspannung σ'_z in Frage. Sie gingen dabei von den folgenden Annahmen aus:

$$\sigma'_z = \gamma \cdot z$$

$$\sigma'_h = k \cdot \sigma'_z$$

$$\tau_{mf} = \sigma'_h \cdot \tan \delta \text{ mit}$$

γ = Wichte des Bodens

z = Tiefe unter Gelände

δ = Reibungswinkel zwischen Pfahloberfläche und Boden

k = Erddruckkoeffizient, der ggf. auch Dilatanz- bzw. Kontraktanzeinflüsse repräsentiert

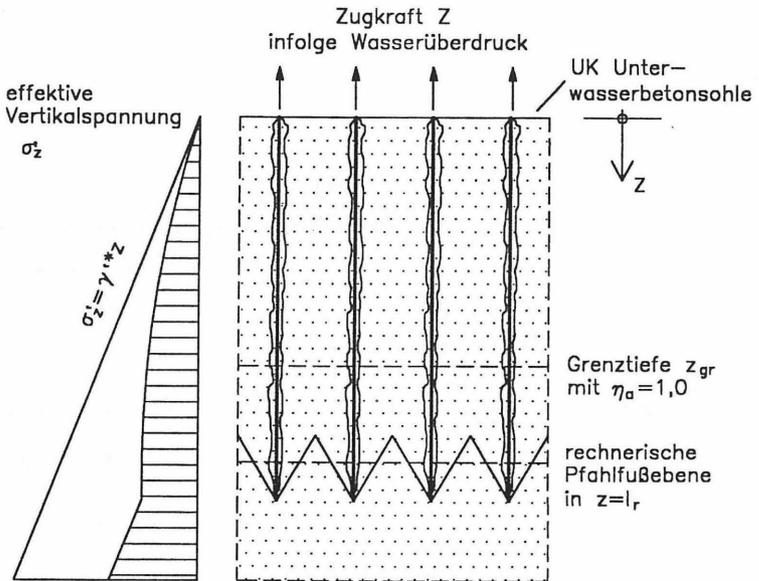


Bild 3: Zugpfahlgruppe mit angehängtem Erdkörper und reduzierter Vertikalspannung σ'_z infolge der Zugkraft Z

Wie in Bild 3 dargestellt, wird innerhalb der Zugpfahlgruppe durch die am Pfahlkopf eingeleitete Zugkraft Z die effektive Vertikalspannung σ'_z reduziert. Bei konstantem Erddruckkoeffizienten k' ergäbe sich dann eine Verringerung der in der Scherfuge Pfahloberfläche / Boden wirksamen Normalspannungen und der Mantelreibung. Um die Änderung der Normalspannungen zu quantifizieren, wurden im Rahmen des hier vorgestellten Meß- und Untersuchungsprogramm neben den Pfahllasten und Pfahlhebungen die Spannungs- und Verschiebungssituation im die Pfähle umgebenden Boden erfaßt. Mit der Erarbeitung der Konzeption und der Durchführung der Versuche wurde das Büro Prof. Rodatz und Partner, Beratende Ingenieure für Geotechnik GmbH, Braunschweig (RuP) beauftragt.

4 Meß und Untersuchungsprogramm

In einer innerhalb des zukünftigen Baufelds positionierten Versuchsbaugrube wurden fünf Einzelpfähle und fünf Gruppenpfähle eingebracht, deren Lage im Grundriß Bild 4 entnommen werden kann. Die Prüfung der Pfähle erfolgte im Juli und August durch RuP in Zusammenarbeit mit dem IGB-TUBS. Die meßtechnische Ausrüstung ist eingehend in [8] beschrieben.

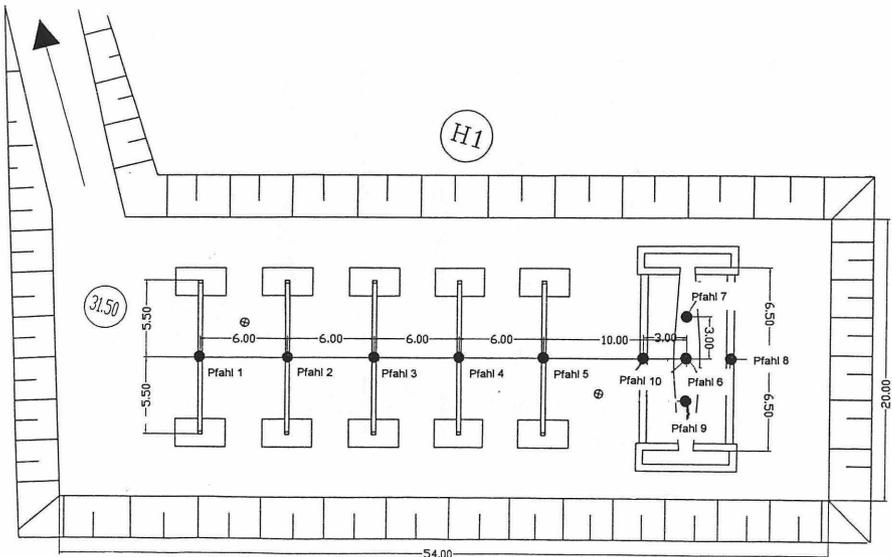


Bild 4: Versuchsbaugrube, Lage der Pfähle im Grundriß

Der Versuchsablauf folgte der Empfehlung 'Statische axiale Probelbelastung von Pfählen' des Arbeitskreises 5 der DGEG. Die Pumpen- und Presseneinrichtung wurde von der Franki Grundbau GmbH, NL Nord (Franki) bereitgestellt und betrieben.

Die Bestimmung der Pfahlkräfte erfolgte bei den Einzelpfahlprüfungen über Pumpenmanometer und Kraftmeßdosen (KMD). Die Meßwerte wurden bei den Einzelzugversuchen handschriftlich protokolliert. Die Erfassung und Darstellung der Pfahlkräfte während des Gruppenzugversuchs erfolgte vor Ort online durch das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig (iBMB).

Zur Bestimmung der Pfahlhebungen wurden bei allen Versuchen zwei Meßuhren je Pfahl installiert. Die Meßwerte wurden handschriftlich protokolliert. Die Erfassung und Darstellung der Pfahlhebungen erfolgte beim Gruppenzugversuch ergänzend durch das iBMB über elektrische Wegaufnehmer.

Zur Bestimmung der Dehnungsverteilung wurden an zwei Einzelpfählen (Pfahl 2 und 5) und an drei Gruppenpfählen (Pfähle 6, 8 und 10) Dehnungsmeßstreifen (DMS) durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) appliziert. Die Erfassung erfolgte - soweit die Kapazität der Datenerfassungsanlage dies zuließ - kontinuierlich. Die Messungen wurden durch ein geodätisches Nivellement zur Erfassung der Boden- und Pfahlhebungen sowie der Setzungen der Reaktionszentren ergänzt. Zur Ermittlung der Horizontal- und Vertikalspannungen im Boden wurde eine Monitorstation, welche in drei Tiefenlagen mit je einer horizontalen und vertikalen Druckmeßdose ausgestattet war, installiert, die zur Bestimmung der Hebungen innerhalb des Bodens mit einem 3-fach Stangenextensometer gekoppelt war.

Die Meßergebnisse wurden nach Versuchsende von RuP zur Darstellung und Auswertung zusammengefaßt.

4.1 Zugversuche an Einzelpfählen

Die Prüfung der Einzelpfähle 1 bis 5 erfolgte im August 1996 durch RuP in Zusammenarbeit mit dem IGB-TUBS. An zwei Pfählen wurden im Stegbereich in acht Meßebenen Dehnungsmeßstreifen (DMS) appliziert. Die oberste Meßebene wurde beidseitig, die übrigen sieben Meßebenen 'rechts' und 'links' alternierend mit Meßwertaufnehmern versehen. Zur Erfassung der Dehnungen stand ein 9-Kanal-Analog-Digitalwandler mit PC-Anschluß zur Verfügung, der die kontinuierliche Speicherung der Meßwerte gewährleistete. Die Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Normalkräfte erfolgte mit dem üblichen Formelapparat. Aus dem Vergleich der am Pfahlkopf über die Presseneinrichtung eingeleiteten mit den aus den DMS-Meßwerten der obersten Meßebene berechneten Normalkräften konnte ein wirksamer Elastizitätsmodul des Profilstahles ermittelt werden. Erwartungsgemäß ergab sich hierbei eine - im Mittel aller Pfähle - ca. 5 % unterhalb des Rechenwertes von $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ liegende Steifigkeit.

Die bis zum Erreichen der Gebrauchslast im Stahl erzwungenen Dehnungen enthielten plastische Anteile, deren Größe aus den nach Entlastung auf die Vorlast verbleibenden Dehnungen in der obersten Meßebeane abgeleitet werden konnten.

Die aus den gemessenen Dehnungen rückgerechneten Schubkräfte stellen die aktivierte Mantelreibung dar, deren Verteilung u. a. von den mit der Tiefe veränderlichen Steifigkeiten der einzelnen Bodenschichten abhängt. Die maximal erreichten Schubspannungen lagen mit 180 bis 210 kN/m² über den derzeitigen Bemessungsansätzen. Es ergaben sich bei der Prüflast Hebungen von 15 bis 30 mm. Die Kriechgeschwindigkeiten lagen unterhalb des zulässigen Grenzwertes von 0,1 mm / 20 min. Die Einzelpfähle haben somit die Prüfung bestanden.

5 Gruppenzugversuch an fünf Pfählen

Die Gruppenprüfung der Pfähle 6 bis 10 erfolgte am 13.08.1996 durch RuP in Zusammenarbeit mit dem IGB-TUBS. Die Belastungskonstruktion bestand aus einem Hauptträger (Innenpfahl 6 und Außenpfähle 7 und 9) und zwei Nebenträgern (Pfähle 8 und 10).

5.1 Versuchsablauf

Der Versuch wurde weggesteuert, d. h. mit gleichen Hebungen des Innenpfahls und der Außenpfähle, durchgeführt. Dazu wurden die Pfahlhebungen digital erfaßt und auf zwei vom Pressenpersonal einsehbaren Bildschirmen online angezeigt. Die Hebungsgeschwindigkeiten, die in Form von Balkendiagrammen dargestellt wurden, ermöglichten die manuelle Ansteuerung der fünf Pressen, welche jeweils einem Pfahl zugeordnet waren.

Im einzelnen ergab sich folgender Versuchsablauf:

- Aufbringung einer Vorlast von 50 kN
- Hebung der Pfähle um $\Delta s \approx 1$ mm, Verschiebungsgeschwindigkeit $s_a' = s' \approx 0,1$ mm/min
- Wiederholung der Hebung bis zum Erreichen der 1,25fachen Gebrauchslast am Innenpfahl
- Entlastung bis auf die Vorlast
- Hebung der Pfähle in 5 Stufen bis zum Erreichen der 1,6fachen Gebrauchslast am Innenpfahl
- Manuelle Lastkonstanthaltung während der Kriech- und Beobachtungsphase
- Entlastung der Außenpfähle auf die 1,25fache Gebrauchslast
- Hebung des Innenpfahls bis zur 1,9fachen Gebrauchslast
- Manuelle Lastkonstanthaltung über 15 min
- Entlastung bis auf die Vorlast

Während des Versuches wurden die folgenden Messungen durchgeführt:

- Pfahlkräfte über Pumpenmanometer und Kraftmeßdosen
- Dehnungsmessungen an den Pfählen 6, 8 und 10 in jeweils 8 Meßebenen
- Pfahlhebungen gegenüber der Meßtraverse über zwei mechanische Meßuhren und zwei elektrische Wegaufnehmer je Pfahl, 5 Meßpunkte
- Pfahlhebungen über geodätisches Nivellement, 1 Meßpunkt am Innenpfahl
- Bodenhebungen im Umkreis des Innenpfahls über geodätisches Nivellement, 6 Meßpunkte
- Vertikal- und Horizontalspannungsmessungen über eine Monitorstation.
- Hebungen im Boden über ein 3fach Stangenextensometer

Die Meßergebnisse wurden als Hebungs-Zeitdiagramm, aus dem die Einhaltung gleicher Hebungen und Hebungsgeschwindigkeiten an allen Pfählen abgelesen werden konnte, und als Last-Zeitdiagramm (Bild 5) dargestellt.

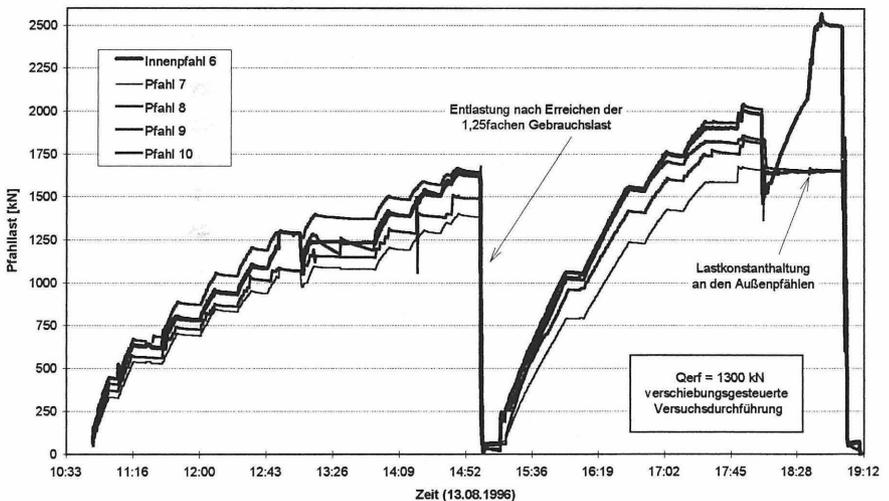


Bild 5: Last-Zeitdiagramm

Es ergaben sich bei der Prüflast (1,25fache Gebrauchslast) Hebungen von 10 mm und bei 1,9facher Gebrauchslast am Innenpfahl Hebungen von 21 mm. Die Bestimmung des Kriechmaßes bei 1,9facher Gebrauchslast weist Kriechmaße unterhalb des zulässigen Grenzkriechmaßes von 0,1 mm / 20 min nach.

5.2 Normalkräfte und Schubspannung

Am Innenpfahl 6 und an den Außenpfählen 8 und 10 wurden vom IGB-TUBS im Stegbe-
reich in acht Meßebenen Dehnungsmeßstreifen appliziert. Die obersten Meßebenen wurde
beidseitig, die übrigen sieben Meßebenen alternierend mit Meßwertaufnehmern versehen.

Die Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Normalkräfte erfolgte mit dem üblichen
Formelapparat. In Bild 6 sind für den Innenpfahl 6 die Normalkräfte für fünf Belastungsstu-
fen (447 kN, 791 kN, 1233 kN, 1608 kN und 2504 kN) und für den Zeitpunkt nach Entlas-
tung auf die Vorlast (57 kN) unter Annahme des Normalkraftnullpunktes am Pfahlfuß ge-
genüber der Bezugshöhe aufgetragen. Die Normalkräfte steigen am Pfahlfuß mit '0' begin-
nend zunächst stark an, nehmen im mittleren Tiefenbereich nur wenig zu und erreichen am
Pfahlkopf die jeweilige Pfahllast.

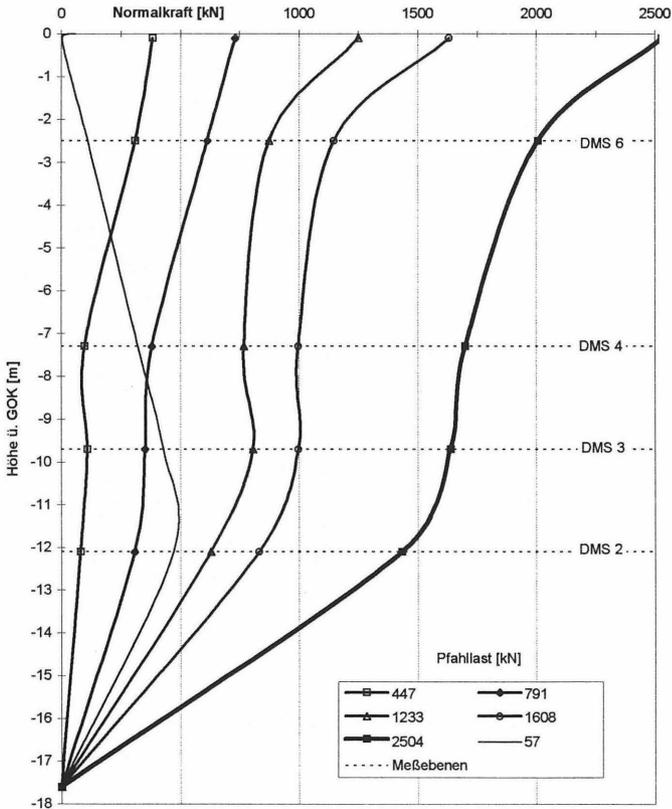


Bild 6: Normalkraftverlauf, Innenpfahl 6

Die Grenzlast wurde beim Pfahl 6 wie auch bei den Außenpfählen nicht erreicht. Die aus den gemessenen Dehnungen rückgerechneten Schubkräfte stellen demzufolge die aktivierete Mantelreibung dar, deren Verteilung u. a. von den mit der Tiefe veränderlichen Steifigkeiten der einzelnen Bodenschichten und von der Verteilung der Verpresmengen abhängt. Die Messungen lieferten keinerlei Hinweise auf eine lokale Überschreitung der Grenzmantelreibung. Von einer weiteren Erhöhung der Schubspannungen bei steigender Last ist auszugehen.

Die maximal erreichten Schubkräfte liegen weit über den derzeitigen Bemessungsansätzen.

$$S_{\max} (P6) > 260 \text{ kN/m (Anlage 6.4.3)}$$

$$S_{\text{rech}} = \tau \cdot U = 150 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,09 \approx 160 \text{ kN/m}$$

Die Pfähle 6 bis 10 haben somit die Gruppenprüfung bestanden.

5.3 Last-Hebungsverhalten

In Bild 7 sind generalisierte Last-Hebungsdiagramme für alle geprüften Pfähle dargestellt. Dazu sind zunächst die Gebrauchslasten in bezug zur tatsächlichen Länge gesetzt worden. Die Last-Hebungsdiagramme zeigen, daß kein maßgeblicher Unterschied im Verhalten von Außen-, Innen- und 'langen' Einzelpfählen - insbesondere im Gebrauchslastbereich - erkennbar ist.

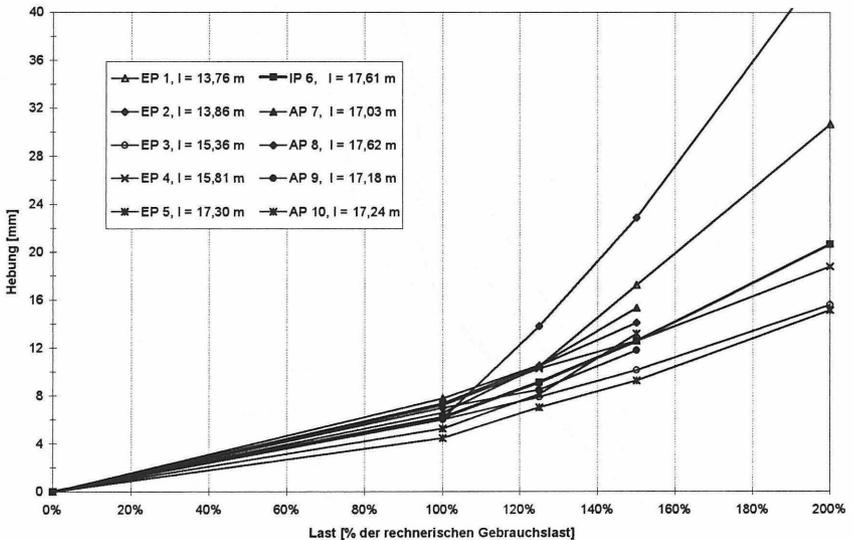


Bild 7: Generalisierte Last-Hebungsdiagramme

Die beiden kürzeren Einzelpfähle (EP 1 und EP 2) heben sich demgegenüber deutlich ab. Dies wird auf den prozentual größeren Anteil der bodenmechanisch als ungünstiger einzustufenden Auffüllung im oberflächennahen Bereich [1] zurückgeführt. Die Unterschiede im Last-Hebungsverhalten zwischen dem Einzelpfahl 1 (30 mm Hebung bei 200 % Gebrauchslast) und dem Pfahl 2 (50 mm Hebung) sind in den deutlich geringeren Verpreßmengen des Pfahles 2 begründet. Während bei der Herstellung des Pfahles 1 i. M. 138 l/m Zementsuspension eingebracht wurde, lag die Verpreßmenge des Pfahles 2 bei i. M. 67 l/m [7]. Die Last-Hebungsverhältnisse der Gruppenpfähle korrelieren in gleicher Weise mit den für diese Pfähle angegebenen Verpreßmengen. Insbesondere das im zunächst nicht im Einklang mit den theoretischen Vorüberlegungen stehende steifere Verhalten des Innenpfahles im Verhältnis zu den Außenpfählen kann auf die unterschiedlichen Verpreßmengen zurückgeführt werden. Zur Veranschaulichung des Lastabtragungsverhaltens von Außen-, Innen- und Einzelpfählen sind im Bild 8 die ermittelten Normalkraftverläufe aufgetragen. Die Unterschiede zwischen dem Einzelpfahl 5 und den Außenpfählen 8 und 10 sind nur gering. Der Innenpfahl 6 weist demgegenüber eine deutliche Verschiebung der Lastabtragung in die unteren Pfahlabschnitte auf.

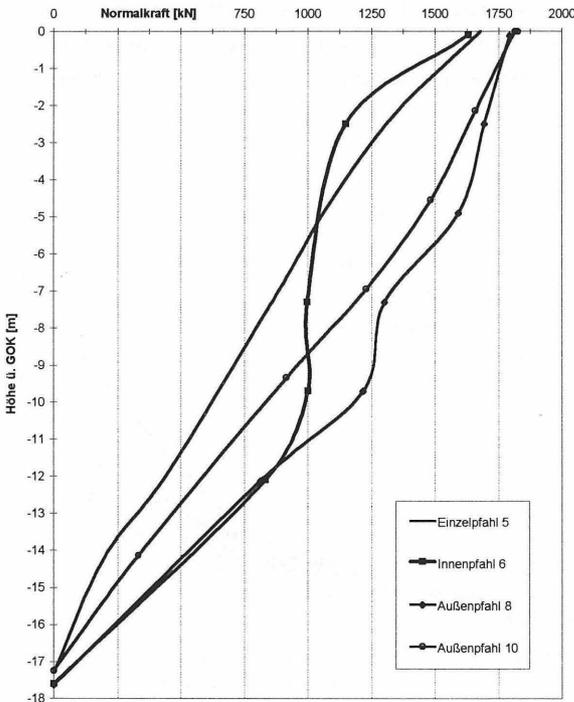


Bild 8: Normalkraftverläufe

6 Monitorstation

Zur Bestimmung der Horizontal- und Vertikalspannungsentwicklung im Boden wurde eine Monitorstation installiert. Die mit je drei Horizontal- und Vertikalspannungsmeßgebern ausgerüstete Station wurde am 26.06.1996 in ein verrohrtes Bohrloch in einem Abstand von $a = 1,0$ m zum Innenpfahl eingesetzt (Bild 9). Zu diesem Zeitpunkt waren die Gruppenpfähle noch nicht eingebracht. Die drei Meßebenen sind untereinander mit einem torsionssteifen Vierkantgestänge zur richtungs- und lagegenauen Positionierung verbunden. Nach Einstellen der Meßstation wurde das Bohrloch mit Quarzsand verfüllt. Die Monitorstation beinhaltet neben den o. g. Spannungsmeßgebern ein 3fach Stangenextensometer zur Bestimmung der Hebungen innerhalb des den Pfahls umgebenden Bodenpaketes. Die Extensometerköpfe wurden an den drei Meßebenen mit dem Gestänge der Monitorstation, welches mit Langlöchern zur Gewährleistung einer Längsverschieblichkeit versehen war, verschweißt, um eine eindeutige Fixierung des Meßpunktes zu ermöglichen.

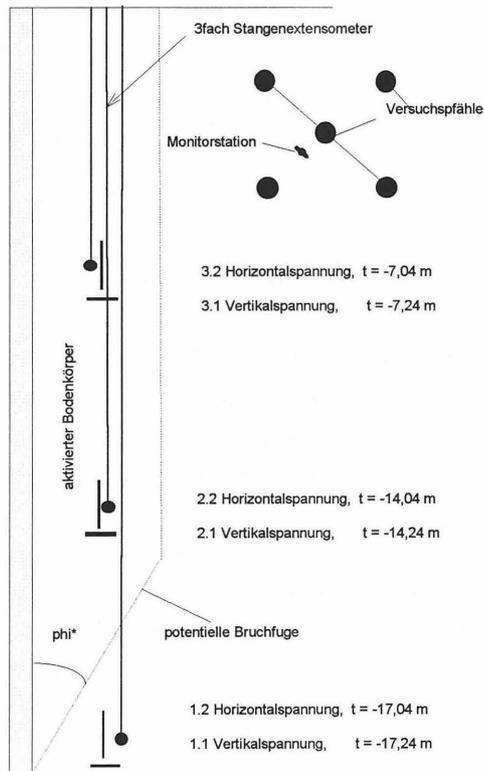


Bild 9: Monitorstation

Die Messungen begannen unmittelbar nach Installation der Spannungsgeber und wurden in ungefähr einwöchigem Abstand - bei verdichtetem Raster während der Pfahlherstellung - fortgesetzt. Die Pfahlherstellung hat zu deutlichen Zuwächsen der gemessenen Spannungen geführt.

In Bild 10 sind die Veränderungen der Vertikalspannungen und die Hebung des Innenpfahles während der Durchführung des Gruppenzugversuches aufgetragen. Eine Korrelation zwischen der Vertikalspannungsentwicklung und der Pfahlhebung ist deutlich erkennbar.

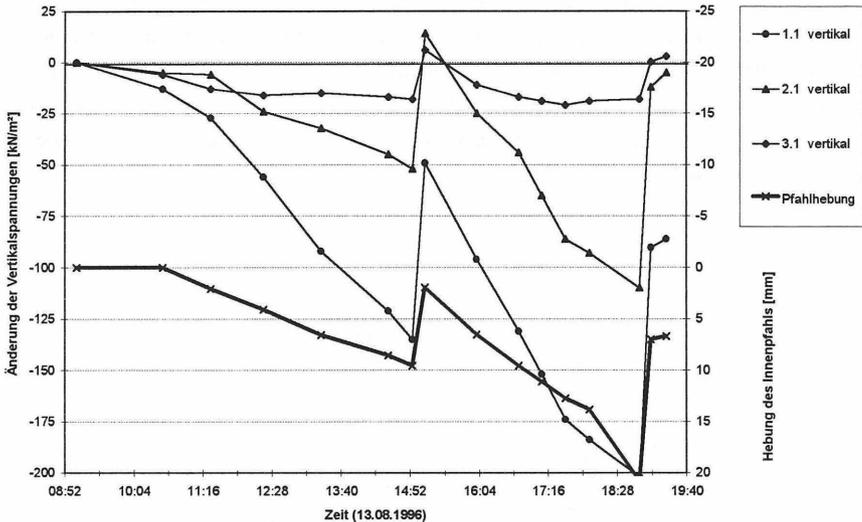


Bild 10: Änderung der Vertikalspannungen und Hebung des Innenpfahles

Die Spannungsunterschiede nehmen von der untersten Meßebene (1.1 vertikal, $\Delta\sigma = -200$ kN) nach oben hin ab (2.1 vertikal, $\Delta\sigma = -50$ kN; 3.1 vertikal, $\Delta\sigma = -20$ kN)). Die Meßwerte spiegeln die aus theoretischen Vorüberlegungen abgeleiteten Erwartungswerte wider.

In Bild 11 sind die gemessenen und die rechnerischen Horizontalspannungsänderungen gemeinsam aufgetragen. Die rechnerischen Horizontalspannungsänderungen ergeben sich aus der Entlastung (Abnahme der wirksamen vertikalen Spannung σ'_z) des gedachten Bodelements unter Annahme linear elastischen Verhaltens infolge Querdehnung. Die Rechenwerte weichen von den Meßwerten um den Betrag ab, der auf die Verspannung des Bodelements infolge Scherverformung zurückzuführen ist (Dilatanzeffekt). Eine Übertragung der aus Einzelzugversuchen abgeleiteten Mantelreibung ist insofern zutreffend.

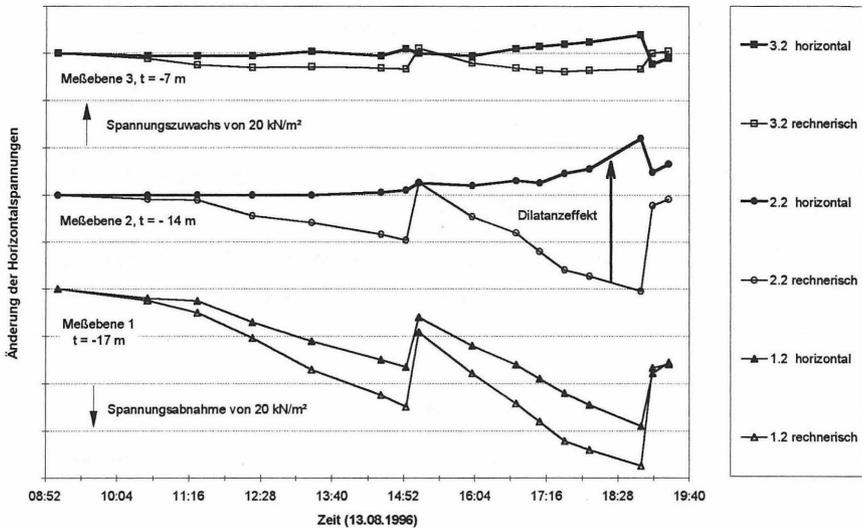


Bild 11: Änderung der rechnerischen und gemessenen Horizontalspannungen

7 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Im Rahmen der Erstellung der Baugrube 'Spreebogen' sind zur Bestimmung des Tragverhaltens der die Unterwasserbetonsole verankernden RI-Pfähle Einzel- und Gruppenzugversuche durchgeführt worden. Neben den üblichen Messungen der eingeleiteten Pfahlkräfte und der dazugehörigen Hebungen wurde das Meß- und Untersuchungsprogramm durch die Bestimmung der Spannungen und Verschiebungen innerhalb des Bodenpaketes ergänzt.

Es konnte aufgezeigt werden, daß die Horizontalspannungen resp. die auf die Pfahloberfläche einwirkenden wirksamen Normalspannungen sich während der Versuchsdurchführung nicht veränderten. Die sich infolge Scherverformung ergebenden Verspannungen (Dilatanzeffekt) kompensieren die aus der Abnahme der Vertikalspannungen resultierenden horizontalen Entspannungen. Die Zugrundelegung der in den Einzelpfahlversuchen ermittelten Mantelreibung im Bruchzustand als Rechenwert zur Bemessung der Gruppenpfähle ist somit zutreffend.

Signifikante Unterschiede im Last-Hebungsverhalten von Einzel- und Gruppenpfählen, insbesondere unterhalb der Gebrauchslast, wurden nicht beobachtet. Die aktivierten Schubspannungen lagen über den Bemessungsansätzen.

Die theoretischen Rechenannahmen zur Bestimmung des Last-Hebungsverhaltens der Verankerungselemente und der Beurteilung der Gruppentragfähigkeit konnten verifiziert werden. Der Beantragung der Zulassung im Einzelfall stand demzufolge nichts entgegen.

8 Schrifttum

- [1] ARGE GuD / DMT: Stellungnahme zu den Baugrundverhältnissen im Bereich der Versuchsgrube; Berlin, 24.05.1996, unveröffentlicht
- [2] Borchert, K.-M., Erdmann, J., Kramer, H., Winselmann, D.: Zuschrift zum Beitrag "Tiefe Baugruben in Berlin: Bisherige Erfahrungen und geotechnische Probleme"; Geotechnik 1996
- [3] Franke, E.; Gollub, P.: Zur Berechnung von Pfahlgruppen, insbesondere von Zugpfahlgruppen; Bautechnik 73, 1996, S. 605 - 613
- [4] Gollub, P., Klobe, B.: Tiefe Baugruben in Berlin: Bisherige Erfahrungen und geotechnische Probleme; Geotechnik 1995, S. 121 - 131
- [5] Info Box, Der Katalog; Nishen Verlag Berlin, 1996
- [6] Mönnich, D., Kramer, J.: Tiefe Baugruben mit verankerter Unterwasserbetonsohle für die Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlin; Vorträge der Baugrundtagung in Berlin, 1996, S. 25 -40
- [7] SPIE Fondations: Bericht über die Herstellung der Versuchspfähle; Berlin, 1996, unveröffentlicht
- [8] Stahlhut, O.: Meßtechnische Ausrüstung für Pfahlzugversuche - Fallbeispiele; Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 53

Die Tragfähigkeit von gerammten Stahlpfählen in verwitterter Kreide

Dipl.-Ing. L. Weber - ProfilARBED Luxemburg
Dr.-Ing. M. Bustamante - LCPC Paris
Ing. L. Gianceselli - LCPC Paris

1. Einleitung

In den nationalen Regelwerken und Empfehlungen zur Bemessung von Tiefgründungen der einzelnen europäischen Länder gibt es wenige Angaben zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Rammpfählen in der verwitterten oder unverwitterten Kreide, sowohl über als auch unter dem Grundwasserspiegel. In Frankreich z.B. gibt es trotz detaillierter Bemessungsregeln für Tiefgründungen, keine Angaben zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Rammpfählen in der Kreide, obwohl diese Bodenart in rund einem Fünftel des Landes angetroffen wird. Man beschränkt sich hier auf die Aussage, daß die Reibung bei Rammpfählen sehr klein sein kann und daß im Einzelfall eine spezifische Untersuchung durchgeführt werden soll. Die Probelastung wird in solchen Fällen als die geeignete Methode angesehen (FASCICULE 62-V, 1993).

Im Normalfall unterscheiden sich die mechanischen Eigenschaften der Kreide wesentlich von denjenigen anderer Felsarten wie z.B. Granit, Mergel oder Sandstein. Durch das Eindringen des Pfahls wird das Korngerüst zerstört und die Kreide zerfällt zu Staub. In Verbindung mit Wasser bildet sich dann am Pfahlumfang ein Brei der wie ein Schmiermittel wirkt und der gegebenenfalls in offene Spalten entweichen kann.

Allgemein wird festgestellt, daß Pfähle sehr tief in verwitterte und unter dem Grundwasserspiegel liegende Kreideschichten gerammt werden können ohne daß sich der Widerstand während des Einbringens wesentlich erhöht. Meistens ist die statische Tragfähigkeit, selbst nach langer Standzeit der Pfähle, sehr gering. In dem Zusammenhang ist zu bemerken, daß nur wenige Erfahrungen auf diesem Gebiet vorhanden sind. In der Literatur (TOMLINSON, 1987) kann man Hinweise über den zeitabhängigen Wiederaufbau der Reibung finden; bei den nachfolgend beschriebenen Versuchen konnte dieses Phänomen jedoch nicht festgestellt werden.

Im Rahmen dieses Beitrags werden die Probelastungen an Stahlpfählen und Spundwänden von 4 verschiedenen Baumaßnahmen in der Kreide ausgewertet, um daraus Einheitswerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks abzuleiten. Zu diesem Zwecke waren die Pfähle mit wiederverwendbaren Extensometer-Dehnmessstreifen (BUSTAMANTE, 1990;1991) bestückt, mit deren Hilfe für jede

Laststufe die Verteilung und die Größe der Widerstände längs des Pfahls ermittelt werden konnte (Bild 1).



Bild 1: Ansicht der Instrumentierung eines Rammträgers mittels wiederverwendbaren Extensometern.

2. Beschreibung der Baumaßnahmen

Die im Rahmen dieser Untersuchung relevanten Angaben zu den einzelnen Baustellen und Pfahlarten sind in der Tabelle 1 enthalten. Einige Werte zur Beschreibung der Kreide aufgrund von Sondierungen mit dem Pressiometer (PMT) und dem statischen Penetrometer (CPT) sind in derselben Tabelle angegeben. Geographisch liegen alle Baumaßnahmen im Norden Frankreichs.

2.1 Clermont sur Oise (1990)

Im Zuge der Verlegung der Nationalstraße RN 16 mußte für den Neubau von zwei Brücken (OA 20 und OA21) die vertikale Tragfähigkeit von Stahlspundwänden in einer weichen bis sehr verwitterten Kreide untersucht werden. Die Ermittlung der erforderlichen Bemessungswerte erfolgte durch die Probelastung von zwei 13 m langen Doppelbohlen PU 25.

Die geotechnischen Bodenuntersuchungen bestanden aus 2 PMT- und 2 CPT-Sondierungen, welche folgenden Bodenaufbau ergaben:

p_i , Kreide (PMT)	q_c , Kreide (CPT)	Tiefe Grundwasser-spiegel	Pfahl	Profil	Art der Pfahl-einbringung	Pfahlfuß-abmes-sungen	max. Einbin-de-tiefe	Einbin-detiefe in der Kreide	Ein-bring-zeit
MPa	MPa	m	N°	-	-	mm	m	m	
1. Probebaustelle bei Clermont sur Oise									
0.40-0.54	2.0-3.0	-2.4	PP1	PU 25	Vibration	2 x PU 25	12.5	2.5	~30'
0.45-0.58	2.0-3.0	-2.4	PP2	PU 25	Vibration	2 x PU 25	12.5	2.5	~30'
2. Unterführung bei Sommesous									
0.65	3.0-7.0	-3.4	P1	L 2S	Vibration	2 x L2S	3.5	3.5	-
0.65-2.0	3.0-15.0	-3.4	P2	L 2S	Vibration	2 x L2S	7.8	7.8	-
3. Kläranlage von Gauchy									
1.24-2.13	5.0-13.0	± 0	PH1	HP250x53	Rüttelinjektion	330x330	18.8	8.0	8'24"
1.24-2.13	5.0-13.0	± 0	PH2	HP250x53	Ramm-injektion	330x330	18.7	8.0	19'30"
1.24-2.13	5.0-13.0	± 0	PH3	HP250x53	Rammung	HP 250	20.0	9.0	-
1.24-2.13	5.0-13.0	± 0	PH6	HP250x53	Vibr.+Ramm.	HP 250	21.1	7.3	-
1.24-2.13	5.0-13.0	± 0	PH8	HP250x53	Vibr.+Ramm.	HP 250	21.0	7.2	-
4. Autobahnbrücke des Scardon									
1.8-2.8	-	>-13.8	PH1	HP305x88	Rüttelinjektion	400x400	13.8	13.0	8'20"
1.6-4.0	-	-0.5	PH2	HP310x79	Rüttelinjektion	400x400	21.0	10.0	~45'
0.4-4.2	-	-0.5	PT1	Ø508/11	Vibration	Ø508	21.0	10.0	~54'

Tabelle 1: Allgemeine Beschreibung der Baumaßnahmen und der Pfähle

- Tiefe von 0 bis 3 m, Feinsandaufschüttung,
- Tiefe von 3 bis 7 m, Torfschicht,
- Tiefe von 7 bis 10 m, Kiesschicht,
- Tiefe von 10 bis 16.5 m, sehr verwitterte Kreide mit
 $0.39 \leq p_i \leq 0.61$ MPa und
 $2.00 \leq q_c \leq 3.00$ MPa.

Der Grundwasserspiegel lag zur Zeit der Erkundung ungefähr 2.4 m unter dem Arbeitsplanum.

Jede Doppelbohle wurde mit 2 Extensometersträngen bestückt mit deren Hilfe Messungen in 7 Tiefen durchgeführt wurden. Bild 2 zeigt die Verteilung der Kräfte entlang der Spundbohle PP1 (Bild 2a) sowie die entsprechende Mobilisierung der Einheitsmantelreibungswerte (Bild 2b).

Die Ergebnisse der Probelastungen sind in Tabelle 3 dargestellt.

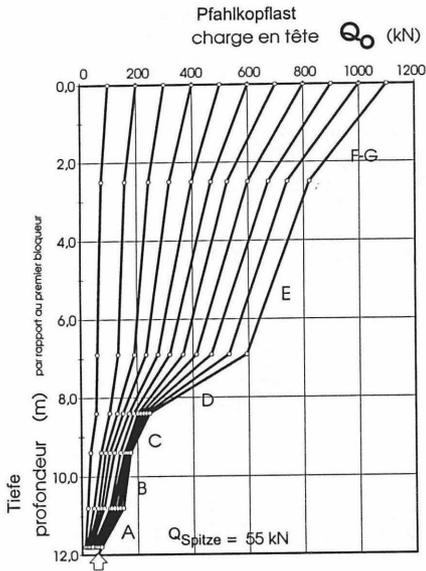


Bild 2a: Verteilung der Widerstände
(PP1 - Clermont sur Oise)

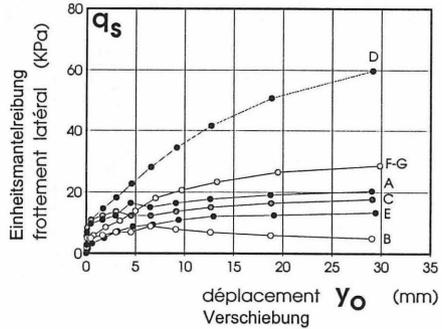


Bild 2b: Mobilisierung der Mantelreibung
(PP1 - Clermont sur Oise)

2.2 Sommesous (1994)

Im Zuge des Neubaus einer Brücke der Nationalstraße RN 4 bei Sommesous wurden 2 Probelastungen (P1 und P2) auf 2 Doppelbohlen L2S mit Rammtiefen von 3.5 m bzw. 7.8 m durchgeführt.

Der Wasserspiegel lag zur Zeit der Proben ~ 3.4 m unter der Geländeoberfläche.

Jede Doppelbohle war mit 2 Extensometersträngen bestückt welche Messungen auf 3 Niveaus für P1 und 7 Niveaus für P2 ermöglichten.

Bild 3 zeigt das Last/Verschiebungsdiagramm (Q_0/s_0) sowie die Bohlenfußsetzung s_p aus Extensometermessungen für die kurze Doppelbohle P1.

Die Ergebnisse der Probelastungen sind in Tabelle 3 dargestellt.

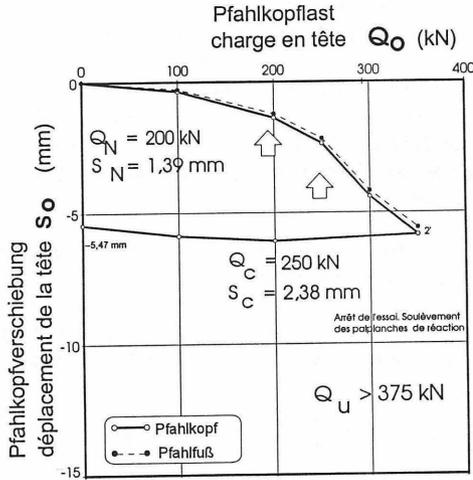


Bild 3: Kopf- und Fußverschiebung der Doppelbohle P1 (Sommesous)

2.3 Gauchy (1994-1995)

Der Entwurf der Kläranlage in Gauchy sah eine Tiefgründung mit ~1140 Pfählen HP 250x53 in Längen von ungefähr 21 m vor. Aufgrund der schwierigen Bodenverhältnisse wurden im Anfangsstadium der Baustelle dynamische Kontrollmessungen und deren Auswertung durch CAPWAP an einigen Pfählen vorgenommen. Die errechneten Traglasten lagen im Schnitt 5-10 mal unter der Pfahlnutzlast von 1200 kN. Anschließende statische Probebelastungen bestätigten diese überraschend schwachen Werte.

Da zu dem Zeitpunkt der Probendurchführung fast die Gesamtzahl der Pfähle bereits auf der Baustelle angeliefert war, bestand die Aufgabe des Bauherrn und des Unternehmers darin, eine Möglichkeit zur wesentlichen Erhöhung der Tragfähigkeit zu finden. Vom Laboratorium der Straßenbauverwaltung LCPC in Paris wurde vorgeschlagen, sowohl auf die Mantelreibung als auch auf den Spitzenwiderstand einzuwirken. Zwei HP-Träger wurden daher mit einer breiten Fußplatte versehen; das Einbringen fand bei gleichzeitiger Mörtelverpressung des durch die Platte entstandenen Hohlraums im Boden statt. Um Verluste in einer unter der Geländeoberfläche liegenden Torfschicht gering zu halten, wurde die Injektion hier innerhalb eines wiedergewinnbaren Hohlprofils durchgeführt.

Um den besonderen Bodengegebenheiten von verwitterter Kreide in artesisch gespanntem Grundwasser Rechnung zu tragen, wurde die Verteilung der Widerstände längs der Probeinjektionspfähle durch Belastungsversuche kontrolliert.

So konnte die Durchführbarkeit des Systems geprüft werden und eventuell nötige Anpassungen in Hinblick auf die Bauwerkspfähle vorgenommen werden. Von den 2 Probepfählen wurde einer gerammt (PH 1) und einer eingerüttelt (PH 2). Zum Vergleich wurde auch ein nackter Pfahl (PH 3) gerammt. Parallel hierzu wurde beschlossen, besagte Pfähle nach einjähriger Standzeit wieder zu belasten um die zeitabhängige Änderung des Bodenwiderstands zu bestimmen. Natürlich konnten die Erfahrungen aus dieser letzten Untersuchung die Entscheidungsprozesse auf der Baustelle nicht beeinflussen.

Die 3 Probepfähle (PH 1, PH 2, PH 3) waren mit 2 Extensometersträngen bestückt welche Messungen auf 9 Niveaus ermöglichten.

Im nahen Umfeld der Probepfähle wurden weitere Bodenuntersuchungen, bestehend aus einer Bohrung, einem PMT- sowie einem CPT-Versuch, durchgeführt (Bild 4).

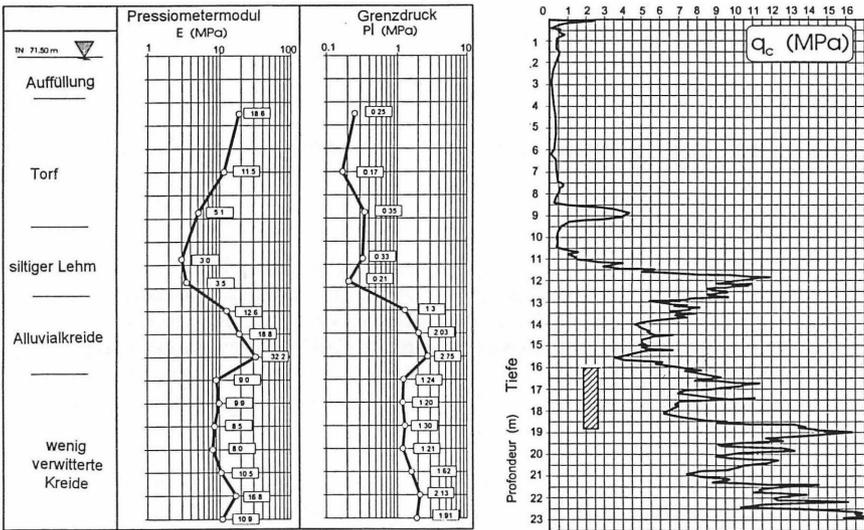


Bild 4: Typische Pressiometer- und statische Penetrometersondierung in Gauchy

Die Meßergebnisse bestätigten die Repräsentativität des Probepfähle bei folgendem Schichtenaufbau:

- Tiefe von 0 bis 1.8 m, Auffüllung,
- Tiefe von 1.8 bis 7.2 m, Torf,
- Tiefe von 7.2 bis 10.2 m, weicher siltiger bis sandiger Lehm,
- Tiefe von 10.2 bis 13.8 m, Kreide mit
 $1.30 \leq p_i \leq 2.75 \text{ MPa}$
 $5.00 \leq q_c \leq 10.00 \text{ MPa}$,

- Tiefe von 13.8 bis >25 m, Kreide mit
 $1.24 \leq p_1 \leq 2.13 \text{ MPa}$
 $5.00 \leq q_c \leq 13.00 \text{ MPa}$.

Der Grundwasserspiegel stand fast an der Geländeoberfläche, wobei das Grundwasser stellenweise artesisch gespannt war.

Weitere HP-Profile (PH 6 und PH 8) wurden ungefähr eine Woche nach der ersten Belastung ein zweites Mal statisch belastet.

Die Ergebnisse der Probelastungen sind in Tabelle 3 dargestellt.

Bild 5 zeigt die Verteilung der Kräfte entlang des Pfahls PH 1 (Bild 5a) sowie die entsprechenden Einheitswerte der Mantelreibung (Bild 5b).

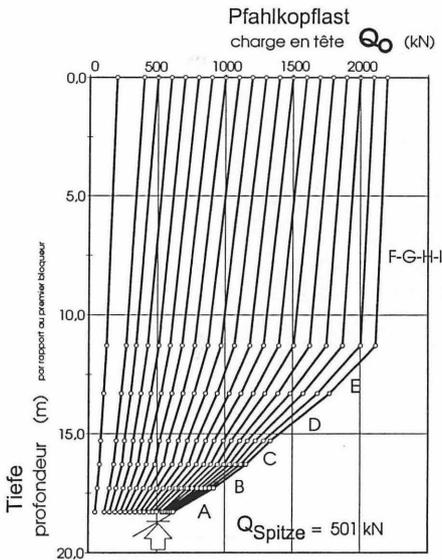


Bild 5a: Verteilung der Widerstände (PH 1 - Gauchy)

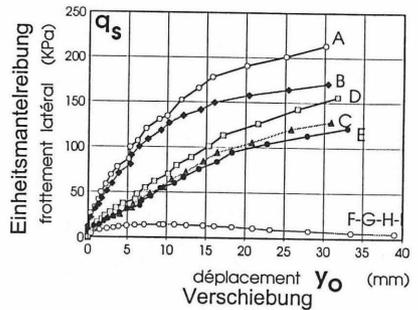


Bild 5b: Mobilisierung der Mantelreibung (PH 1 - Gauchy)

2.4 Scardon (1995-1996)

Die Autobahnbrücke des Scardon hat eine Länge von 1022 m und ist auf 22 Pfeilern mit je 32 Pfählen gegründet. Die Besonderheit dieses Bauwerks bestand in der Tatsache, daß der Brückenüberbau in seiner Gesamtlänge von einem Widerlager aus vorgeschoben wurde. Es wurden daher strenge Anforderungen an die



Bemessung und die Ausführung der Tiefgründung der bis zu 45 m hohen Pfeiler gestellt (Bild 6).

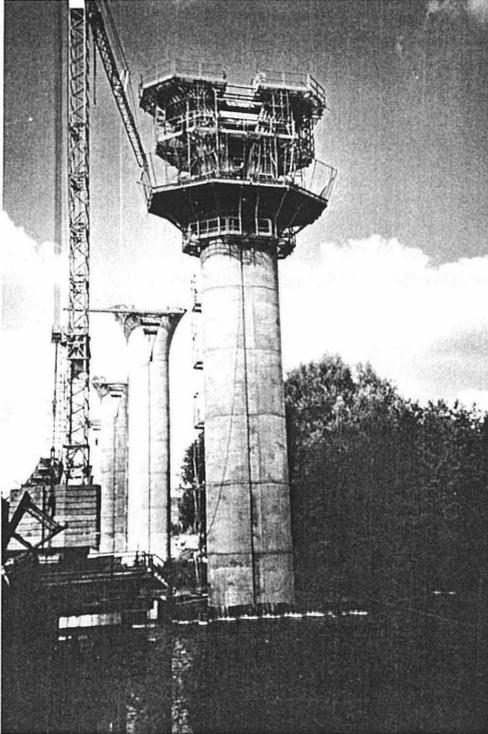


Bild 6: Ansicht eines Brückenpfeilers während der Ausführung (Scardon-Dez. 96)

Die Durchquerung eines sumpfigen Tals sowie eines 150 m langen und 10 m tiefen Weihers mit einer darunterliegenden verwitterten Kreideschicht von 20 m Mächtigkeit erschwerte die Wahl des Gründungssystems. Die Bodenbedingungen waren vom bodenmechanischen Standpunkt aus mit denjenigen in Gauchy vergleichbar. Aufgrund der gewonnenen Erfahrungen bei der Ausführung der Gründungspfähle der Kläranlage wurde daher beschlossen, dieselben Rüttelinjektionspfähle einzusetzen. Im Regelfall waren Rammverpreßpfähle des Typs HP 305x88 vorgesehen; aus Gründen des Umweltschutzes verlangte der Bauherr jedoch im Bereich des Weihers den Einsatz von nichtinjizierten und am Fuß geschlossenen Rohren \varnothing 508 mm. Obwohl die Rohre schlußendlich nicht zum Einsatz kamen, waren sie jedoch Bestandteil des Vorversuchsprogramms (siehe Tafel 3).

Im Vergleich mit einer konventionellen Bohrpfahlgründung zeichnete sich die vorgeschlagene Lösung durch ihre Wirtschaftlichkeit, die Einfachheit der Durchführung, die Einhaltung der Termine sowie die Garantie des Tragverhaltens aus. Das Verhältnis der Kosten zwischen Rüttelinjektionspfählen und Bohrpfählen betrug größenordnungsmäßig ungefähr 1:1.6 .

Aufgrund der Trassenführung wurden die Vorversuche in der verwitterten Kreide sowohl über (PH1) als auch unter dem Grundwasserspiegel (PH2 und PT1) durchgeführt.

In Anbetracht der Komplexität des Brückenbauwerks wurden die Vorversuche im Laufe der Arbeiten durch zusätzliche horizontale und vertikale Probelastungen auf Bauwerkspfählen ergänzt. Diese Zusatzversuche wurden speziell bei den Tiefgründungen der höchsten Pfeilern durchgeführt. Die so gewonnenen Resultate wurden dann mit denjenigen der Vorversuche verglichen. Parallel hierzu wurde beschlossen, die Setzungen während der Ausführung und nach Fertigstellung des Bauwerks zu kontrollieren.

Im Talhang wurde folgender Schichtenaufbau ermittelt:

- Tiefe von 0 bis 0.7 m, Kiesauffüllung,
- Tiefe von 0.7 bis 15.0 m, verwitterte Kreide,
- Tiefe von 15.0 bis 20.0 m, weiße Kreide mit Silixeeinschlüssen,
- Tiefe > 20.0 m, weiße Kreide mit Silixeeinschlüssen.

Der Schichtenaufbau im unteren Bereich des Tals war wie folgt:

- Tiefe von 0 bis 0.7 m, Kiesauffüllung,
- Tiefe von 0.7 bis 3.8 m, brauner Torf,
- Tiefe von 3.8 bis 5.5 m, torfiger Sand,
- Tiefe von 5.5 bis 6.5 m, Sand mit Silixeeinschlüssen,
- Tiefe von 6.5 bis 9.5 m, verwitterte Kreide mit Silixeeinschlüssen,
- Tiefe von 9.5 bis 16.0 m, weiße Kreide,
- Tiefe von 15.0 bis 20.0 m, weiße Kreide mit Silixeeinschlüssen,
- Tiefe > 20.0 m, weiße Kreide mit Silixeeinschlüssen

Laut Bodenuntersuchungen befand sich der größte Teil des Pfahlschafts und die Spitze in einer mitteldichten Kreide mit $p_1=1.8 - 2.9$ MPa (im Mittel ~ 2.4 MPa) im Talhang und mit $p_1=0.4 - 4.2$ MPa (im Mittel ~ 1.7 MPa) im unteren Bereich des Tals.

Die Pfähle der Vorversuche waren mit 2 Extensometersträngen bestückt welche Messungen auf 9 Niveaus erlaubten. Diese Instrumentierung wurde auf den probebelasteten Bauwerkspfählen nicht durchgeführt.

Die Ergebnisse der Probelastungen sind in Tabelle 3 dargestellt.

Die Diagramme des Bildes 7 zeigen die Last/Kopfverschiebung der Injektionspfähle in der Kreide über dem Grundwasserspiegel (PH 1; Bild 7a) und darunter (PH 2; Bild 7b). In Bild 7c und 7d wird die entsprechende Mobilisierung der Einheitsmantelreibung aufgezeigt. In der Tabelle 2 werden die vertikalen Verschiebungen der Vorversuchspfähle PH 1 und PH 2 mit denjenigen der Bauwerkspfähle bei der Gebrauchslast von 1500 kN verglichen.

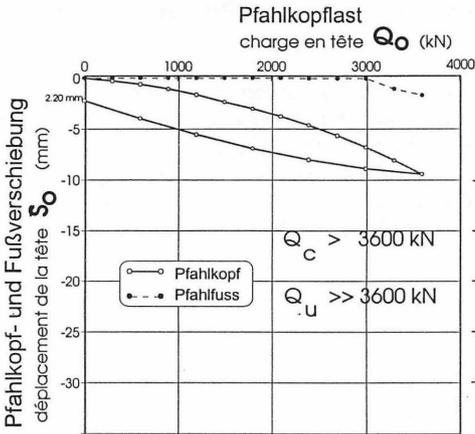


Bild 7a: Last/Verschiebungsdiagramm (PH 1 - Scardon)

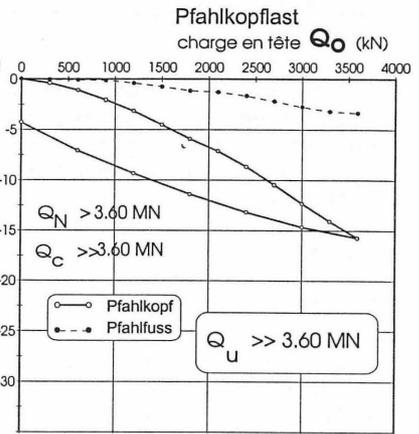


Bild 7b: Last/Verschiebungsdiagramm (PH 2 - Scardon)

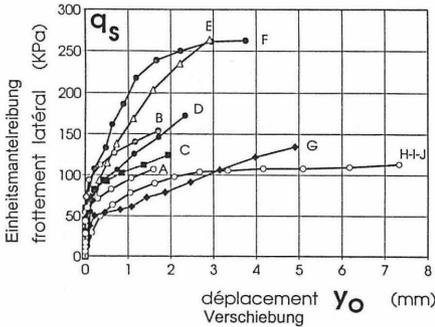


Bild 7c: Mobilisierung der Mantelreibung (PH 1 - Scardon)

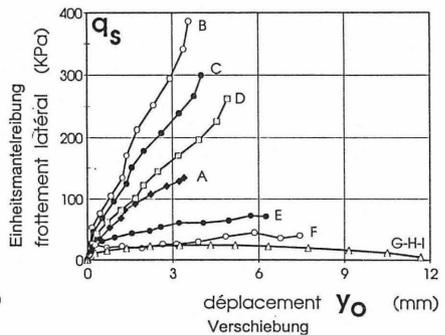


Bild 7d: Mobilisierung der Mantelreibung (PH 2 - Scardon)

Pfahl N°	vertikale Verschiebung s_0 bei 1500 kN (mm)	Bemerkungen
PH 1	2.36	Vorversuch; Kreide über dem Grundwasserspiegel
PH 2	4.53	Vorversuch; Kreide unter dem Grundwasserspiegel
N° 15	1.63	Pfeiler P 8
N° 22	3.32	Pfeiler P 6
N° 22	3.88	Pfeiler P 15 (Last = 1.9 MN)
N° 15	2.62	Pfeiler P 13
N° 11	4.86	Pfeiler P 12 (Eindringtiefe = 28 m)
N° 18	2.37	Pfeiler P 20
N° 18	2.62	Pfeiler P 19
N° 16	3.98	Pfeiler P 16
N° 17	3.41	

Tabelle 2: Vertikale Verschiebung der Probe- und Bauwerkspfähle unter Gebrauchslast

Bis zum heutigen Tag (Anfang Dezember 1996) zeigen die Messungen nach Fertigstellung des Brückenoberbaus Setzungen zwischen 3-4 mm; als einzige Ausnahme wurde beim Pfeiler N° 9 eine vertikale Verschiebung von 5 mm gemessen.

3. Ergebnisse der Probelastungen

Tabelle 3 zeigt für jeden Probepfahl eine Zusammenstellung der Bruchlast Q_u und der Fließlast Q_c . Aufgrund der Extensometermessungen konnte die Verteilung der Mantelreibung längs des Pfahls und der Spitzenwiderstand ermittelt werden. Daraus ergaben sich dann die Einheitsreibungen q_s und Traglastfaktoren k_p und k_c , welche bei den französischen Berechnungsverfahren, basierend auf den Pressiometer- und Penetrometerversuchen, Verwendung finden.

4. Schlußbemerkungen

- In der unter dem Grundwasserspiegel liegenden Kreide ist sowohl der dynamische als auch der statische Widerstand von Rammspfählen sehr gering. An diesem Sachverhalt ist vor allem die Mantelreibung schuld. So wurden zum Beispiel bei einfach gerammten oder eingerüttelten nackten Pfählen selten Einheitsreibungen über 20 kPa festgestellt, obwohl in der Kreide Pressiometer- oder CPT -Werte von

Pfahl N°	Standzeit	Bruchlast Q_u	Fließlast Q_c	Pfahlfußkraft Q_p	Mantelreibung q_s (*)	Spitzendruck q_p (**)	$k_p = q_p/p_1$	$k_c = q_p/q_c$
	Tage	kN	kN	kN	kPa	MPa		
1. Probebaustelle bei Clermont sur Oise								
P1	21	1200	700	55.4	7.5-17.5 (12)	0.26	0.8	0.13
P2	21	1200	700	77.2	-	0.37	1.06	0.12
2. Unterführung bei Sommesous								
P1	26	~450	~250	175	5.0-50.0 (20)	1.09	1.21	0.22
P2	26	>800	>550	-	-	-	-	-
3. Kläranlage von Gauchy								
PH1	14	~2200	1700	501	120-210 (170)	4.6	2.87	0.37
PH1	352	~2200	1600	407	75-225 (160)	3.7	2.39	0.30
PH2	8	>>1200	>1200	485	45-120 (>75)	>4.5	>2.78	>0.36
PH3	350	700	450	399	15-110 (25)	6.3	4.00	0.51
PH6	12	550	300	-	~20	-	-	-
PH6	21	600	450	-	~20	-	-	-
PH8	13	550	150	-	~20	-	-	-
PH8	18	600	450	-	~20	-	-	-
4. Autobahnbrücke des Scardon								
PH1	14	>>3600	>3600	>197	100-260 (>160)	>1.23	>>0.6	-
PH2	12	>>3600	>3600	>543	55-385 (>200)	>3.39	>1.00	-
PT1	12	2200	1300	1798	10-65 (15)	8.9	2.50	-

(*) : Mittelwerte in Klammern.

(**): Der Einheitsspitzenruck q_p wird unter Annahme der umschriebenen Gesamtfläche des Spundwand- und des Rammträgerprofils sowie der Fußplatte (330x330 oder 400x400) ermittelt.

Tabelle 3: Ergebnisse der Probelastungen

$$p_1 > 2 \text{ MPa} \quad \text{und} \quad q_c > 8 \text{ MPa}$$

gemessen wurden.

- Der während der Einbringung zwischen dem Rammpfahl und der im Grundwasser liegenden Kreide verpreßte Mörtel oder Beton verändert diese Sachlage grundlegend. Die Einheitsreibung q_s kann in solchen Fällen auf 100 kPa und sogar bis 350 kPa ansteigen, was je nach Gegebenheit einer 10-20 fachen Zunahme entspricht.
- Im Rahmen dieser Versuche konnte sowohl bei nackten wie auch verpreßten Pfählen keine bemerkenswerte zeitabhängige Zunahme der Traglast in den anstehenden Kreiden festgestellt werden.

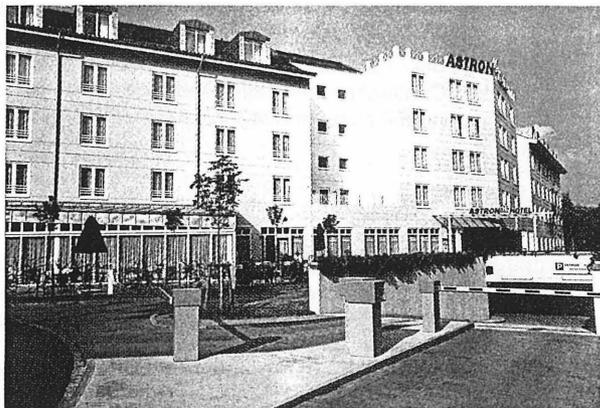
5. Danksagungen

Die Verfasser dieses Beitrags möchten den Unternehmen SEMIP, DURMEYER, TORRES & VILAUT, EMCC-Fondations, dem Bauherren Scetauroute und den verschiedenen Straßenbauverwaltungen (DDE der Aine, Somme, Marne und Oise) für die Durchführung der Versuchsprogramme danken. Ein besonderer Dank gilt den Herren Jeanjean, Riutort, Durmeyer, Salvador, Coulhon, Vilault, Legendre, ohne deren Hilfe die Probedurchführungen nicht möglich gewesen wären. Schlußendlich sei auch H.Châtelain vom Straßenbaulaboratorium in Saint Quentin gedankt für die Unterstützung mit seiner reichen Erfahrung in den Kreiden im Norden und Osten Frankreichs.

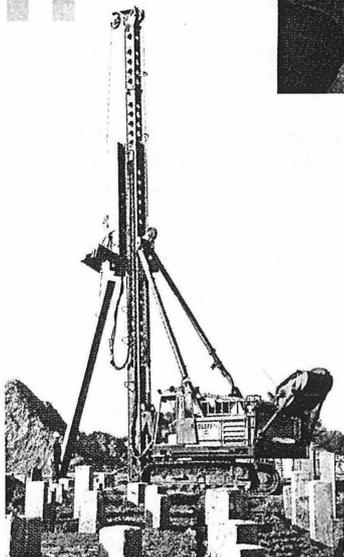
6. Literatur

- 1) Fascicule 62 - Titre V, Règles techniques de conception et de calcul des fondations et des ouvrages de génie civil, No 93-3 T.O. du B.O.M.E.L.T., 1993.
- 2) Tomlinson M.J., Pile design and construction practice, 3rd edition, E & FN Spon, 1987.
- 3) Bustamante M., Doix B., "A new model of LCP removable extensometers", 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, Stresa, Italy, April 7-12, 1991.
- 4) Bustamante M. et Gianeselli L., La mesure des déformations à l'aide des extensomètres amovibles LPC. Méthode d'essai LPC n° 34, Oktober 1990
- 5) Bustamante M. et Gianeselli L., unveröffentlichte Berichte des Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, No 324 091- 1994, No 325 152 - 1995.

Die Stützen des Erfolges



Astron Hotel, Berlin. Auf ca. 400 Stück CENTRUM PFÄHLE gegründet.



Wir sind Ihr Partner für DIN-Pfähle eigener Produktion. Wir planen und beraten Ihre Gründungen und führen aus:

- Fertigpfähle
- Spezialpfähle mit Bentonitverpressung
- Spundbohlen
- Stahlträger
- Teilverdrängungsbohrpfähle



**CENTRUM
PFÄHLE** GmbH

Hamburg
Karlsruhe
Rostock

Tel. 040-410 1058 Fax 040-45 20 92
Tel. 07247-963 060 Fax 07247-20 555
Tel. 038454-20 625 Fax 038454-20 626

RAMMARBEITEN AM SCHIFFSLIFT VOLKSWERFT STRALSUND UND AUSWERTUNG DER TRAGFÄHIGKEITEN

Scheitza

1 VORSTELLUNG DER KONSTRUKTION

Mit der Durchführung des Umbaues der Volkswerft Stralsund von Fischfang- und Verarbeitungsschiffen von 100 - 150 m Länge zu Containerschiffen und Spezialschiffen bis 250 m Länge entsteht eine Kompaktwerft modernster Prägung. Der Stapellauf erfolgte bislang über eine Absenkanlage bzw. ein Schwimmdock und soll künftig durch einen Schiffslift von 35 x 230 m erfolgen.

Die Kaikonstruktion für den Schiffslift besteht aus einer kombinierten Peinerspundwand von insgesamt rund 600 m Länge mit den Abschnitten Nordwand, Ostseite, Westseite, LP 23 und Südseite sowie im Achsabstand von 6,50 vorgerammten Rohrpfählen, die paarweise geneigt in den Abschnitten Ostseite, Westseite und als senkrechte Pfähle am Ende der genannten Abschnitte und im LP 23 zu rammen waren. Die Verbindung der Tragbohlen mit den Ankerbohlen erfolgt durch einen Rohrgurt. Die genannten Gründungselemente werden durch einen 2 m hohen Betonüberbau miteinander verbunden und erhalten verzahnungsartige Aussparungen (Nischen), in denen die Liftkonstruktion an Windenseilen hängt und auf 12 m Tiefe abgelassen werden kann.

Die Errichtung der gesamten Konstruktion erfolgte im freien Wasser, wobei der Bereich Schiffslift vor den Rammarbeiten auf - 13,65 m Wassertiefe ausgebaggert wird. Die einzelnen Elemente und ihre Längen entsprechen der Tabelle 1.

Tabelle 1: Rammelemente und Ihre Längenbereiche

Bezeichnung	Abmessungen	Längen
Tragbohlen	PSp 700	25,00 - 36,00 m
	PSp 800	25,00 m
	PSp 900	27,50 - 29,50 m
Ankerpfähle	PSp 600	46,00 - 69,00 m Neigung 1 : 1
Füllbohlen	PZI 612	18,60 - 20,90 m
Rohrpfähle	Durchm. 711x11,6 mm	32,00 - 42,00 m Neigung 1 : 45 Neigung 1 : 15

2 BAUGRUNDVERHÄLTNISSE

Die Baugrundverhältnisse sind in dem Baugrundgutachten Nr. 93/2215 - 1 vom 18.03.1994 von Baugrund Stralsund dargestellt, hinzu kommen die 1. Ergänzung vom 27.03.1995 und die 2. Ergänzung vom 16.06.1995. Danach stellt sich die geologische Situation dar.

Organogene Schichten (Torf und Mudde) vom Westen nach Osten zunehmend, darunter Geschiebemergel mit Einlagerungen von Sandschichten unterschiedlicher Mächtigkeit und darunter Schluff- bzw. Schluffton.

Die Eingrenzung der Schichten kann wie folgt angegeben werden:

Mudde bis zu Tiefen von - 10,50 m NN

Sande und Schluffeinlagerungen größerer Mächtigkeit bis Tiefen zwischen - 18,00 bis - 28,00 m NN.

Bereich Absenkanlage

Weicher bis steifer Geschiebemergel darunter sandige Schluffschichten und Sande unterschiedlicher Mächtigkeit.

Die halbfeste Konsistenz des Geschiebemergels tritt erst ab Tiefen von - 30,00 m NN auf.

Die Rammpbarkeit des Baugrundes wird als mittel bis schwerrammpbar eingeschätzt. Auf Grund der unterschiedlichen Baugrundverhältnisse gemäß Schichtenverlauf und Mächtigkeit wurde im Interesse des effektiven Materialeinsatzes mit einer Vielzahl von Berechnungsprofilen gerechnet, um die Elementelängen den tatsächlichen Verhältnissen weitestgehend anzupassen. Für jedes Rammelemente wurde die erforderliche Grenztraglast und die Gebrauchslast ermittelt, die durch das Rammergebnis zu bestätigen waren.

3 ABWEICHUNGEN DER RAMMELEMENTE BEIM RAMMEN UND ERFORDERLICHE MASSNAHMEN

Die kombinierten Peinerspundwände wurden fluchtgerecht gerammt und erbrachten Abweichungen in der Achse von ca. 1 cm pro Element. Nach Veränderung der Führungselemente wurde dieser Wert auf den Milimeterbereich gedrückt.

Die Ankerpfähle konnten in der geforderten Neigung auf Tiefe gebracht werden. Da eine Tragbohle infolge Hindernis um mehrere Meter nicht auf Tiefe gebracht werden konnte, wurde ein Zusatzpfahl geschlagen. Die Abweichungen der Rohrpfähle bewegt sich bis auf 2 Ausnahmen um die 10 cm, die durch Richten die erforderliche Größe von 5 cm erhielten.

4 DURCHFUEHRUNG STATISCHER UND DYNAMISCHER PROBEBELASTUNGEN SOWIE ERGEBNISBDEWERTUNG

Für sämtliche gerammte Tragbohlen, Ankerpfähle und Rohrpfähle wurden die zum Eintreiben erforderlichen Energieaufwendungen in den großen Rammerichten aufgeschrieben und als Ordinate im

Rammpfan für jeden Bereich dargestellt. Im Zuge der Bewertung jedes einzelnen Elementes wurden Sollgrößen ermittelt und ebenfalls aufgetragen.

Zur Abschätzung der erreichten Tragfähigkeit wurden insgesamt 7 statische Probelastungen, davon 2 für Tragbohlen, 4 für Ankerpfähle und 1 für Rohrpfähle durchgeführt und durch Baugrundgutachten ausgewertet. Hinzu kamen 30 dynamische Probelastungen, davon 3 für Tragbohlen, 5 für Ankerpfähle und 22 für Rohrpfähle. Die Durchführung der dynamischen Probelastungen erfolgte durch die Hochschule Braunschweig, das Institut für Grundbau- und Bodenmechanik.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 2 dargestellt.

Neben den im Abschnitt 2 genannten Baugrundverhältnissen aus den entsprechenden Gutachten standen zu den Ergebnissen der statischen und dynamischen Probelastungen während der Bau- durchführung die vor Baubeginn durchgeführten Rammungen von verschiedenen Elementen (9 Stück) und deren statische Probelastung zur Bewertung zur Verfügung. Die statischen bzw. dynamischen Probelastungen wurden in jedem Bereich so festgelegt, daß eine ausreichende Bewertung aller geramnten Einheiten erfolgen konnte. Dabei wurde auch weitestgehend bei den statischen Probelastungen an gleichen Elemente auch dynamische Belastungen durchgeführt, um zu einer Vergleichbarkeit (gegebenenfalls Eichung) in der Bewertung zu kommen. Bei den Tragbohlen konnten alle geramnten Elemente bis auf eine Ausnahme mit ihren Tragkräften bestätigt werden. In einem Fall mußte ein Zusatzpfahl PSp 700 in der Länge von 35,00 m geschlagen werden und bei einigen wenigen Pfählen mußte eine Verlängerung um ca.

Tabelle 2: Statische Probelastungen von Tragbohlen, Anker- und Rohrpfählen (7x)

Pfählytp	Nr.	Lage	Spitzenkote (mNN)		Grenzlast (kN)	eingebracht am:	probelastet am:	Art der Beanspruchung	Zwischenlast (kN) ¹⁾	Ergebnisse Probelastung		
			Soll	Ist						s (mm)	Grenzlast (kN)	s ₀ (mm)
Tragbohle PSp 700	574	Ostseite	-27,50	-27,50	1069...1400	25.03.1996	24.04.1996	Druck	913	3,29	1290	9,2
Tragbohle PSp 700	368	Westseite	-34,50	-34,50	2800	21.05.1996	09.06.1996	Druck	1556	3,75 ~ 5,0	4560	18,8 ~ 15,0
Ankerpfahl PSp 600	10516	Ostseite	-34,36	-34,36	2519,96	18.04.1996	01.05.1996	Zug	1521	4,67	2763	15,25
Ankerpfahl PSp 600	10496	Westseite	-37,89	-34,71	3017,21	25.04.1996	15.05.1996	Zug	2125	13,14	3200	21,62
Ankerpfahl PSp 600	10482	Westseite	-37,89	-34,19	3017,21	04./15.05.96	25.06.1996	Zug	2000	14,32	3000	26,00
Ankerpfahl PSp 600	10464	Westseite	-31,54	-31,54	2122,16	05.06.1996	11.07.1996	Zug	1450	7,85 ~ 10	2130	14,00 ~ 20
Rohrpfahl 711,2x12,7	202	Ostseite	-34,00	-34,00	4253	17.06.1996	21.07.1996	Druck	2357	10,59	4253	21,8

¹⁾ entspricht in etwa der Gebrauchslast

Dynamische Probelastungen von Tragbohlen und Ankerpfählen (8x)

Pfählytp	Nr.	Lage	Spitzenkote (mNN)		Grenzlast (kN)	eingebracht am:	probelastet am:	Art der Beanspruchung	Ergebnisse Probelastung	
			Soll	Ist					Bruchlast (kN)	s (mm)
Tragbohle PSp 700	574	Ostseite	-27,50	-27,50	1069...1400	25.03.1996	06.05.1996	Druck	2344	13,5
Tragbohle PSp 700	518	Nordseite	-30,50	-30,50	2190	18.03.1996	19.03.1996	Druck	3362	21,4
Tragbohle PSp 700	368	Westseite	-34,50	-34,50	2800	21.05.1996	12.06.1996	Druck	3955	21,4
Ankerpfahl PSp 600	10517	Ostseite	-34,36		2519,96		06.05.1996	Druck	2959	30,3
Ankerpfahl PSp 600	10516	Ostseite	-34,36	-34,36	2519,96	18.04.1996	06.05.1996	Druck	3663	36,2
Ankerpfahl PSp 600	10496	Westseite	-37,89	-34,71	3017,21	25.04.1996	20.05.1996	Druck	4900	46,0
Ankerpfahl PSp 600	10493	Westseite	-37,89	-35,07	3017,21	28.04.1996 ²⁾	12.06.1996	Druck	4536	45,5
Ankerpfahl PSp 600	10426	Westseite	-37,18		3039		14.10.1996	Druck	4125	34,4

²⁾ am 12.06.96 um 5,0m verlängert

D y n a m i s c h e Probelastungen von Rohrpfählen (22x)

Pfähltyp	Nr.	Lage	Spitzenkote (mNN)		rech. Grenzlast (kN)	eingebracht am:	probelastet am:	Art der Beanspruchung	Ergebnisse Probebelastung	
			Soll ¹⁾	Ist					Bruchlast (kN)	s _z (mm)
Rohrpfahl 711,2x12,7	250	Ostseite	-33,00	-33,03	3292	09.09.1996	11.09.1996	Druck	3610	20,1
Rohrpfahl 711,2x12,7	242	Ostseite	-33,00	-34,50 ²⁾	3292	06.09.1996	11.09.1996	Druck	3198	19,0
Rohrpfahl 711,2x12,7	232	Ostseite	-34,00	-32,30	4253	05.08.1996	05.08.1996	Druck	3910	25,5
Rohrpfahl 711,2x12,7	231 ³⁾	Ostseite	-34,00	-31,50	4253	05.08.1996	05.08.1996	Druck	3644	30,3
Rohrpfahl 711,2x12,7	231 ³⁾	Ostseite	-34,00	-31,50	4253	05.08.1996	02.09.1996	Druck	4272	26,3
Rohrpfahl 711,2x12,7	230	Ostseite	-34,00	-34,00	4253	06.08.1996	02.09.1996	Druck	4533	21,0
Rohrpfahl 711,2x12,7	202	Ostseite	-34,00	-34,00	4253	17.06.1996	25.07.1996	Druck	4581	24,6
Rohrpfahl 711,2x12,7	87	Westseite	-31,00	-24,80	3919	18.10.1996	22.10.1996	Druck	4404	19,4
Rohrpfahl 711,2x12,7	86	Westseite	-31,00	-34,01	3919	21.10.1996	22.10.1996	Druck	4410	28,7
Rohrpfahl 711,2x12,7	72	Westseite	-31,00	-30,90	3919	12.10.1996	14.10.1996	Druck	4322	27,3
Rohrpfahl 711,2x12,7	61	Westseite	-31,00	-30,97	3919	02.10.1996	14.10.1996	Druck	4550	26,2
Rohrpfahl 711,2x12,7	60	Westseite	-31,00	-30,95	3919	05.10.1996	14.10.1996	Druck	4408	24,5
Rohrpfahl 711,2x12,7	59	Westseite	-31,00	-31,00	3919	02.10.1996	14.10.1996	Druck	4020	19,0
Rohrpfahl 711,2x12,7	45	Westseite	-38,00	-36,65	4699	15.08.1996	02.09.1996	Druck	5155	31,3
Rohrpfahl 711,2x12,7	43	Westseite	-38,00	-36,80	4699	15.08.1996	02.09.1996	Druck	5028	23,0
Rohrpfahl 711,2x12,7	41	Westseite	-38,00	-36,03	4699	13.08.1996	14.08.1996	Druck	4493	29,5
Rohrpfahl 711,2x12,7	40	Westseite	-41,00	-37,40	5466	13.08./14.08.1996	14.08.1996	Druck	5581	32,8
Rohrpfahl 711,2x12,7	36	Westseite	-35,00	-30,90	4365	10.08.1996	14.08.1996	Druck	4310	28,4
Rohrpfahl 711,2x12,7	35 ³⁾	Westseite	-35,00	-33,10	4365	16.07.1996	05.08.1996	Druck	4134	25,2
Rohrpfahl 711,2x12,7	35 ³⁾	Westseite	-35,00	-33,10	4365	16.07.1996	02.09.1996	Druck	5074	26,4
Rohrpfahl 711,2x12,7	34	Westseite	-35,00	-34,95	4365	06.08.1996	02.09.1996	Druck	4439	23,6
Rohrpfahl 711,2x12,7	31	Westseite	-35,00	-32,70	4365	15.07.1996	05.08.1996	Druck	4267	24,7

¹⁾ nach Tabelle A1U vom 13.08.1996

²⁾ um 1,50m verlängert

³⁾ Die Rohrpfähle Nr. 231 und Nr. 35 wurden zweimal dynamisch probebelastet.

2,00 m erfolgen, um den festgelegten Grenzwert des Energieeintrages nicht zu unterschreiten. Bei den Ankerpfählen konnten die 55 m langen Pfähle PSp 600 um 5,00 m gekürzt werden bzw. einige Pfähle mußten verlängert werden. Die größten Probleme entstanden beim Rammen und der Tragkraftabschätzung der Rohrpfähle, die mit einer Vielzahl auf Hindernisse gestoßen und beim weiteren Rammen von der Lage abwichen, sodaß die Eintreibarbeiten abgebrochen werden mußten. Neben einer statischen Probelastung wurden 22 dynamische Probelastungen durchgeführt und bestätigen das vorher genannte. Zur Bewertung der erreichten Ergebnisse wurde der Eichfaktor zu 93 % ermittelt. Durch eine zweite dynamische Probelastung an vier Pfählen konnte die Tragkraftzunahme zeitabhängig ermittelt und mit zur Bewertung herangezogen werden. Die Ergebnisse liegen bei 15 bis 20 % Zunahme und entsprechen damit den Werten der einschlägigen Literatur. Bei den Rohrpfählen wurde zusätzlich in die Bewertung die Rammformel von Schenck herangezogen sowie die Größe der letzten Hitzten betrachtet. Mit den somit insgesamt umfangreichen Betrachtungen und Bewertungen konnte der Nachweis für die erreichte Tragkraft der Gründungselemente des Schiffliftes erbracht werden.

5 EINFLUSS BEIM KOMBINIERTEN EINBRINGEN DER RAMM-ELEMENTE DURCH RÜTTELN UND RAMMEN

Zu Beginn der Rammarbeiten wurden die Elemente in kombinierter Weise durch Rütteln und Rammen eingebracht. Die durchgeführten Belastungen, genannt in Abschnitt 4, erbrachten keine Nachteile hinsichtlich ihrer Tragkraft. Dabei wurden die Tragbohlen mit dem Rüttler VM 2332 bis auf 3 bzw. 10 m vor Erreichen der End-

tiefe eingerüttelt und danach mit dem Hydraulikbär S 90 auf Tiefe geschlagen. Die ersten Ankerpfähle wurden mit dem Rüttler 105 M bis zum ersten Aufsetzer gerüttelt und danach mit dem Hydraulikbär S 90 auf Tiefe geschlagen. Bei den Rohrpfählen wurden die ersten 3 m gerüttelt mit VM 2332 und danach mit dem Hydraulikbär MHF 5-8 auf Endtiefe geschlagen.

Verbindlich wurde festgelegt und danach verfahren:

- Tragbohlen werden im Bereich Oberkante Backenblech bis Unterkante Bohle schlagend gerammt; Westlänge darf gerüttelt werden.
- Ankerpfähle werden generell schlagend gerammt.
- Rohrpfähle werden ab Oberkante Flügel bis Unterkante Rohr gerammt; Restlänge darf gerüttelt werden.

6 ZUSAMMENFASSUNG

Für die Gründung des Schiffsliftes in der Volkswerft Stralsund wurden insgesamt 174 Stück Ankerpfähle, 354 Stück Tragbohlen 214 Stück Rohrpfähle gerammt. Für den Tragfähigkeitsnachweis wurden 7 statische und 30 dynamische Probelastungen durchgeführt. Die Eichung der dynamischen Belastung für Rohrpfähle mit 93 % erbringt einen effektiven Einsatz der statischen Probelastung mit dem enormen Aufwand. Durch mehrfache dynamische Probelastung einzelner Pfähle ergibt sich eine zeitabhängige Tragkraftherhöhung um 15 bis 20 %.

Literatur

(1) Dynamische Pfahltests

Mitteilung des Instituts für Grundbau- und Bodenmechanik
TU Braunschweig, Heft Nr. 38, 1991

(2) Einflüsse der Herstellung für die Pfahltragkraft in Sand

Mitteilung des Instituts für Grundbau- und Bodenmechanik
TU Braunschweig, Heft Nr. 45, 1994

(3) Schenck

Der Rammpfahl, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn
Berlin 1951

Dias

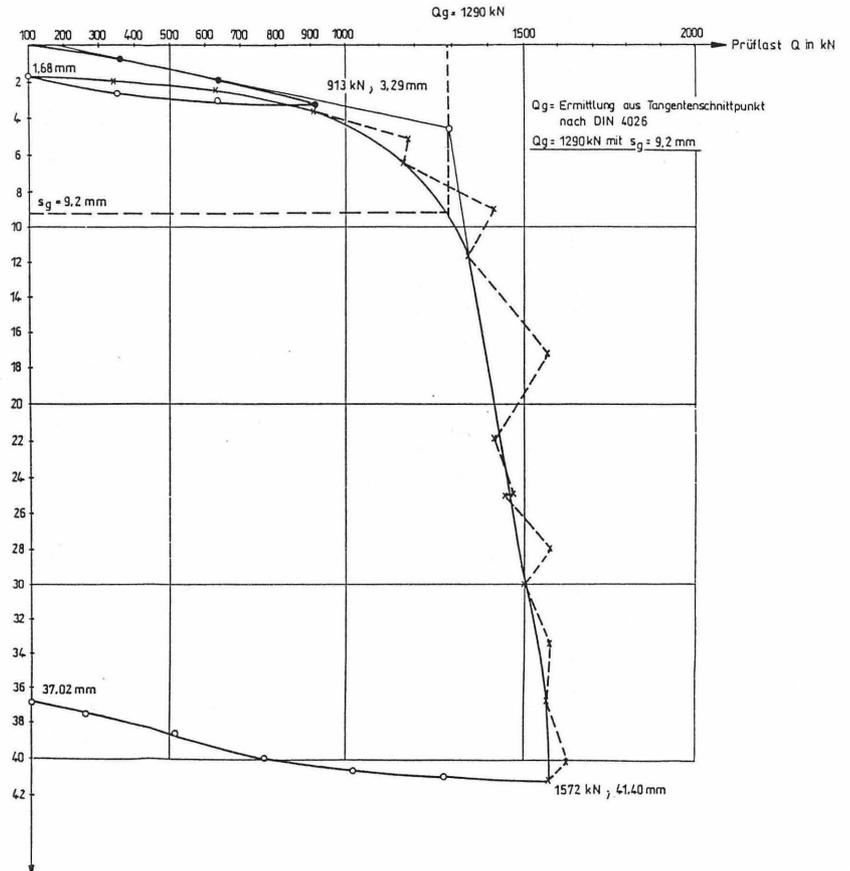
- Statische Probelastungseinrichtung für Rohrpfahl
- Statische Probelastungseinrichtung für Zugpfahl
- Übersicht der Baustelle

Anlagen

- Lastsetzungslinie der statischen Probelastung Trag-
bohle Nr. 574
- Lastsetzungslinie der dynamischen Probelastung Trag-
bohle Nr. 574

Anlage: Stat. Probelastung
Pfahl Nr. 574

Last - Setzungslinie

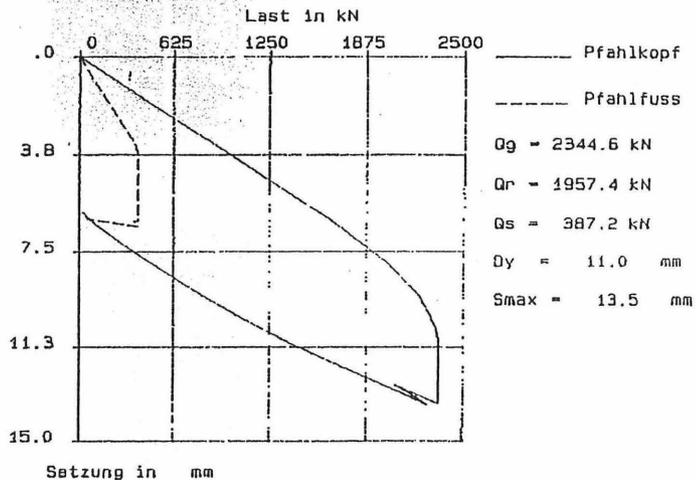


Anlage: Dynamische Probelastung
Pfahl-Nr. 574

Last - Setzungslinie

Straalsund, 574, BN: 16
IGB - TUBS

07-May-96
CAPWAP (R) Version 1.994-1





WASSERDRUCKMESSUNGEN BEI DER BOHRPFÄHLHERSTELLUNG

Dipl.-Ing. U. Ernst

Dipl.-Wirtsch.-Ing. O. Stahlhut

1 EINLEITUNG

Seit langem ist bekannt, daß es bei der Bohrpfahlherstellung zu Auflockerungen im Erdreich kommen kann. Das Wissen um die Gefahr der Bodenauflockerung im Erdreich spiegelt sich auch in der DIN 4014 wider.

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) untersucht seit geraumer Zeit bodenmechanische Vorgänge, die während der Herstellung von Bohrpfählen an der Bohrlochsohle auftreten. Insbesondere ist dabei das Phänomen des „hydraulischen Grundbruchs“ im Bohrrohr beim Ziehen des Bohrwerkzeugs zu nennen.

In diesem Zusammenhang hat das IGB-TUBS an drei Baustellen in Berlin Wasserdruckmessungen im Bohrloch während der Pfahlherstellung durchgeführt. Dabei wurde der Bohrfortschritt bei dem Einsatz von Bohreimern sowie Sand- und Kiespumpen meßtechnisch überwacht. Es wurden händische Messungen, die im wesentlichen Aussagen über das Voreilmaß, die Bohrlochtiefe sowie den Wasserstand in der Verrohrung lieferten, ausgeführt. Außerdem wurden elektrische Druckaufnehmer zur kontinuierlichen Messung eingesetzt, mit deren Hilfe während der Pfahlherstellung Informationen über die Druckverhältnisse im Bohrloch und in der Pumpe gewonnen werden konnten. Die Meßwerte der unterschiedlichen Meßsorte werden als Druckänderungen über die Zeit dargestellt. Hierbei kann ein kausaler Zusammenhang der Meßwerte und Bauabläufe beobachtet werden.

2 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Im folgenden wird die Versuchsdurchführung der Wasserdruckmessungen dargestellt. Hierbei wurde entsprechend der Meßaufgaben die Versuchsdurchführung variiert. Bei den ersten Wasserdruckmessungen kam ein Wasserdruckaufnehmer zum Einsatz, der an einem A/D Wandler angeschlossen war. Der A/D Wandler war zwecks Speicherung der Meßwerte mit einem Rechner verbunden. So konnten bereits auf der Baustelle die ersten Diagramme erstellt und mit Hilfe eines Plotters ausgegeben werden.

Der Wasserdruckaufnehmer war an einem Stahlgestänge befestigt, welches in Längen von 1,50 m aneinander geschraubt werden konnte. In der Mitte dieses Hohlgestänges wurde das Kabel geführt. Beschädigungen des Kabels konnten so vermieden werden. Zur Durchführung der Messungen wurde der Druckaufnehmer mit Hilfe des Gestänges oberhalb der Bohrlochsohle positioniert. Je nach Bohreimergröße wurde das Gestänge zwischen Bohrwand und Bohreimer oder im Ansaugrohr des Bohreimers abgelassen.

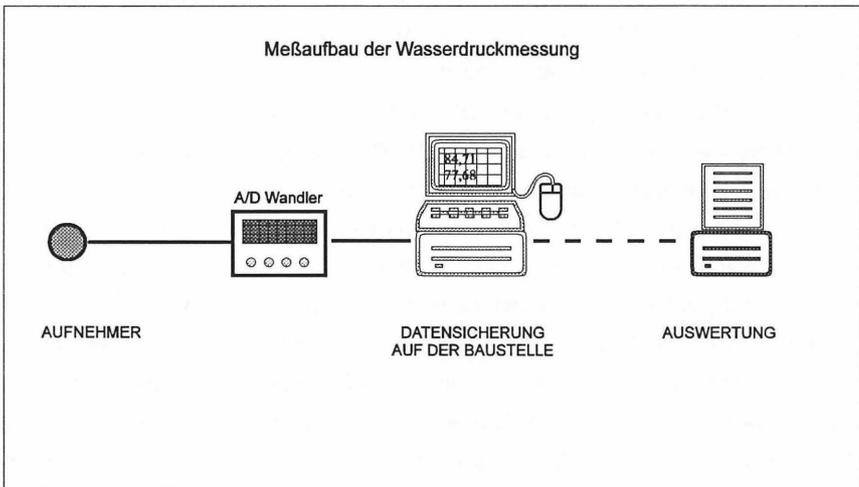


Bild 1: Meßaufbau

War der Druckaufnehmer in der gewünschten Lage plaziert, konnte die Meßwertfassung gestartet und der Bohreimer nach oben gefördert werden.

Anschließend wurde das Gestänge mit dem Druckaufnehmer aus dem Bohrloch entfernt, so daß der Bohrfortschritt ungestört weiterlaufen konnte. Während der Bohrlochherstellung wurden so in unterschiedlichen Tiefenlagen Wasserdruckmessungen beim Lösen des Bohreimers von der Bohrlochsohle durchgeführt. Die Messungen erfolgten sowohl mit leerem als auch mit vollem Bohreimer. Des weiteren wurde mit unterschiedlichen Ziehgeschwindigkeiten gearbeitet. Bild 1 und Bild 2 zeigen Systemskizzen des Meß- und Versuchaufbaus.

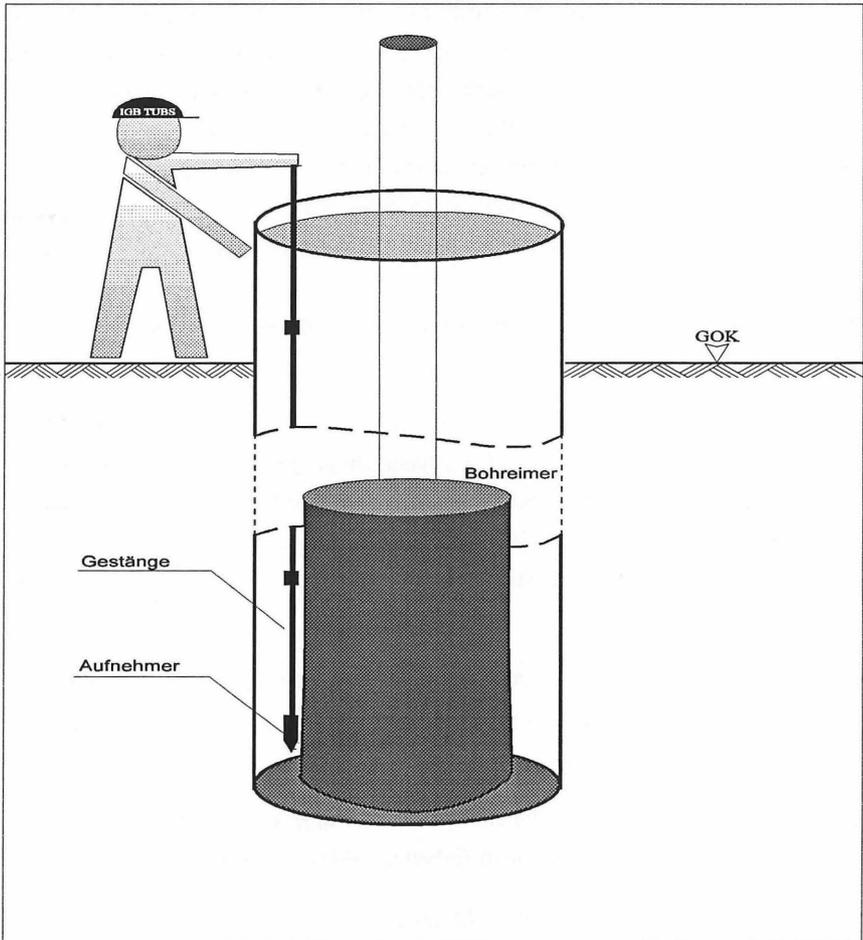


Bild 2: Versuchsaufbau der Wasserdruckmessung mit Bohreimer

Im November 1995 erfolgten in Zusammenarbeit mit der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Niederlassung Spezialtiefbau Mannheim, Wasserdruckmessungen an Bohrpfählen, die unter Zuhilfenahme von Sand- und Kiespumpen hergestellt wurden. Speziell für diesen Meßeinsatz wurde die Meßgeberanordnung verfeinert und das Meßkonzept erweitert. Wesentliches Konzeptionsmerkmal war das Anbringen der Aufnehmer innerhalb und außerhalb der eingesetzten Pumpen.

Zur Messung der Wasserdrücke während der Bohrpfählherstellung wurden diesmal vier Druckaufnehmer eingesetzt. Durch die Vorgabe, Wasserdruckmessungen in einer Tiefe von ca. 25 m durchführen zu müssen, wurde das Schraubgestänge für die Positionierung der Aufnehmer nicht mehr eingesetzt. Es wurde dazu übergegangen, die Druckaufnehmer mit der Pumpe in das Bohrloch einzubringen. Hierfür wurde eine beweglich gelagerte Lanze entwickelt, in der ein Druckaufnehmer integriert war. Durch die bewegliche Lagerung konnte sichergestellt werden, daß beim Anziehen der Pumpe der Druckaufnehmer knapp oberhalb der Bohrlochsohle gehalten werden konnte.

Im folgenden werden kurz die Aufgaben und die Lage der Wasserdruckaufnehmer erklärt.

Aufnehmer A1: Der Druckaufnehmer A1 wurde mit Hilfe einer Lanze mit der Pumpe in das Bohrloch eingebracht. Nach dem Ansaugvorgang wurde der Druckaufnehmer zeitverzögert mit der Lanze an der Pumpe aus dem Bohrloch wieder herausgeführt. Durch die Führung des Druckaufnehmers an dem Gestänge konnten während des Ansaug- und Ablösevorgangs die Wasserdrücke direkt an der Bohrlochsohle gemessen werden.

Aufnehmer A2: Der Druckaufnehmer A2 wurde direkt am Gehäuse der Kiespumpe angebracht. Somit konnten Wasserdrücke innerhalb der Pumpe während des Ansaugvorgangs ermittelt werden.

Aufnehmer A3: Der Druckaufnehmer A3 war am Baggerseil befestigt. Damit wurde die Druckänderung über die Zeit beim Ziehen der Pumpe ermittelt.

Aufnehmer A4: Der Druckaufnehmer A4 wurde durch ein Gestänge ca. 3 m unterhalb der Verrohrungsoberkante angebracht. Hiermit erfolgte die Messung des Wasserstandes während der Bohrarbeiten.

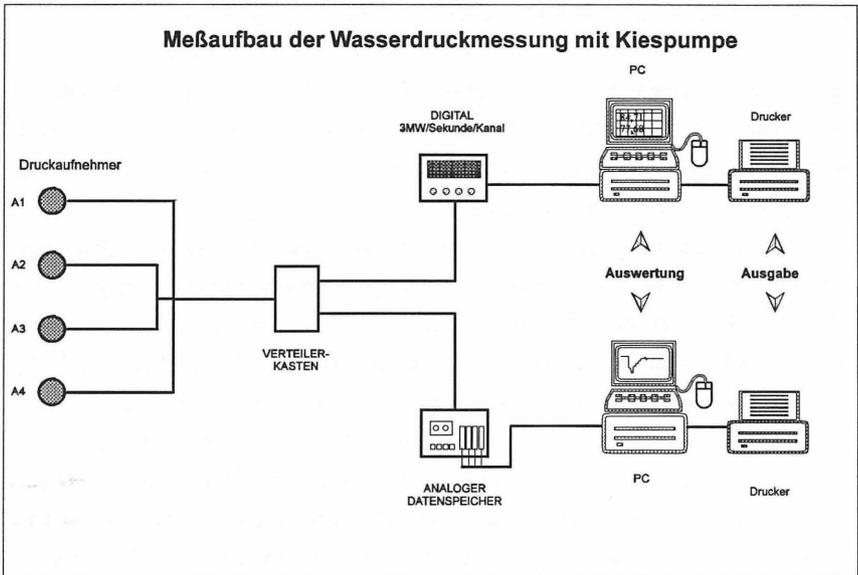


Bild 3: Systemskizze des Meß- und Versuchaufbaus

Die Bilder 3 und 4 zeigen die Systemskizze des Meß- und Versuchaufbaus. Die Messungen erfolgten bei Gebrauch von zwei unterschiedlichen Pumpen (Pumpe 1: Außendurchmesser 780 mm, Innendurchmesser 600 mm; Pumpe 2: Außendurchmesser 970 mm, Innendurchmesser 770 mm). Konstruktionsbedingt konnte der Aufnehmer A2 an der kleinen Pumpe nicht befestigt werden.

Der Bohrerdurchmesser betrug 118 cm.

Insgesamt wurden 6 Messungen während der Pfahlherstellung ausgeführt, davon zwei während des Einsatzes der kleinen Pumpe und vier während des Einsatzes der großen Pumpe.

3 VERWENDETE MESSTECHNIK

Bei allen Messungen wurden piezoresistive Druckaufnehmer verwendet. Die Empfindlichkeit der Aufnehmer ermöglichte es, Druckänderungen aufgrund von

Dichteänderungen zu erfassen. Diese beruhen auf Aufwirbelungsvorgängen (Vermischung Sand / Wasser) oberhalb der Bohrlochsohle während der Arbeitsschritte. Die Druckaufnehmer waren jeweils mit einer Kappe versehen, so daß Verfälschungen aus von unten auftretendem Strömungsdruck während der Messungen vermieden werden konnten. Die Kappen sind Eigenentwicklungen des IGB-TUBS und wurden in Anströmversuchen getestet.

Für die Aufzeichnung der Meßsignale standen bei den ersten Messungen A/D Wandler zur Verfügung, mit denen eine Abtastrate von drei Meßwerten pro Aufnehmer pro Sekunde möglich war. Im letzten Meßeinsatz, bei dem gleichzeitig bis zu vier Druckaufnehmer zum Einsatz kamen, wurde zusätzlich eine zweite, unabhängige Datenerfassung installiert. Hierbei handelte es sich um eine analoge Aufzeichnung mittels eines Daterecorders. Parallel zur analogen Datenspeicherung wurden die Meßsignale über einen PC digitalisiert und Online grafisch dargestellt. Mit Hilfe der grafischen Darstellung konnte eine schnelle Überprüfung der Meßketten erfolgen und eventuelle Fehler unmittelbar beseitigt werden. Während der Messungen im Bohrloch konnten anhand der Echtzeitdarstellung der Meßwerte die Arbeitsabläufe anschaulich gemacht werden.

Durch die Kombination von analoger Datenerfassung und digitaler Echtzeitdarstellung war es möglich, jeden gemessenen Arbeitsvorgang in hoher Qualität und mit geringem technischen Aufwand zu reproduzieren. Mit der Verwendung von zwei getrennten Meßwerterfassungssystemen sollte unter anderem untersucht werden, wie hoch der technische Aufwand sein muß, um aussagekräftige Meßwerte zu erhalten. Ein abschließender Nutzen - Aufwandvergleich ist zur Zeit noch nicht möglich.

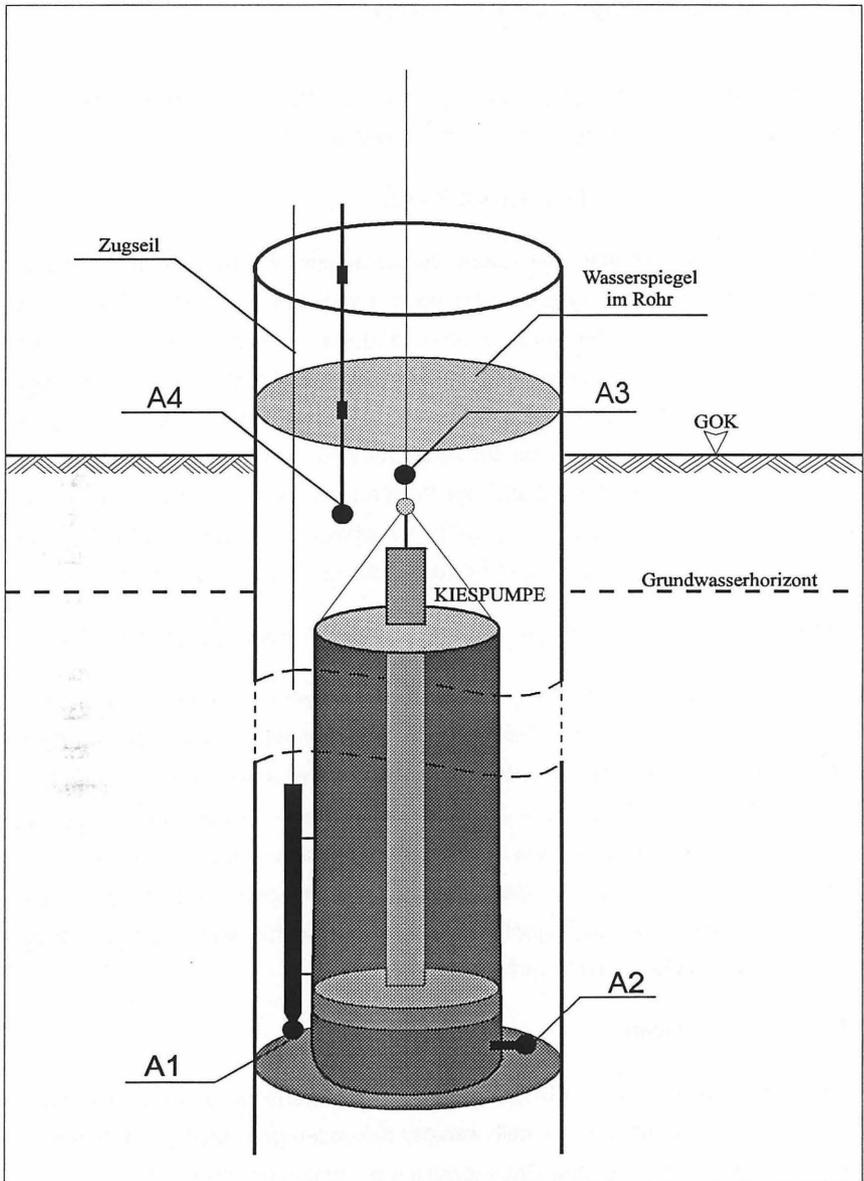


Bild 4: Versuchsaufbau der Wasserdruckmessung mit Kiespumpe

4 DARSTELLUNG DER ERGEBNISSE

Im folgenden werden die Verläufe der Druckdifferenzen am Beispiel der Messung 6 erklärt. Dazu wurde diese Messung in fünf Phasen eingeteilt.

- Phase 1: Absetzen der Pumpe ins Bohrloch

In Phase 1 ist zu erkennen, daß zuerst der Aufnehmer A1 ins Bohrloch eintaucht. Bedingt durch die Aufnehmeranordnung erfolgt das Eintauchen des Aufnehmers A2 später (bei ca. 10 s). Im Zeitraum von 10 bis 110 s ist ein kontinuierliches Absinken der Pumpe ins Bohrloch zu erkennen. Im Gegensatz zu A2 ist bei A1 ein unruhigeres Absenkverhalten zu bemerken (nicht paralleler Verlauf von A1 und A2 während des Absenkvorgangs). Das ist darauf zurückzuführen, daß dieser Aufnehmer manuell per Zugseil an der Außenkante der Pumpe ins Bohrloch nachgeführt wird. Ab ca. 65 s taucht der am Zugseil angebrachte Aufnehmer A3 ins Wasser ein. Zwischen 120 und 150 s wurde der Aufnehmer A4 vorbereitet und ins Bohrloch eingebracht.

- Phase 2: Absetzen der Pumpe und Positionierung des Aufnehmers A1

Phase 2 ist geprägt durch das Absetzen des Aufnehmers A1 auf der Bohrlochsohle. Deutlich sind bei ca. 160 s zwei Peaks in der Meßkurve von A1 zu erkennen. Diese sind durch das manuelle Nachführen des Aufnehmers zu erklären. Somit konnte erreicht werden, daß vor Beginn des ersten Pumpenhubs der Aufnehmer A1 oberhalb der Bohrlochsohle positioniert war. Während der Positionierung ist die Pumpe in Ruhstellung. Dieses ist an den Meßkurven der Aufnehmer A2 und A3 leicht nachzuvollziehen. Durch das Meßsignal von A4 kann beobachtet werden, daß sich der Wasserstand im Bohrrrohr nicht verändert.

- Phase 3: 1. Pumpenhub

An A1 und A2 ist ab 169 s der Beginn des ersten Pumpenhubs zu erkennen. Dieser ist durch einen Druckabbau innerhalb weniger Sekunden gekennzeichnet. Innerhalb der Pumpe (A2) ist ein größerer Druckabfall als außerhalb der Pumpe (A1) zu beobachten. Nach ca. 7 s ist ein Druckanstieg feststellbar. Am Verlauf des Aufnehmers A3 ist deutlich die Bewegung des Kolbens nach oben zu erkennen.

Durch die Bewegung des Kolbens wird ein kurzzeitiger Anstieg des Wasserspiegels im Bohrrohr hervorgerufen (A4).

Danach wurde keine weitere Wasserstandsänderung festgestellt. Ab 176 s ist der Druckausgleich beendet. Die darauffolgenden Peaks in der Meßkurve sind auf Stoßbewegungen der Pumpe zurückzuführen.

- Phase 4: 2. Pumpenhub

Der erste Pumpenhub in Phase 4 ist im wesentlichen mit dem in Phase 3 zu vergleichen. Die maximale Druckdifferenz außerhalb der Pumpe und der Zeitraum der Wasserdruckänderung sind im Vergleich zur Phase 3 insgesamt geringer. Ebenso ist ein kurzzeitiger Wasseranstieg mit anschließendem Ausgleich zu verzeichnen.

Die darauffolgenden Kolbenbewegungen zwischen 210 und 280 s sind durch geringe Druckdifferenzen gekennzeichnet. Somit ist erkennbar, daß die ersten Pumpenhübe die größten Druckdifferenzen erzeugen.

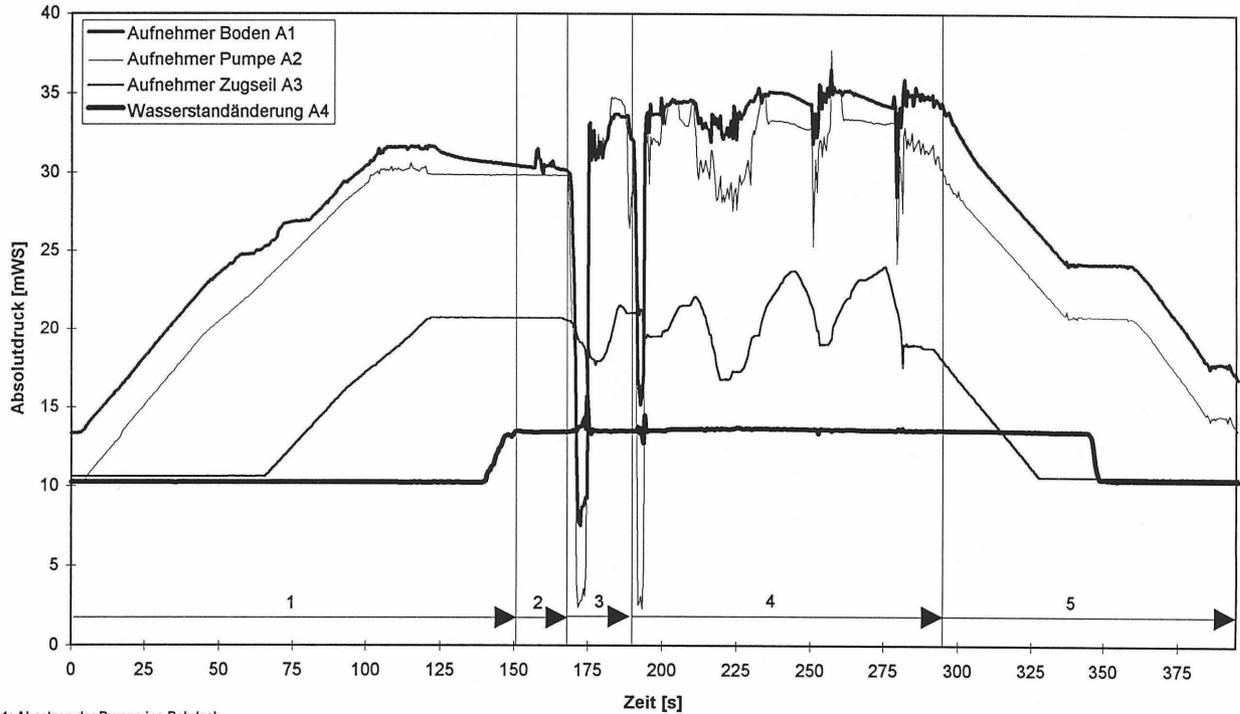
- Phase 5: Herausziehen der Pumpe

In Phase 5 ist das Abheben der Pumpe von der Bohrlochsohle zu verzeichnen. Ab 290 s ist das stufenweise Herausnehmen der Kiespumpe zu erkennen. Ab 340 s wird das Herausfördern der Pumpe kurzzeitig unterbrochen, um den Aufnehmer A4 aus dem Bohrloch zu entfernen.

Wasserdruckmessung

Messung 6
Pumpendurchmesser außen 970 mm
Pumpendurchmesser innen 770 mm
Bohrrohrtiefe ab GOK 19,80 m

Phasen 1-5



- Ph 1: Absetzen der Pumpe ins Bohrloch
- Ph 2: Absetzen der Pumpe und Positionierung des Aufnehmers A1
- Ph 3: 1. Pumpenhub
- Ph 4: 2. Pumpenhub
- Ph 5: Herausziehen der Pumpe

IGB-TUBS
Gaußstr. 2
38106 Braunschweig

5 LITERATURHINWEISE

- [1] Ewert, J. Probleme bei der Bohrpfahlherstellung, Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, unveröffentlicht, 1996
- [2] Ernst, U., Wasserdruckmessungen bei der Herstellung von Bohrpfählen
Stahlhut, O., in Berlin, Spezialsitzung „Forum für junge Geotechniker“,
Seeburger, H. 24. Baugrundtagung Berlin, 25.-27.09.1996
- [3] Hartung, M. Qualitätsicherung bei der Pfahlherstellung, Pfahl Symposium
1993, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 41
- [4] Hartung, M. Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand,
Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 45
- [5] Held, V. Einflüsse von relativen Unterdrücken auf den hydraulischen
Grundbruch, Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, unveröffentlicht, 1991
- [6] Rachor, H. Untersuchung des hydraulischen Grundbruches bei Bohrpfählen
mittels FEM, Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, unveröffentlicht, 1996
- [7] Scharnberg, A. Entwicklung von Versuchen zur Untersuchung des hydraulischen
Grundbruches bei der Herstellung von Großbohrpfählen, Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, unveröffentlicht, 1997



METHODEN ZUR BAUGRUNDVERBESSERUNG FÜR DEN NEUBAU UND UMBAU VON HGS-STRECKEN

Dr.-Ing. W. Sondermann, Keller Grundbau GmbH

1 EINLEITUNG

Im Zuge der Schienenverkehrsprojekte Deutsche Einheit (VDE) sind für die Ausbaumaßnahmen der Fahrstrecken auf deutlich höhere Reisegeschwindigkeiten in großem Umfang Baugrundverbesserungsmaßnahmen zur Sanierung der Strecken und Stabilisierung der Gleislage erforderlich (EPSTEIN, 1995, und HILLIG, 1994).

Zur Baugrundverbesserung unterhalb der Fahrwege werden dabei das Rüttelstopfverfahren und daraus abgeleitete und für die Anwendung modifizierte Verfahren eingesetzt. Sie dienen der Erhöhung von Scher- und Druckfestigkeiten und der Verbesserung des dynamischen Verhaltens des anstehenden Baugrundes unter der Belastung aus hohen Zuggeschwindigkeiten.

Die Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen von Rüttelstopfverdichtungen (RSTV) „System Keller“ sind allgemein bei SONDERMANN (1995) dargestellt. Diese Methoden sind nach der DS 836 , Abs. 6.3, (DB AG, 1994) als Maßnahmen zur Verdichtung des Untergrundes im Bereich der DB AG eingeführt und benötigen zu ihrer Ausführung keine besondere Zulassung. Der Einsatz von RSTV zur Baugrundverbesserung unterhalb von Bahnkörpern ist aber auf die Überbrückung gering mächtiger organischer Bodenschichten begrenzt.

Die erforderliche Überbrückung organischer Bodenschichten bei den erforderlichen Baugrundverbesserungen führte zur Entwicklung und zum Einsatz von teilvermörtelten Stopfsäulen (TVSS). Dieses Gründungsverfahren wurde in Anpassung an die Anforderungen der DB AG zur Einsatzreife entwickelt. Vor der Bauausführung wurden diese Projekte durch die DB AG (NGT 39) und das

Eisenbahnbundesamt (EBA) geprüft und mit einer Zulassung im Einzelfall (Z.i.E.) zur Ausführung freigegeben.

2 RÜTTELSTOPFVERDICHTUNG (RSTV) ALS BAUGRUNDVERBESSERUNG

In den Ausführungsbestimmungen zur DS 836 (DB AG, 1994) werden als Verbesserungsmaßnahmen im Untergrund bei nicht ausreichend scherfesten Bodenschichten in der Trasse u. a. Rüttelstopfverdichtungen empfohlen. Bei den nachfolgend aufgeführten Beispielen kommt die RSTV mit „Stopf- oder Schleusenrüttler und Aktivierungsraupe System Keller“ als Standardausführung zur Anwendung (Bild 1).

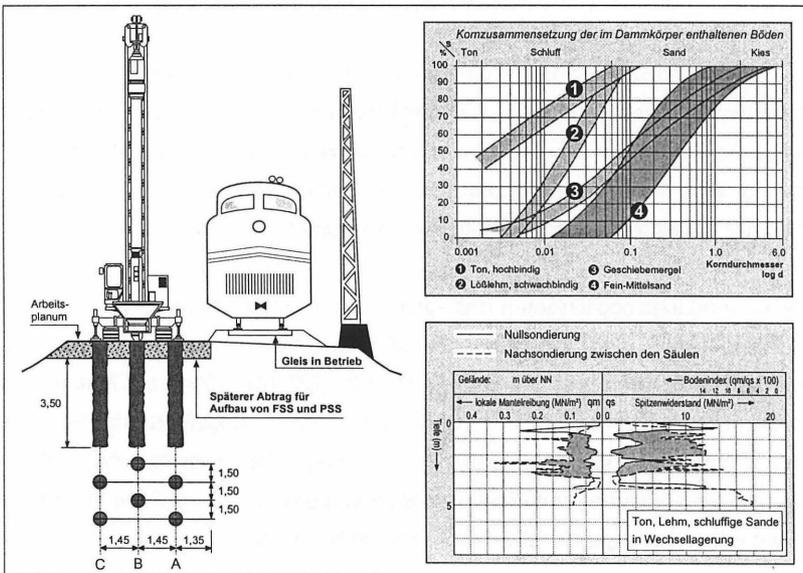


Bild 1: Rüttelstopfverdichtung für den Ausbau einer bestehenden Dammstrecke

Die allgemeine Entwicklung des Tiefenrüttelverfahrens zur Baugrundverbesserung ist bei KIRSCH (1993) eingehend beschrieben, wobei die Erweiterung und

Weiterentwicklung der Verfahren und Geräte bei JEBE/BARTELS (1983) zusammengefaßt wiedergegeben ist. Die allgemeinen Anwendungen für Ausführungen auf Bahnstrecken inklusive der Verfahrensbeschreibungen sind bei SONDERMANN (1995) und SONDERMANN (1996) zu finden, so dass die grundsätzlichen Verfahrensmerkmale hier nicht wiederholt werden. Die Bemessungsmethoden von mit Rüttelstopfverdichtung verbessertem Baugrund sowie deren bodenmechanische Grundlagen sind bei SMOLTCZYK/HILMER (1991), PRIEBE (1995) und GRUBER (1995) ausführlich hergeleitet und dargestellt und können dort nachgelesen werden.

Der besondere Vorteil der Rüttelstopftechnik und der daraus abgeleiteten Verfahren bei der Untergrundverbesserung im Bahnbau sind im wesentlichen:

- schnelles Einfahren des Rüttlers durch Aktivierungshilfe und hochfrequente Vibration ohne Beeinträchtigung des Betriebsgleises,
- Verdichtung des rolligen Untergrundes und Erzielung hoher Scherfestigkeiten im Stopfsäulenkern,
- Möglichkeit der schnellen Umstellung auf Vermörtelung beim Antreffen von Torfschichten durch Verstopfen von Fertigmörtel mit hohem Kiesanteil,
- gute Einspannung der Säulen im Untergrund und Verdübelung mit den tieferen, tragfähigen Bodenschichten,
- Verbesserung der Scherfestigkeit des behandelten Untergrundes und damit Erhöhung der Standsicherheit,
- gute Anpassung an hydraulische Erfordernisse; Kiesstopfsäulen und wirksame Vertikaldrains und Vermörtelungsstrecken sperren den Wasserfluss.
- Vorwegnahme von Vibrationseinwirkungen aus Zugbetrieb auf den Untergrund, Massenerhöhung des verbesserten Bodenpaketes und damit Verbesserung des Schwingungsverhaltens,
- geringe Beeinträchtigung des benachbarten Gleiskörpers durch aus Erfahrung gewonnener, angepaßter Bauausführung,

- hohe Leistungsfähigkeit durch moderne Geräte und geübtes Personal und damit kurze Ausführungsfristen,
- gute Wirtschaftlichkeit gegenüber tieferem Bodenaustausch, speziell im Grundwasserbereich und bei Ausbaustrecken mit erforderlichem Mittelverbau.

Ausführungsbeispiele sind dazu bei RICHTER (1992), CHRISTOPH (1996) und SONDERMANN (1996 b) ausführlich beschrieben, so dass an dieser Stelle auf eine weitere Beschreibung verzichtet wird.

3 SANIERUNG VON AUSBAUSTRECKEN IM BEREICH VON TORF-SCHICHTEN DURCH TEILVERMÖRTELTE STOPFSÄULEN (TVSS) „SYSTEM KELLER“

Die in den Jahren 1993 bis 1995 ausgeschriebenen Ausbaustrecken der DB AG enthielten bei organischen Weichschichten im Untergrund nach DS 836 überwiegend die Empfehlung des vollständigen Bodenaustausches. Diese Maßnahmen erfordern bei größeren Torftiefen unter Grundwasserspiegel erhebliche Aufwendungen für einen unverschiebbaren Mittelverbau für den Bodenaustausch auch unterhalb des Grundwassers. Im Wettbewerb dazu stehen Sonderlösungen für einen tiefen Bodenaustausch im Schutze eingerüttelter Kreiskessel oder Großkästen.

Der Einsatz der reinen Rüttelstopfverdichtungen (grobkörniges Zugabematerial ohne Bindemittel) als Baugrundverbesserungsmaßnahme unter Bahnanlagen ist auf die Überbrückung von Torfschichten geringer Mächtigkeit begrenzt, bei denen die auftretenden Anpassungssetzungen keine bedeutende Rolle spielen und eine Mindestüberlagerungshöhe von rolligen Bodenschichten bis SO vorhanden ist.

Fertigmörtelstopfsäulen oder Betonrüttelsäulen, die unter Verwendung von Kiesbeton (grobkörniges Zugabematerial mit hydraulisch aktivem Bindemittel) hergestellt werden, sind zur Überbrückung von Weichschichten als pfahlartige Tragelemente schon mehrfach eingesetzt worden (SONDERMANN, 1995). Zur Gründung von

Eisenbahndämmen mit Dammhöhen $H \geq 3,00$ m oberhalb der Pfahlköpfe erfolgt die Lastübertragung der Flächenlasten aus Eisenbahnverkehr über Gewölbebildung und Lastkonzentration auf die FS-Säulen, während der zwischenliegende Boden wegen der Gewölbeentlastung deutlich geringer beansprucht wird. Eingelegte Geogittersysteme führen zu einer weiteren Vergleichmäßigung des Setzungsverhaltens (KEMPFFERT, 1995).

Um dieses Gründungsprinzip auch bei der Sanierung von Eisenbahndämmen mit wesentlich geringeren Überdeckungshöhen zwischen Oberkante organischer Schicht und Unterkante Schotterbettung einsetzen zu können, wird die Rasterung verengt und die zugeordnete Lastfläche pro FS-Säule reduziert. Ergänzend wird dieses System mit der Ausbildung als teilvermörtelte Stopfsäulen (TVSS) den Anforderungen der DB AG an Fahrweggründungen angepaßt. Bei der TVSS wird nach Erstellung des verdichteten Kiesfußes der Säulenschaft im Bereich der Torfschicht mit Kiesbeton (Fertigmörtel) ausgestopft, so dass in diesem Bereich eine äußere Stützkraft nicht mehr benötigt wird. Sie reicht dann mindestens 20 cm in die überlagernde Schicht hinein. Darüber wird die TVSS als Kiesstopfsäule bis Unterkante Erdplanum in Höhe PSS und FSS fortgeführt. Durch den verdichteten Kieskopf der Säule wird ein elastisches Auflager für den geogitterbewehrten, lastverteilenden Erdkörper aus FSS und PSS geschaffen. Außerdem lassen sich so die Aushubarbeiten bis Unterkante FSS ohne Stemmarbeiten an den Säulen ausführen.

Dieses Gründungsprinzip mit Fertigmörtelstopfsäulen im Bereich von Weichschichten ist in Bild 2 dargestellt. Über Reibungskräfte zwischen dem Säulenschaft und dem umgebenden verdichteten Sand bildet sich oberhalb der Weichschicht ein tragendes Säulenkapitell aus. In Höhe Unterkante Planumsschutzschicht (PSS) berühren sich diese verbreiterten Kopfaufstandsflächen und sorgen für eine gleichmäßige Lastabtragung der Flächenlasten auf die TVSS. Eine Gewölbebildung zwischen den Säulen unterstützt die Lastkonzentration auf die Säulen. Zur Vergleichmäßigung der Verformung innerhalb des lastübertragenden Erdkörpers wird eine Geogitterbewehrung mit hoher Zugkraftaufnahme und geringer Dehnung eingelegt (KEMPFFERT/STADLER, 1995).

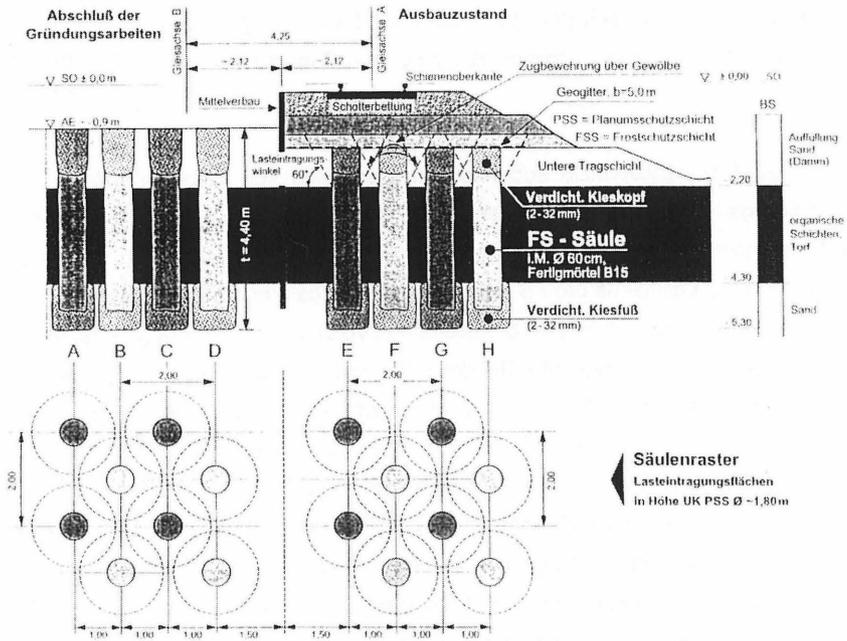


Bild 2: Gründungssystem TVSS mit Schema der Lastabtragung

4 PFAHLARTIGE GRÜNDUNGEN UNTER GEOGITTERBEWEHRTEN DÄMMEN

Beim Ausbau der Hochgeschwindigkeitsstrecke Hannover - Berlin im Zuge des VDE 4 sind an mehreren Streckenabschnitten aufgrund anstehender gering tragfähiger Bodenschichten geokunststoffbewehrte Erdbauwerke über flächigen Pfahlgründungen als Fertigmörtelstopfsäulen oder Betonrüttelsäulen durch Fertigmörtelstopfsäulen oder Betonrüttelsäulen gegründet worden.

Aus den bisherigen Erfahrungen über das Tragverhalten von geokunststoffbewehrten Dammschüttungen über flächigen Pfahlgründungen ergeben sich Mindestanforderungen an die Ausbildung der Tragglieder in der Art, dass die Pfahldurchmesser nicht zu klein und deren Abstand im Verhältnis zur Dammhöhe nicht zu groß sein soll.

Als Tragglieder für derartige flächige Pfahlgründungen bieten sich unbewehrte Pfahlelemente wie Fertigmörtel-Stopfsäulen (FSS) oder Betonrüttelsäulen (BRS) als wirtschaftliche Lösung an.

Da bei der DB AG gute Erfahrungen mit der Dammgründung auf BRS vorliegen (Anfahrtsrampen einer Eisenbahnüberführung in Karlsruhe 1988), wurden in der Planung für das Bauvorhaben in Rathenow ebenfalls BRS als wirtschaftliche Gründungsform ausgeschrieben.

Betonrüttelsäulen sind im Sinne der DIN 4014 unbewehrte Pfähle. Sie werden mit Hilfe einer Aktivierungsraupe hergestellt. Als Einbaumaterial wird ein pumpfähiger Beton der Festigkeitsklasse B 25 mit Hilfe einer Betonpumpe beim Ziehen des Rüttlers in den sich bildenden Hohlraum unter Druck verpumpt.

Ein wesentlicher Vorteil der mit Tiefenrüttlern hergestellten Fertigmörtel-Stopfsäulen oder Betonrüttelsäulen besteht darin, dass durch Schwingungs- und Stopfeinwirkung des Rüttlers der anstehende Boden umgelagert und verdichtet wird. Durch eine Baugrundverbesserung unterhalb des Pfahlfußes und im Bereich der Einbindestrecke wird eine Zone erhöhter Tragkraft des Bodens in vorgegebener Tiefe geschaffen. Damit kann die notwendige Einbindetiefe dieser Pfähle auf das notwendige Mindestmaß unterhalb der Weichschichten begrenzt werden, und es hat durch geringere Pfahllängen eine erhöhte Wirtschaftlichkeit des Gründungsverfahrens zur Folge (Bild 3).

Strecke Baugrundverbesserungsmaßnahmen notwendig. Im Bereich dieser Baumaßnahmen lagen nicht tragfähige Bodenschichten (Torf/Torfmulde) unter mehr oder minder mächtigen sandigen Aufschüttungen in unterschiedlichen Dicken bis in eine Tiefenlage um 20,00 m über NN, d. h. bis 7,00 m unter den Grundwasserhorizonten, an. Die Verkehrsanlagen im Bereich dieser ca. trapezförmigen Niederung waren mit Betonrüttelsäulen zu gründen, wobei die Betonrüttelsäulen mit einem Mindestdurchmesser von 400 mm bei einer Betongüte von B 25 herzustellen waren. Oberhalb der Pfahlköpfe war ein lastverteilendes Geotextil mit hoher Zug- und Stempeldruckfestigkeit einzulegen und der Abstand Schwellen-/ Schotteroberkante bis zu den Pfahlköpfen sollte größer 3,00 m betragen.



Bild 4: Herstellung der Betonrüttelsäulen auf dem Baufeld

Zur Vorbereitung des Gründungsentwurfes für das Bauvorhaben Bahnhof Rathenow wurden in Ergänzung der vorliegenden Aufschlüsse 63 Spitzendrucksondierungen im systematischen Raster unter den Fahrwegen ausgeführt, um einerseits eine Abgrenzung der erforderlichen Gründungsmaßnahme zu erreichen und durch Ermittlung der Tiefenlage der Torfschicht die jeweils erforderlichen Pfahliefen festzulegen.

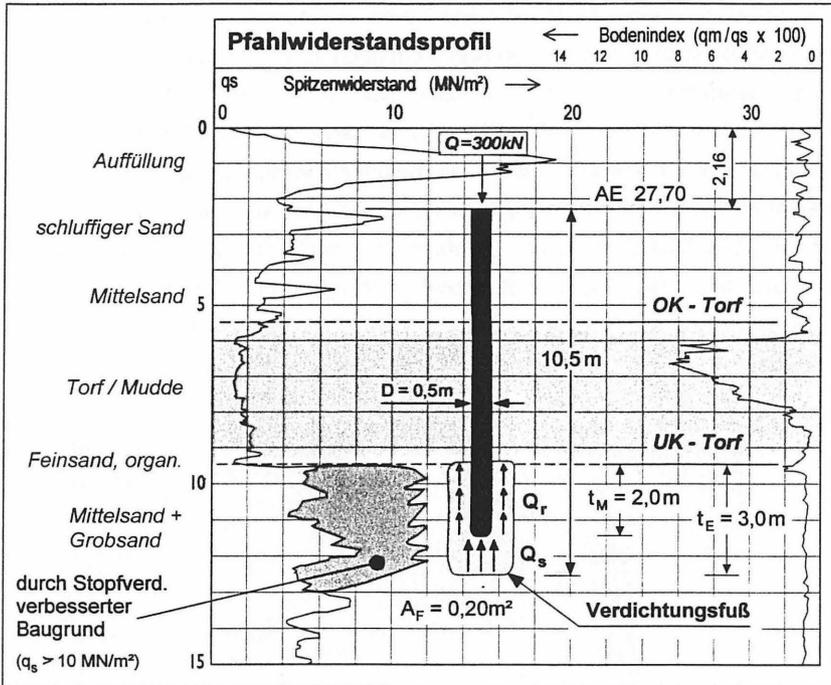


Bild 5: Auftragung eines Pfählwiderstandsprofils zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe der BRS im lockeren Sand mit Festlegung der Mindestverdichtung am Pfahlfuß

Bei der Auswertung der Spitzendrucksondierungen wurde festgestellt, dass der unterlagernde Sand bis in 15 m Tiefe unter dem Bau Feld mit $q_s = 6 \text{ MN/m}^2$ nur lockere Lagerung aufweist, in der nach DIN 4014 kein Pfahspitzenwiderstand angesetzt werden darf und Reibungspfähle sehr lang werden.

Anhand eines Pfählwiderstandsprofils (Bild 5) wurde auf der Grundlage der vorhandenen Spitzendrucke in den die Torfschicht unterlagernden Sandschichten die erforderliche Tragkraftverbesserung durch Tiefenverdichtung ermittelt. Bei den

angetroffenen Bodenverhältnissen ist es erforderlich, den Spitzendruck q_s im Fußbereich und an der Mantelfläche durch Verdichtung auf mindestens $q_s \geq 10 - 12 \text{ MN/m}^2$ zu erhöhen. Mit dieser Baugrundverbesserung ist es dann möglich, die BRS bei einer Einbindetiefe von 3 m und der Ausbildung eines Verdichtungsfußes mit $Q = 300 \text{ kN}$ in den verbesserten Baugrund abzusetzen. Zum Rand des Baufeldes hin konnte bei günstigeren q_s -Werten die Einbindung in den Sand bis auf $\leq 1,50 \text{ m}$ reduziert werden.

Die Anordnung der Betonrüttelsäulen mit einer Rasterung von $1,6 \times 1,6 \text{ m}$ und einer zugeordneten Fläche von $2,6 \text{ m}^2$ unter HG- und Stammstrecke geht aus Bild 3 hervor. Die Arbeitsebene liegt i.M. $0,90 \text{ m}$ oberhalb der Pfahlköpfe, so dass nach der Pfahlerstellung ein Abgleichen der Säulen erforderlich ist. Dies erfolgte nach wenigen Stunden im noch frischen Zustand des Betons. Die Probelastung eines TVSS ist für vergleichbare Baugrundverhältnisse in Bild 6 dargestellt.

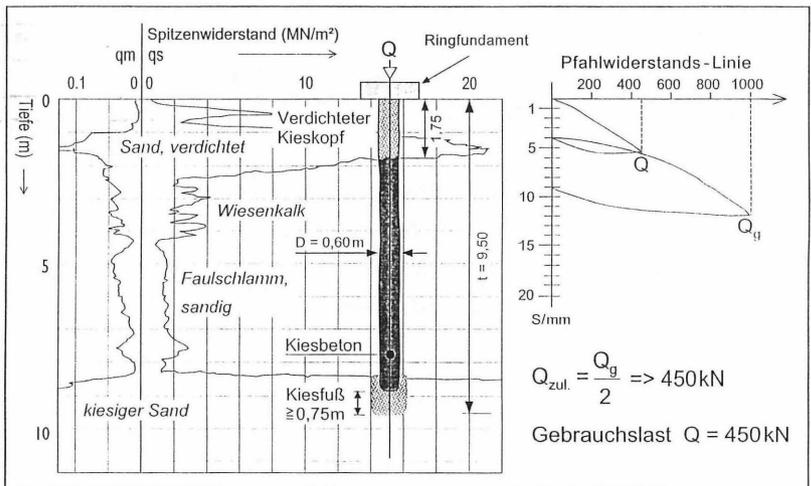


Bild 6: Ergebnisse Probelastung TVSS

Bei den während der Bauausführung durchgeführten Kontroll-Spitzendrucksondierungen konnte der Nachweis erbracht werden, dass die im

Bereich des Kiesfußes erzielte Lagerungsdichte Spitzendruckwerte $> 15 \text{ MN/m}^2$ ergab.

Für das Gesamtsystem „Betonrüttelsäule - Geokunststoffbewehrung - Damm“ wurde entsprechend KEMPFERT/STADEL der Gesamtstandsicherheitsnachweis geführt.

5 ZUSAMMENFASSUNG

Baugrundverbesserungsmaßnahmen mit der Rüttelstopftechnik und daraus abgeleiteten Methoden nach dem Herstellungsverfahren „System Keller“ sind im Zuge der Verkehrswege Deutsche Einheit (VDE) 1 - 5 in den Jahren 1992 bis 1996 an zahlreichen Bahnabschnitten beim Aus- und Neubau eingesetzt worden. Vielfach handelt es sich um Alternativen zu ausgeschriebenen Bodenaustauschmaßnahmen.

An Baustellenbeispielen mit Einsatz von Tiefenrüttlereinheiten für Rüttelstopfverdichtung (RSTV), teilvermörtelten Stopfsäulen (TVSS) oder von flächigen Pfahlgründungen unter geogitterbewehrten Dämmen durch Fertigmörtelstopfsäulen (FSS) oder Betonrüttelsäulen (BRS) wurde die Wirkungsweise der Baugrundverbesserungsmethoden dargestellt.

Die anhand dieser Beispiele gesammelten Erfahrungen hinsichtlich Konzeption, Baustellenablauf, Qualitätssicherung und Bewährung unter Bahnbetrieb haben gezeigt, dass diese Systeme für die Beanspruchungen unter Verkehrsbetrieb geeignet und damit technisch und wirtschaftlich optimierte Lösungen realisierbar sind.

6 LITERATURVERZEICHNIS

- CHRISTOPH, L. /
KELLER, K. (1996): Dammgründung auf Stopfsäulen für die HG-Strecke
Hannover-Berlin.
ETR (45) 1996, H. 4 S. 215 ff.
- DB AG (1994): DS 836: Vorschriften für Erdbauwerke (VE); Januar, 1994
- DB AG (1995): Anforderungskatalog Feste Fahrbahn (AFF); Juni 1995
- EPSTEIN, R. (1995): Verkehrsprojekte Deutsche Einheit und Feste Fahrbahn
Eisenbahningenieur 46 (1995), S. 26 ff
- GRUBER, F.-J. (1993): Verhalten einer Stopfverdichtung unter einem Straßen-
damm.
Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten
Straßenforschung, Heft 448, Wien 1995.
- HILLIG, J. (1994): Erdbautechnische Anforderungen an eine schotterlose
Fahrbahn
Eisenbahningenieur 45 (1994), S. 324 ff
- JEBE, W. /
BARTELS K. (1983): The development of compaction methods with vibrators
from 1976 to 1982, 8 th EC. SMFE, Helsinki, 1983
- KEMPFERT, H.-G.,
STADEL, M. (1995): Zum Tragverhalten geokunststoffbewehrter Erdbauwerke
über pfahlähnlichen Traggliedern
4. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in
der Geotechnik, München, 1995, S. 146 ff
- KEMPFERT; H.-G.
(1996): Gründungstechnische Besonderheiten bei der Ausführung
von zwei Abschnitten mit Fester Fahrbahn im nordd.
Raum.
3. Darmstädter Geotechnik Kolloquium, März 1996.

- KIRSCH, K. (1993): Baugrundverbesserung mit Tiefenrüttlern, Historischer Überblick über die Entwicklung der Tiefenverdichtungsverfahren,
Engbert, K. / Stocker, M. (Hrsg): Festschrift für Karlheinz Bauer zum 65.Geburtstag.
Werner, Düsseldorf, 1993
- PRIEBE, H. (1995): Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen;
Bautechnik, 72. Jahrgang, 3, 1995
- RICHTER, F. (1992): Sanierung von Eisenbahndämmen;BMT 5 (1992),S. 288 ff
- SMOLTCZYK, U. /
HILMER, K. (1991): Baugrundverbesserung im Grundbautaschenbuch, 4. Auflage, Teil 2, Ernst, 1991
- SONDERMANN, W.
(1995): Herstellung und Prüfung mittels Schleusenrüttler ausgeführter pfahlartiger Gründungselemente
Pfahlsymposium Braunschweig, Februar 1995
- SONDERMANN, W.
(1996) Rüttelstopfverdichtung zur Baugrundverbesserung für die Feste Fahrbahn im Schnellbahnbau.
3. Darmstädter Geotechnik Kolloquium, März 1996.
- SONDERMANN, W.
(1996 b) Methoden zur Baugrundverbesserung für den Neubau und den Umbau von Bahnstrecken auf Hochgeschwindigkeitsstrecken.
Vorträge Baugrundtagung 1996, Berlin, DGGT, Essen

SOILCRETE - PFÄHLE ZUR TUNNELSICHERUNG AM BEISPIEL "ZAMMER TUNNEL (Ö)"

F. Winkler

1 Einleitung:

Bauprojekte der heutigen Zeit nehmen aus verschiedenen Gründen immer weniger Rücksicht auf vorliegende Gegebenheiten, wie z.B. geologische und topographische Verhältnisse, Grundwasser, Nachbarbebauungen oder sonstige Schwierigkeiten. Die Gründe liegen einerseits in den vor allem in Ballungszentren schwindenden Platzverhältnissen, andererseits in den aus finanziellen Zwängen resultierenden Wirtschaftlichkeitsanforderungen an den Bauherrn. Als weiterer Punkt darf aber die steigende Risikobereitschaft und die damit verbundene Ermöglichung immer kühnerer Projekte durch die ausführenden Firmen nicht übergangen werden.

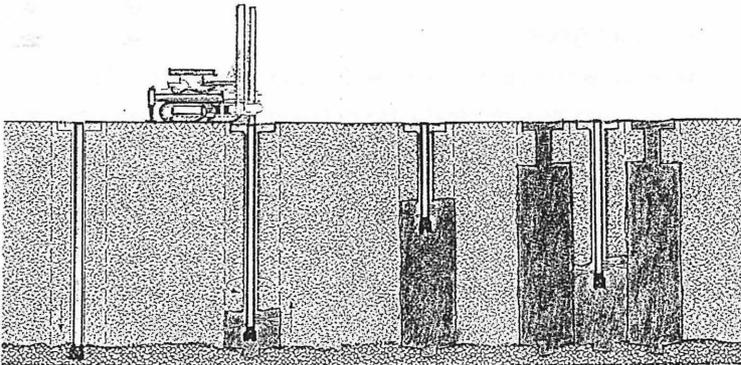


Abbildung 1: "Soilcrete-Hochdruckbodenvermörtelung (HDBV)"

Das 1978 durch Keller Grundbau in Europa eingeführte Verfahren der Soilcrete-Hochdruckbodenvermörtelung (Abbildung 1) beinhaltet im Wesentlichen das Herauslösen von erodierbaren Bodenbestandteilen mit Hilfe eines Hochdruckschneidestrahls aus bestehenden Bodenformationen, und das gleichzeitige Ersetzen des fehlenden Volumens durch abgestimmte Zementsuspensionen. Dieses Verfahren hat sich seither bei den verschiedensten Bauaufgaben bewährt und wurde hauptsächlich bei Unterfangungen, Baugrubenumschließungen, Tiefgründungen und Abdichtungsproblemen eingesetzt. Der im Folgenden zu berichtende Fall erläutert nun ein weiteres Einsatzgebiet dieser flexiblen Baumethode.

2 Das Bauvorhaben:

Die Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) passen zur Zeit ihr Schienennetz an die steigenden Herausforderungen eines transkontinentalen Güter- und Individualverkehrs an. Ein Teil dieses Vorhabens ist die Beschleunigung des nationalen Ost - West - Transits und die damit verbundene regionale Verbesserung des Nahverkehrsangebotes. Das Baulos Kronburg - Landeck mit einer Gesamtlänge von ca. 3,6 km ist der Beginn der Ausbaumaßnahmen im oberen Inntal.

3 Die Bauaufgabe:

Herzstück dieses Streckenabschnittes ist der 2.335 m lange zweigleisige Zammer Tunnel, der vom Ostportal ausgehend in Neuer Österreichischer Tunnelbauweise (NÖT) aufgefahren wurde. Der anstehende Quarzphyllit ermöglichte einen problemlosen Sprengvortrieb.

Mit dem Gegevvortrieb West musste auf ca. 100 m Länge bebautes Gebiet unterfahren werden, wobei die Hausfundamente einen minimalen Abstand von 17 m vom Ausbruchsrund aufwiesen (Abbildung 2).

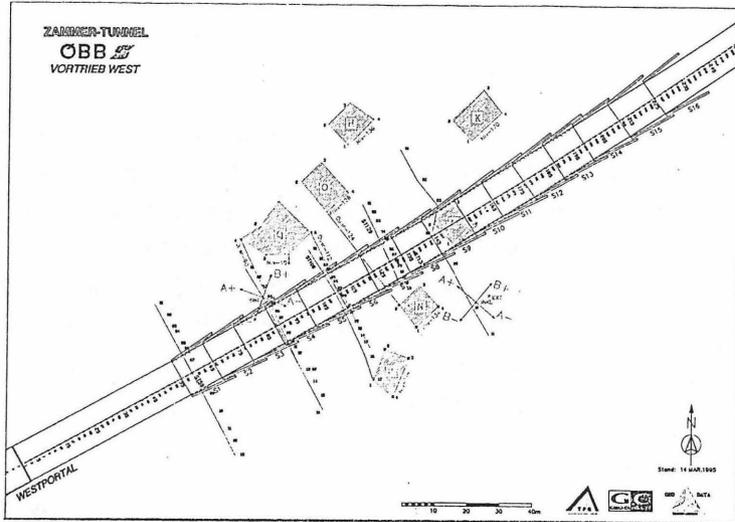


Abbildung 2: Gegenvortrieb West

Die dort vorgefundenen geologischen Verhältnisse zeigten einen locker bis mitteldicht gelagerten, braunen bis graubraunen Quarzphyllitschutt, der überwiegend aus murschuttähnlichen, glimmerreichen, zum Teil stark schluffigen Mittel- bis Feinkiesen bestand. Dieses Hangschuttmaterial war zwar wenig durchnässt, jedoch waren durch den Tunnelvortrieb Oberflächensetzungen und Schiefstellungen und damit Schäden für die Bebauung zu erwarten. Um diese Schäden zu minimieren, wurden als vorausseilende und gebirgsverbessernde Maßnahme horizontale Soilcrete - HDBV - Schirme ausgeführt, in deren Schutz der Kalottenausbruch erfolgte.

3.1 Das Probefeld:

Um die Herstellungsparameter an die örtlichen Gegebenheiten optimal anpassen zu können, wurde vor Beginn der Arbeiten ein Probefeld eingerichtet.

Dazu eignete sich der Strossenbereich, in dem vorerst 4 Stk. Probesäulen mit einer Bohrlänge von 5 m und einer Düsstrecke von 3 m mit unterschiedlichen Parametern (Druck, Ziehgeschwindigkeit, W/Z - Faktor) hergestellt wurden. Durch einfaches Ausgraben konnte man den Erfolg unmittelbar feststellen und die endgültigen Ausführungsparameter fixieren.

4 Die Baudurchführung:

Der Vortrieb West wurde im unbebauten Bereich unter Zuhilfenahme konventioneller Ausbaumethoden in Angriff genommen. So wurden kurze Abschlagslängen mit Kalottenfußverbreiterung, Sohlgewölbe, Ausbaubögen, zwei Lagen Baustahlgitter, Ortsbrustversiegelung und Brustankern gesichert. Die an der Oberfläche zur begleitenden Kontrolle versetzten Messpunkte zeigten jedoch bereits auf den ersten Vortriebsmetern so große Verformungen, dass mit den HDBV-Arbeiten früher als geplant begonnen werden musste. Die 33 Bohrungen wurden durch die Soilcrete-Tunnelbohrraupe SR 510 mit aufgebauter 20 m - Lafette im Abstand von 48 cm abgestoßen (Abbildung 3).

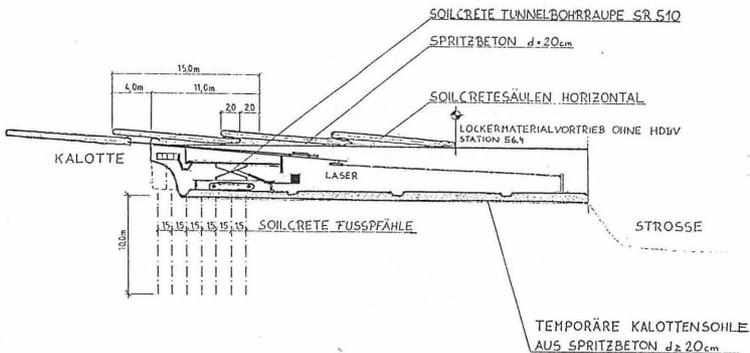


Abbildung 3: Schirmherstellung

Die Richtungsgenauigkeit wurde durch Tunnellaser und Referenzpunkte gewährleistet. Beim Ziehen des Gestänges wurde Zementsuspension unter Drücken bis zu 450 bar mit einem rotierenden Düsenstrahl in den Boden gepresst. Die so entstehenden Säulen hatten einen Durchmesser von ca. 60 cm und waren durch die vorgesehene Fächerung auch im Bohrlochtieftsten zumindest tangierend.

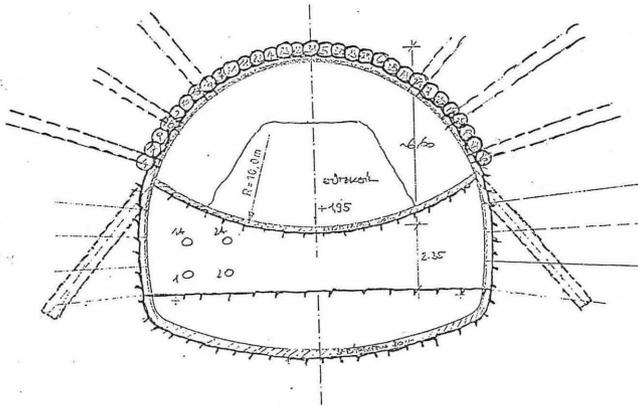


Abbildung 4: Tunnelgeometrie

Die Herstellung der ersten Schirme zeigte eine deutliche Abnahme der Setzungen. Aufgrund der Messungen konnte festgestellt werden, dass der Einflussbereich der Soilcrete-HDBV-Arbeiten an der Oberfläche in einem Radius von 20 - 25 m lag. Um die Setzungen noch weiter zu minimieren, wurde bereits beim Bohren Zementspülung verwendet, womit eine Vorverfestigung des Bodens erzielt werden konnte. Weitere Feinabstimmungen führten zu einer geringfügig geänderten Schirmgeometrie (35 statt 33 Säulen), wodurch die Aufstandsflächen in den Kalottenfüßen vergrößert werden konnten.

Zur noch besseren Einleitung der Normalkräfte in den Untergrund und zur Erhöhung der Sicherheit beim Strossenausbruch wurden ab Beginn der Bebauung (Stat. 80) Soilcrete-HDBV-Fußpfähle zur Abstützung des Kalottenfußes angeordnet. Diese wurden jeweils vor Beginn der Schirmarbeiten mit einem Raupenbohrgerät Wirth B0 im Abstand von 1,50 m beidseitig niedergebracht. Die Länge dieser Fußpfähle betrug anfänglich 6 m und wurde in den kritischen Bereichen auf 10 m erhöht.

Bei einer Bohrtiefe von 15 m, einer Überlappung von 2 m und einem Sicherheitspolster von 2 m zur Ortsbrust ergab sich eine Nettovortriebslänge von 11 m pro Schirm. Der Arbeitsrhythmus konnte in Tag- und Nachtschicht in Abstimmung mit der Tunnelbaufirma mit ca. 1 Woche konstant gehalten werden.

Nach 16 Schirmen, bzw. 176 m, wurde kompakter Fels erreicht. Die Arbeiten konnten nach 4,5 Monaten abgeschlossen werden.

5 Das Endergebnis:

Obwohl sich die Geologie als besonders schwierig erwiesen hatte, konnte der Tunnelvortrieb in der Lockermaterialstrecke mit Hilfe der Soilcrete-HDBV zur Zufriedenheit der Bauherrschaft und der Anrainer abgeschlossen werden. Die Setzungen an der Oberfläche konnten im Bereich weniger Millimeter gehalten werden, sodass am Bestand keine Schäden auftraten.

SCHWINGUNGS- UND SCHALLENKOPPELTE SPEZIALGRÜNDUNG DES HISTORISCHEN HAUSES SOMMER AM BRANDENBURGER TOR IN BERLIN

Dipl.-Ing. R. Jörger • Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach • Dipl.-Ing. St. Heineke

1 VORWORT

Unmittelbar südlich des Brandenburger Tores biegen die S-Bahn-Linien S1 und S2 von der Straße Unter den Linden über den Pariser Platz nach Süden in Richtung Potsdamer Platz ab und unterqueren das Areal des historischen Hauses Sommer, das in den Jahren 1934 bis 1936 im Zuge des S-Bahnbaus komplett über Parallelwände unterfangen und in offener Bauweise unterfahren worden ist (Bild 1).

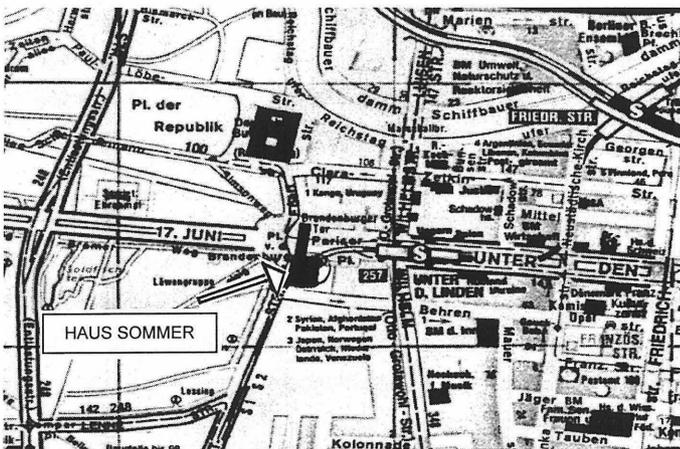


Bild 1: Lage des historischen Hauses Sommer am Brandenburger Tor

Die Häuser Sommer und Liebermann, die unmittelbar an das Brandenburger Tor angrenzten, wurden nach schweren Luftangriffen zum Ende des Krieges zerstört und später komplett abgerissen (Borchert et al., 1996).

Zur Wiederherstellung des Berliner Innenstadtensembles nach historischem Vorbild sollen beide Gebäude an der Peripherie des Brandenburger Tores neu entstehen.

2 UNTERFAHRUNG DES HISTORISCHEN HAUSES SOMMER

Im Zuge des Baus der Nord-Süd-S-Bahn in den Jahren 1934 - 36 waren im Bereich des Pariser Platzes verschiedene Gebäude zu unterfahren. Das Haus Sommer, das frühere Oppenheimsche Palais, stand unter Denkmalschutz, so daß bei der Konzeption der Unterfahung eine Kompletterhaltung gegenüber anderen Lösungen Vorrang hatte.

Zuerst stellte man parallel zur neuen S-Bahnstrecke 2,50 m dicke Parallelwände unter dem Gebäude aus Beton her. Diese reichen bis 1,0 m unter die spätere Baugrubensohle des S-Bahn-Tunnels. Nachdem ein Teil der Zwischenmauern vorläufig abgefangen war und die Fundamente der Hauptmauern bis dicht über die spätere Tunneldecke vertieft waren, wurden Schächte als Teil der Betonwände abgeteufelt.

Der Einbau der acht Abfangeträger von je 13,50 m Länge wurde über schmale Maueröffnungen in den Kellergeschossen gewährleistet. Das Gesamtgewicht der Abfangeträger, die auf den Parallelwänden aufliegen, beträgt 170 t. Nach Einbau der Träger wurden die Hauptfundamente über Stichträger gefaßt und deren Lasten mittels hydraulischer Pressen an die Hauptabfangeträger weitergegeben. Nach Einbetonieren der Trägerkonstruktion wurde eine neue Kellersohle aus Stahlbeton eingebaut. Die Unterfahung mit den seitlich angeordneten Parallelwänden umfaßte insgesamt ca. 70% der Grundfläche des Hauses.

Die gesamten Arbeiten wurden ohne nennenswerte Schäden durch die Firma Julius Berger Tiefbau ausgeführt (Verkehrstechnische Woche, 1936).

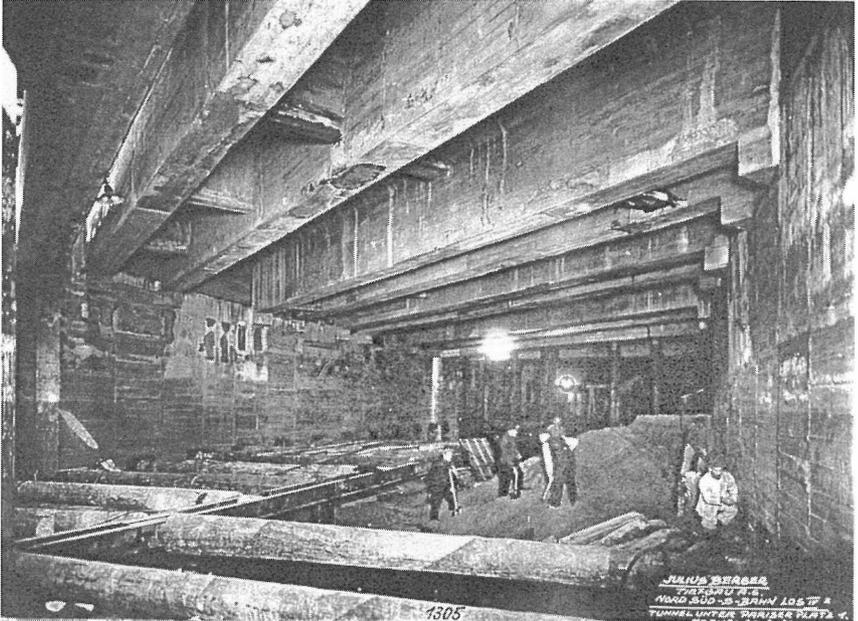


Bild 2: Unterfahrung des historischen Hauses Sommer

3 KONZEPTION DES NEUAUFBAUS

Die architektonische Planung der weitestgehend detailgetreuen Wiederherstellung des Hauses Sommer wurde durch das Architekturbüro Prof. Kleihus durchgeführt. Das Gebäude umfaßt eine Grundrißfläche von 30 m x 15 m bei einem Unter- und 4 Obergeschossen. Bauherr für den Wiederaufbau des Hauses Sommer ist die Rheinische Hypothekenbank, Frankfurt am Main. Die Maßgabe für den Wiederaufbau des Hauses Sommer war, neben einer detailgetreuen Rekonstruktion der Fassade, jegliche negativen Auswirkungen auf die unterfahrende S-Bahnlinie zu vermeiden. Da das rekonstruierte Gebäude anderen Nutzungsmöglichkeiten als früher zu entsprechen hat, ist eine komplett geänderte Lastabtragung (ca. 45 MN

Gesamtlast) zu berücksichtigen. Ebenso ist die Höhenlage des Gebäudes dem historischen Vorbild anzupassen, so daß sich infolge des vorhandenen S-Bahn-Tunnels eine Maximalhöhe für das Untergeschoß ergibt.

Weiter wurden durch den neuen Nutzer hohe Anforderungen an die Schall- und Schwingungsentkopplung gegenüber dem S-Bahn-Tunnel gefordert.

4 BAUGRUNDBESCHICHTUNG

Die Baugrundbeschichtung am Standort Haus Sommer ist typisch für den Zentralen Innenstadtbereich Berlins.

Die hier anstehende Baugrundbeschichtung wird ebenfalls am nahegelegenen Reichstag (Quick et al., 1996) sowie am Potsdamer Platz (Brem et al., 1996) vorgefunden.

Das Baufeld liegt im Warschau-Berliner Urstromtal; der Untergrund ist dem Pleistozän zuzurechnen.

Unter einer i.M. ca. 3,0 m dicken Auffüllung stehen Talsande an, die mit der tiefezunehmend kiesig werden. Die Sande sind locker bis mitteldicht gelsert. Ab ca. 10 m unter Gelände liegt eine Dichtelagerung vor.

Der Grundwasserspiegel wird etwa 4,0 m tief durch benachbarte Bauvorhaben beeinflußt.

5 GRÜNDUNGSKONZEPT

In Anbetracht der hohen Anforderungen an das neu entstehende Bauwerk Haus Sommer mußten wegen der Wechselwirkung zwischen dem Neubau, an dem angrenzenden südlichen Torhaus des Brandenburger Tores sowie des unter geplanten Bebauung bestehenden S - Bahn - Tunnels besondere geotechnische Maß-

nahmen getroffen werden, um ein wirtschaftlich und technisch optimiertes Gründungskonzept zu entwickeln.

Die Gründungskonzeption mußte folgenden geometrischen, technischen und baubetrieblichen Randbedingungen Genüge leisten:

- Die Neubaulast des Hauses Sommer darf den vorhandenen verformungs- und setzungsempfindlichen S-Bahn-Tunnel nicht beeinflussen, dies insbesondere im Hinblick auf Mitnahmesetzungen und Scherbeanspruchungen der geklebten Außenhautabdichtung.
- In Anbetracht der äußerst setzungsempfindlichen, angrenzenden Bauwerke (Torhaus und Brandenburger Tor) sind wegen der dort bereits vorhandenen Vorschädigung nur minimale zusätzliche Verformungen tolerierbar.
- Beherrschung der Wechselwirkungen zwischen der Standsicherheit des S-Bahn-Tunnels und der Neugründung des Hauses Sommer.
- Gebrauchstauglichkeit bei der Nutzung des Neubaus Haus Sommer im Hinblick auf die Schall- und Erschütterungsimissionen aus dem S-Bahn-Verkehr.
- Auswahl der grundbautechnischen Verfahren unter Berücksichtigung der äußerst begrenzten Baustellenfläche.

Aufgrund o.g. Randbedingungen war es nicht möglich, das Haus Sommer auf einer konventionellen Flachgründung auf den Parallelwänden des S-Bahn-Tunnels abzusetzen, bzw. oberhalb zu gründen, da die innere und äußere Standsicherheit der Wände nicht gegeben ist und ausführungstechnisch Risiken mit sich gebracht hätte.

Eine konventionelle Pfahlgründung außerhalb der vorhandenen Parallelwand hätte eine Pfahlkopflattenhöhe von über 1,50 m bedingt. Dadurch wäre jedoch keine

ausreichende lichte Höhe im Untergeschoß vorhanden gewesen, so daß diese Lösung ausschied.

Nach Abwägung von Kosten, Bauzeit und Gebrauchstauglichkeit des Neubaus und unter Berücksichtigung der objekt- und standortspezifischen Randbedingungen wurde deshalb eine Pfahlgründung gewählt, die eine Lasteintragung in die tiefliegenden, dicht gelagerten Sande sicherstellt. Zur Reduktion der Spannweite der Stahlbetontragplatte sind die Pfähle in den Parallelwänden angeordnet. Zur Last- und Schwingungsentkopplung der Pfähle von der Parallelwand wurde eine spezielle Doppelhülzenkonstruktion entwickelt. Im einzelnen wurde als Verfahrensablauf festgelegt:

- ▷ Erstellen einer Arbeitsebene über dem Tunnelbereich auf dem vorhandenen Trägerrost, der sich beidseitig auf den Parallelwänden abstützt. Die Arbeitsebene dient der Lastaufnahme des Pfahlbohrgerätes mit Verrohrungsmaschine (Dienstgewicht 100 t) sowie der Hilfsgeräte.
- ▷ Sicherung des Südlichen Torhauses am Brandenburger Tor durch eine temporär rückverankerte Unterfangung im Düsenstrahlverfahren.
- ▷ Herstellen von Kernbohrungen durch die Parallelwände in der späteren Bohrpfalachse als Pilotbohrungen für die späteren Großlochbohrungen. Weiter dienen diese als Aufschluß zur Beurteilung der Qualität der Parallelwände sowie als Leerbohrung für die Herstellung der Vorvergütung.
- ▷ Vorvergütung des anstehenden, sandigen Baugrundes unterhalb der Parallelwand bzw. Tunnelröhre bis auf eine Tiefe von 32 m unter Bohrebene im Düsenstrahlverfahren mit einem Säulendurchmesser von 2 m. Hierdurch wird sichergestellt, daß beim späteren Abbohren des Pfahles im Grundwasser keinerlei Materialeintrieb durch fließgefährdete Sande entstehen kann.

- ▷ Erschütterungsarmes Durchkernen der Parallelwand im Durchmesser von 1,50 m im Drehbohrverfahren als voll verrohrte Bohrung unter Wasserauflast.
- ▷ Einbau eines doppelten Stahlrohres (Doppelhülsenrohr) mit den Durchmessern 1,36 m und 1,28 m zur Kraft- bzw. Schwingungsentkopplung auf der gesamten Einbindelänge in den Parallelwänden. Die beiden Rohre des Doppelhülsenrohres besitzen einen lichten Abstand von 25 mm, der Ringraum ist mit Vaseline verpreßt. Die Doppelhülsenrohre werden als fertige Elemente werkseitig hergestellt. Nach dem Einbau der Doppelhülsenrohre wird der äußere Ringraum zwischen Bohrrohr und Doppelhülsenrohr über Injektionsrohre mit steifplastischem Dämmverpreß (Bild 3).

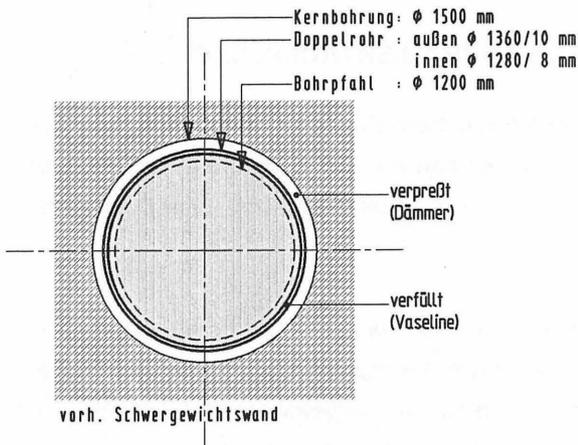


Bild 3: Doppelhülsenkonstruktion im Bereich der Parallelwand

- ▷ Herstellen der Gründungspfähle ϕ 1,20 m bis auf eine Tiefe von 30 m im Schutze des vorvergüteten Sandes im erschütterungsarmen Drehbohrverfahren unter Wasserauflast.

- ▷ Nachverpressung des Pfahlfußes, um eine Setzungsminimierung unter Gebrauchslast zu gewährleisten.
- ▷ In einem Teilbereich ist nur 80 cm neben dem Brandenburger Tor ein Lastpunkt zu gründen. Da hier die Anordnung eines Großbohrpfahles geometrisch nicht möglich ist, wird hier eine Dreiergruppe aus Einstabpfählen vorgesehen.
- ▷ Kontinuierliche Beweissicherung der gesamten Arbeiten. Setzungsmessungen am Brandenburger Tor sowie am S-Bahntunnel zur Sicherstellung der Qualitätsanforderungen des Bauherrn, der Senatsverwaltung und der Deutschen Bahn AG.

6 SCHWINGUNGS- UND SCHALLENTKOPPLUNG

Es wurden 11 Doppelhülsenpfähle von 1,2 m Durchmesser und 3 Doppelhülsenpfähle von 0,2 m Durchmesser in den Parallelwänden ausgeführt. Außerhalb der Parallelwände wurden 3 konventionelle Großbohrpfähle von 1,2 m Durchmesser angeordnet (Bild 4).

Im Vorfeld des geplanten Neubaus wurden von GuD (Geotechnik und Dynamik Consult GmbH) die zu erwartenden Erschütterungsimmissionen infolge der unter dem Gebäude verlaufenden S-Bahn untersucht. An ausgewählten Meßpunkten an der Geländeoberfläche, an den Parallelwänden und in Schürfgruben wurden Schwingungsmessungen durchgeführt. Dabei wurden jeweils die vertikalen und in Nord-Süd und Ost-West Richtung die horizontalen Schwingungsgeschwindigkeiten gemessen. Es ergaben sich Schwingungsgeschwindigkeiten von $v_{\max} = 0,2 \text{ mm/s}$ in einem für Zugerschütterungen typischen Frequenzspektrum von 40 - 80 Hz. Aus den an den Parallelwänden ermittelten Verläufen der Schwingungsgeschwindigkeiten und Frequenzspektrern wurde ein repräsentatives Lastkollektiv der S-Bahnerschütterungen abgeleitet, das in Modellrechnungen einging. Aus diesen wurde die Notwendigkeit einer Erschütterungsminderung bestimmt und verschiedene Minderungsmaßnah-

men, die geeignet erschienen, geprüft. Als Minderungsmaßnahme wurde der Einfluß eines Elastomers in Kombination mit verschiedenen Feder-Masse Systemen zwischen Tragplatte und Gebäudegründung im einzelnen untersucht.

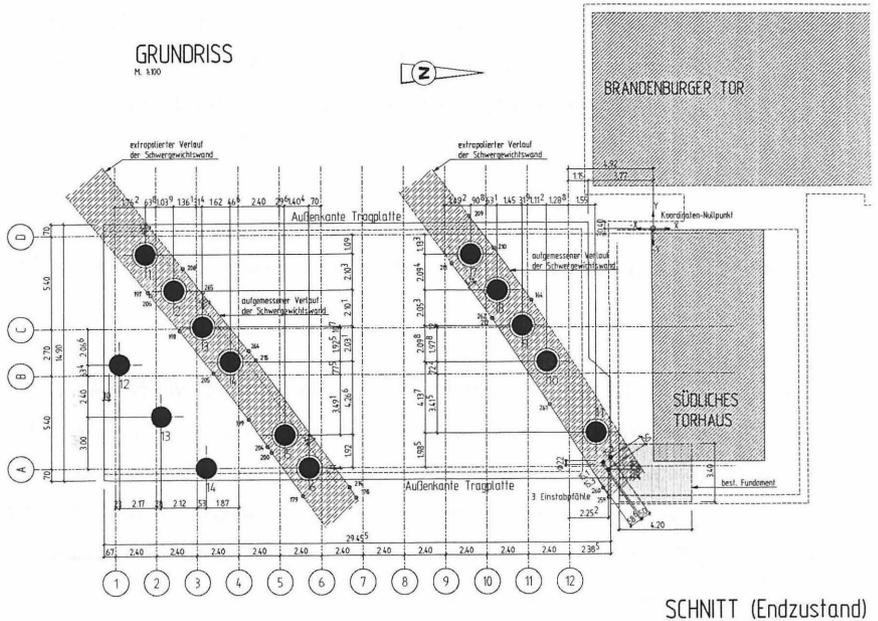


Bild 4: Lage der Doppelhülsen- und Großbohrpfähle im Grundriß des Hauses Sommer

In einem detaillierten Berechnungsmodell als dreidimensionales Finite-Elemente-System wurde von GuD das dynamische Strukturverhalten des Hauses Sommer infolge der S-Bahnerschütterungen für verschiedene Lagerungsbedingungen unter-

sucht. Bei Verzicht jeglicher Isolierungsmaßnahme würden die in DIN 4150 angegebenen Anhaltswerte für Mensch und Gebäude bei weitem überschritten, so daß Maßnahmen zur Erschütterungsminimierung getroffen werden müssen.

Nach Abwägung von technisch konstruktiven und wirtschaftlichen Kriterien wurde entschieden, das Gebäude auf Einzel- und Streifenfundamenten auf der den S-Bahn-Tunnel überspannenden Stahlbetontragplatte abzusetzen. Zwischen den Fundamenten und der 1,0 m dicken Stahlbetontragplatte kommt eine elastische Lagerung mittels schwingungsdämpfenden Körperschallplatten zur Ausführung (Bild 5).

Über diese „Haus-im-Haus-Konstruktion“ wird zusätzlich zur Doppelhülsenpfahlkonstruktion eine weitere bauliche Entkopplung vom S-Bahn-Tunnel und der Parallelwand sichergestellt.

Zur Bewertung der Erschütterungen der dargestellten Variante wurden anhand der DIN 4150, Teil 2, die Anhaltswerte für die Einwirkungen auf Menschen und anhand Teil 3 die Grenzwerte für die Einwirkungen auf Bauwerke herangezogen. Die berechneten Werte liegen ohne Ausnahme unter den zulässigen Maximalwerten der DIN 4150 und entsprechen den Anforderungen für besonders schutzbedürftige Einwirkungsorte, wie z. B. Krankenhäuser, Kurkliniken, etc.

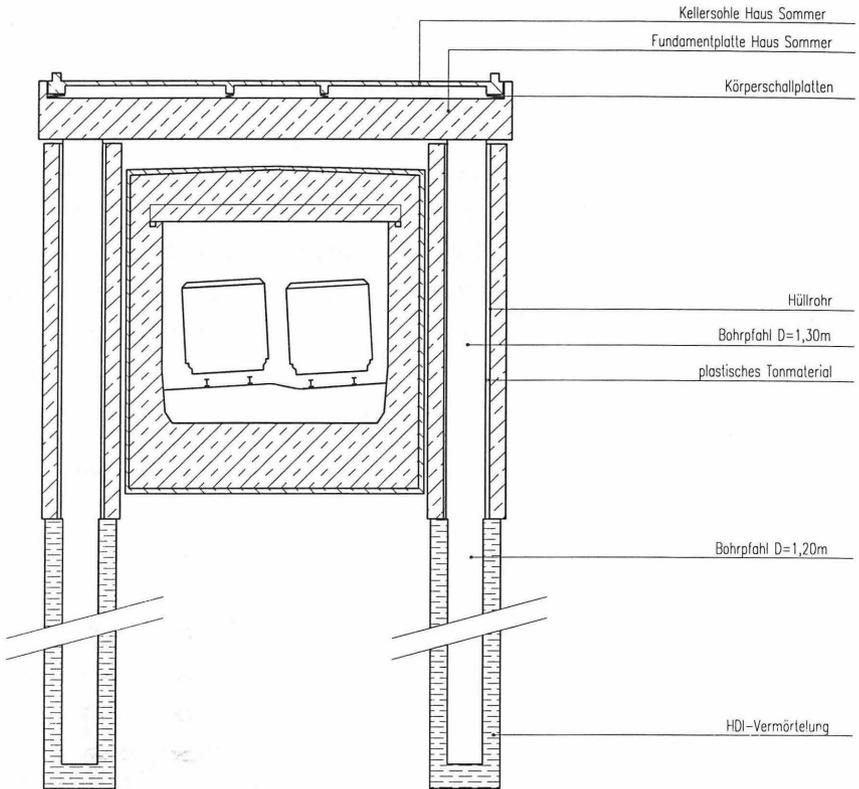


Bild 5: Systemschnitt Gründung Haus Sommer am Brandenburger Tor

Nach Fertigstellung der Doppelhülsenpfähle wurden auf und neben den Pfahlköpfen Erschütterungsmessungen durchgeführt. Es wurden hierbei auf den Pfahlköpfen um bis zu 50 % geringere maximale Schwinggeschwindigkeiten als neben den Pfahlköpfen der Doppelhülsenpfähle gemessen, womit eindeutig die Funktion der Doppelhülsenpfahlkonstruktion bestätigt wird.

7 BAUBETRIEBLICHE ASPEKTE

Die baubetriebliche Abwicklung der Gründungsarbeiten auf der Baustelle war vornehmlich durch fehlende Arbeitsflächen beeinflusst. Sämtliche Arbeiten mußten vom Baufeld des späteren Bauwerkes aus hergestellt werden. Diese Fläche liegt, bedingt durch den früheren Abbruch, ca. 2,0 m unter Gelände und umfaßt den gesamten Bereich der überbauten S-Bahn. Es wurde daher über der gesamten S-Bahn-Röhre eine ca. 40 cm starke Stahlbetonbodenplatte (Bewehrungsgehalt ca. 200 kg/m^3) als Arbeitsebene hergestellt (Bild 6). Die Platte wurde für die Belastung aus dem Baubetrieb dimensioniert; maßgebender Lastfall war der Betoniervorgang der Pfähle, da dann sowohl das Eigengewicht des Bohrgerätes und der Verrohrungsmaschine als auch des Bohrrohrstranges abzutragen sind.



Bild 6: Ansicht der Baustelle

Bei der Pfahlherstellung mußte wegen der Setzungsempfindlichkeit von S-Bahn-Tunnel und Brandenburger Tor jeglicher Bodeneintrieb in das Bohrrohr ausgeschlossen werden. Bei früheren Bohrarbeiten am Brandenburger Tor wurde festgestellt, daß auch bei Anwendung äußerster Sorgfalt auch mit Wasserauflast Bodeneintrieb nicht sicher verhindert werden kann. Dies hatte schon zu Setzungsschäden am Brandenburger Tor geführt. Durch die Vorabvergütung des Bodens im Düsenstrahlverfahren im Bereich der gesamten Pfahlbohrstrecke und durch Bohrungen unter Wasserauflast sollte dies verhindert werden.

Die während der Pfahlbohrarbeiten durchgeführten Setzungsmessungen am südlichen Torhaus des Brandenburger Tores weisen an einem vereinzelt Meßpunkt maximale Setzungen von $s_{\max} = 5 \text{ mm}$ auf. An den übrigen Meßpunkten, die am südlichen Torhaus angebracht sind, wurden Setzungen bis $s = 3 \text{ mm}$ gemessen. Daraus wird deutlich, daß die Pfähle und die vorher durchgeführte temporär rückverankerte Unterfangung des südlichen Torhauses mit Erfolg und mit äußerster Sorgfalt ausgeführt worden sind.

Da für das Düsenstrahlverfahren bis in 32 m Tiefe in Berlin keine bzw. nur geringe Erfahrungen vorlagen, mußte eine Festlegung der Herstellparameter anhand von theoretischen Ermittlungen erfolgen. In situ wurde dann die Durchmesserkontrolle im Hydrophonverfahren, einer Entwicklung der Firma Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, ausgeführt. Die Messungen ergaben, daß eine Ausführung im Duplexverfahren mit einem Schneiddruck von 400 bar die gewünschten Durchmesser sicherstellen.

Die Herstellung des Düsenstrahlkörpers unter dem Südlichen Torhaus (Bild 7) gestaltete sich trotz der geringen Unterfangungshöhe äußerst problematisch. Zum einen war eine vorab detailliert festgelegte Sequenz mit entsprechenden Aushärtezeiten der Säulen einzuhalten, zum anderen mußten terminliche Belange Berücksichtigung finden. Dies hatte eine Leistung von maximal 15 stgm Säulen je Arbeitstag zur Konsequenz.



Bild 7: Herstellung der Unterfangung unter dem Südlichen Torhaus

Während der gesamten Unterfangungs- und Pfahlbohrarbeiten erfolgte eine kontinuierliche Setzungs- und Erschütterungskontrolle des Brandenburger Tores.

Im Zuge der Herstellung der Bohransatzpunkte wurde festgestellt, daß die Betongüte der Parallelwände bereichsweise Festigkeiten bis B 55 erreicht, und daß doch auch vertikal eingebaute Stahlprofile vorhanden sind. Das Durchfahren der Wand

konnte dennoch im Drehbohrverfahren mit speziell adaptierten Werkzeugen (Bohrschnecken) und Bohrohrkronen erfolgen. Die Arbeiten wurden aus Termingründen im Schichtbetrieb ausgeführt. Der erzielte Bohrfortschritt bei der Durchkernung schwankte zwischen 10 cm und 1,5 m/Stunde.

Zum Einbau der werkseitig vorgefertigten Doppelhülsenrohre (Bild 8) sowie für alle sonstigen Arbeiten wurde während der gesamten Bauzeit ein Servicebagger vorgehalten. Aufgrund der Enge der Baustelle konnte dieser jedoch fast nur stationär arbeiten.

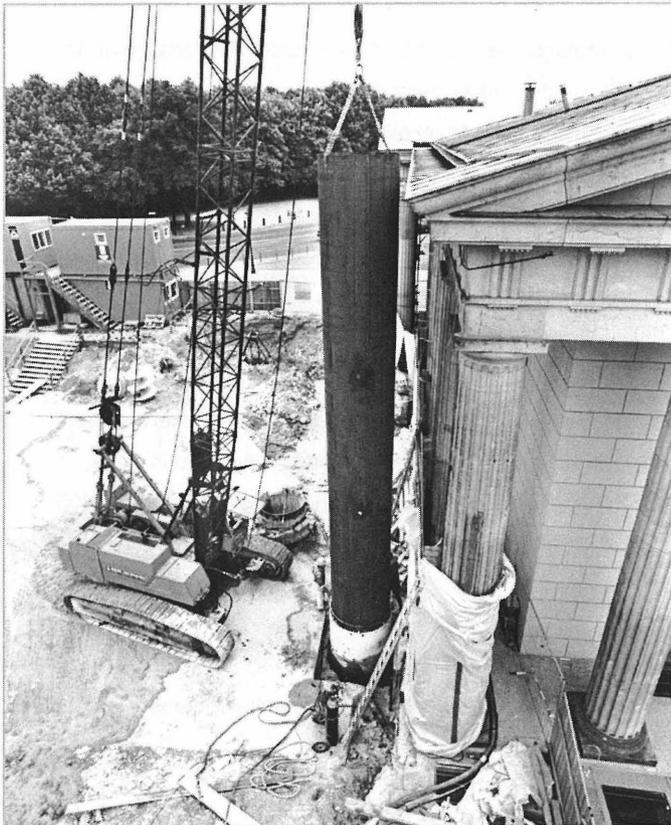


Bild 8: Einbau der werkseitig vorgefertigten Doppelhülsenrohre

Die Nachverpressung des Pfahlfußes wurde über Einzelverpreßleitungen sichergestellt. Allerdings zeigt der Pfahlfuß nur eine geringe Materialaufnahme.

8 ZUSAMMENFASSUNG

Mit der am Haus Sommer durchgeführten Doppelhülsenpfahlgründung wurde ein technisch und wirtschaftlich optimiertes Gründungskonzept ausgeführt. Berücksichtigt wurden dabei die äußerst komplexen Wechselwirkungen zwischen S-Bahn-Tunnel, Parallelwänden, Neubau und historischer Randbebauung.

Mittels der Doppelhülsenpfähle werden die Lasten durch die Parallelwände in die vorher vergüteten, tiefliegenden, dicht gelagerten Talsande transferiert, womit die hohen Anforderungen an die Setzungsminimierung und Schallentkopplung erfüllt werden. Dadurch und mit der „Haus-im-Haus-Konstruktion“ wird die Gebrauchstauglichkeit des Hauses Sommer sichergestellt.

9 LITERATUR

Borchert, K.-M.; Klapperich, H.; Savidis, S.; Scherbeck, R.:

Besondere Aufgabenfelder der geotechnischen und wasserwirtschaftlichen Gutachter bei Planung und Bau der VZB-Verkehrsanlagen in Berlin.

Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, 25. - 27. September 1996, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 77 - 97.

Brem, G.; Vogel, U.; Wooge, M.; Triantafyllidis, T.:

Tiefe Baugruben mit Schlitzwänden und Unterwasserbetonsohlen am Potsdamer Platz in Berlin.

Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, 25. - 27. September 1996, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 55 - 76.

DIN 4150, Teil 2, Ausgabe 1992, Beuth Verlag, Berlin.

DIN 4150, Teil 3, Ausgabe 1986, Beuth Verlag, Berlin.

Quick, H.; Katzenbach, R.; Hoffmann, H.; Richter, Th.; Savidis, S.:

Reichstag Berlin: Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Gründungser-
tüchtigung der Holzpfahlgründung.

Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, 25. - 27 September 1996,
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 115 - 128.

Verkehrstechnische Woche, 30. Jahrgang,

Heft 30/31, Berlin 1936



STRATEGIEN ZUR VERMEIDUNG VON FEHLERN BEI PFAHLINSTRUMENTIERUNGEN

Dipl.-Ing. C.M. Fischer

1. EINFÜHRUNG

Anspruchsvolle Bauwerke müssen zunehmend an sensiblen Standorten in schwierigem Baugrund errichtet werden. Die gleichzeitige Forderung nach einer wirtschaftlichen Lösung macht es notwendig, neue Konzepte bei der Gründung dieser Bauwerke anzuwenden.

Daraus können Gründungskörper mit komplexen Pfahlsystemen resultieren (RODATZ, 1993). Diese werfen Fragen hinsichtlich ihrer Interaktion mit dem Baugrund auf, die zunehmend durch projektbezogene Detailuntersuchungen beantwortet werden müssen (KATZENBACH, 1993). Dazu gehören Messungen an Verdrängungs- und Bohrpfählen. Die hierfür verwendete Meßausrüstung muß hohen Anforderungen bezüglich Präzision, Robustheit und Langzeitstabilität genügen (McRAE, 1991).

Diese ergeben sich aus den Bedingungen, die bei der Herstellung von Pfählen herrschen können: Gefährdung der Meßgeräte durch das Rammen oder Betonieren, hohe Wasserdrücke, große Meßkabelängen und die Möglichkeit ihrer Zerstö-

rung durch die Bauaktivität. Hinzu kommt, daß die Meßfühler im eingebauten Zustand meist nicht mehr zugänglich sind und eine eventuell während der Installation aufgetretene Beschädigung nicht mehr behoben werden kann.

Für den Planer oder für den Auszuführenden ist es deshalb naheliegend, sich vorab die verschiedenen Möglichkeiten hinsichtlich der einzusetzenden Meßtechnik und der Installationsprozedur detailliert vor Augen zu führen, um dann eine auf die Besonderheiten des Projektes abgestimmte Wahl zu treffen (SELLERS, 1995). Im Verlauf des Auswahlvorgangs ergeben sich eine Reihe von Fragen, auf die nachfolgend näher eingegangen wird.

2. AUSWAHL DES MESSVERFAHRENS

Die Abbildung 1 zeigt die bei Probelastungen an Pfählen häufig verwendeten Meßgeräte. Sie werden oft mit tragbaren Anzeigegegeräten abgelesen. Die Verwendung von Datenloggern gewinnt jedoch zunehmend an Bedeutung. Sie protokollieren eine sehr viel dichtere Folge an Meßwerten mit geringerem Arbeitsaufwand und erleichtern die Auswertung.

2.1 Schwingsaitenmeßfühler oder Widerstandsaufnehmer?

Wenn das anvisierte Projekt die nachfolgend aufgeführten Fragen aufwirft, erscheint eine Entscheidung zugunsten von Schwingsaitenmeßfühlern zweckmäßig (LAUBE, 1996).

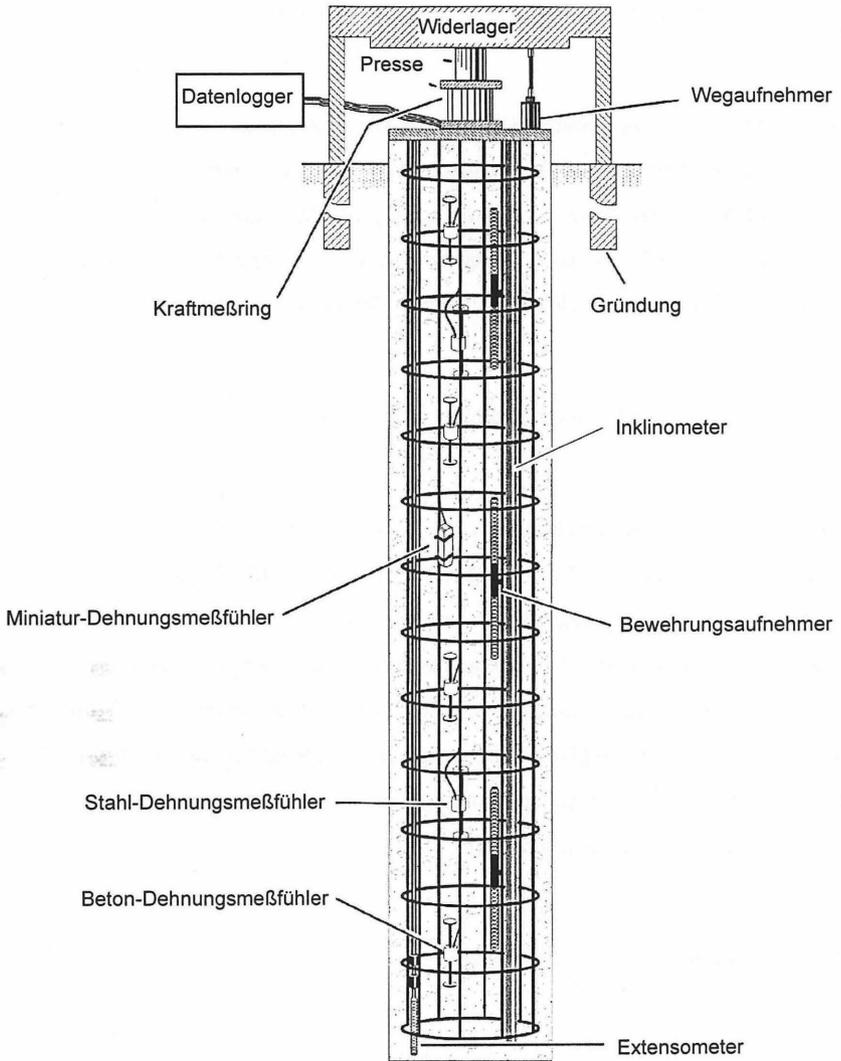


Abbildung 1: Meßausrüstung zur Ausführung von Probelastungen

2.1.1 Unempfindlichkeit gegen Eindringen von Wasser?

Widerstandsaufnehmer messen kleine Widerstandsänderungen. Selbst ein geringfügiges Eindringen von Feuchtigkeit entweder in den Meßfühler oder in das Meßkabel kann den vom Meßgerät erzeugten Wert drastisch verändern. Da Schwingsaitenmeßfühler eine Frequenz erzeugen, verbleibt der ausgegebene Meßwert in Gegenwart von Wasser in weiten Grenzen unverändert.

2.1.2 Problemloser Betrieb bei großen Kabellängen?

Die von einem Schwingsaitenmeßfühler ausgegebene Frequenz läßt sich ohne Beeinträchtigung über große Kabellängen übertragen. Die Frequenz bleibt unbeeinträchtigt von Spannungsabfällen, wie sie durch Korrosion an Kabelklemmen oder durch geänderte Meßkabeltemperaturen auftreten können. Außerdem ändert sich die Frequenz weder durch die Verkürzung oder Verlängerung der Meßkabel noch durch die nachträgliche Installation von Kabelanschlußgarnituren. Diese Maßnahmen können jedoch den Anfangswert und die Kalibrierung eines Widerstandsaufnehmers deutlich verändern.

2.1.3 Problemlose Datenerfassung?

Die Datenerfassung von Schwingsaitenmeßfählern ist einfacher als die von Widerstandsaufnehmern. Die Meßkabel von Schwingsaitenmeßfählern benötigen weniger Adern und der Datenlogger weniger Eingangskanäle, insbesondere wenn bei Widerstandsaufnehmern die angelegte Brückenspannung zu Kompensationszwecken mit gemessen werden muß.

2.2 Verformungsmessungen

Bei vielen Probelastungen wird nur die Setzung des Pfahlkopfes als Folge der zunehmenden Lastaufbringung gemessen. Mit aufwendigeren Versuchen wird das Ziel verfolgt, die Aufteilung zwischen Mantelreibung und Spitzendruck und die Mantelreibungsverteilung zu bestimmen. Dies wird durch die Installation von Dehnungsmeßfühlern in verschiedenen Tiefen erreicht. Außerdem können Extensometer verwendet werden, deren Meßgestänge in verschiedenen Tiefen verankert sind.

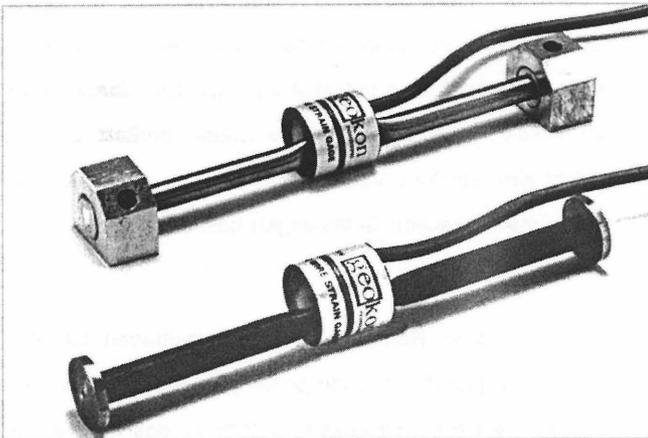


Abbildung 2: Dehnungsmeßfühler

Weitere Versuchsarten sehen die Bestimmung der Pfahlbiegung durch die Aufbringung einer seitlichen Last vor. Hierfür werden Dehnungsmeßfühler paarweise auf jeder Seite der neutralen Achse des Pfahls angeordnet. Neigungsmeßrohre

werden in den Pfahl einbetoniert oder an den Pfahl befestigt. In die Neigungsmeßrohre werden stationäre Ketteninklinometer eingebaut, die kontinuierlich messen können oder die Neigungsänderung wird mit einer mobilen Sonde diskontinuierlich bestimmt.

3. VERDRÄNGUNGSPFÄHLE AUS STAHL

3.1 Auswahl der Dehnungsmeßfühler

Stahl-Dehnungsmeßfühler mit schwingender Saite stehen in zwei unterschiedlichen Ausführungen zur Verfügung: ein Miniaturmeßfühler, der durch Punktschweißen befestigt wird und ein Standardmeßfühler, der mit anschweißbaren oder anschraubbaren Montageblöcken befestigt wird. Die Standardmeßfühler sind vorzuziehen, da sie robuster sind. Die vergleichsweise großen Montageblöcke können mit dem Pfahl eine solidere Verbindung eingehen und halten den beim Rammen auftretenden mechanischen Belastungen besser stand.

Auch die Meßkabel werden beim Rammen starken Belastungen ausgesetzt. Die auftretenden Beschleunigungskräfte müssen gedämpft werden, insbesondere bei den Miniaturmeßfühlern, bei denen die Zusammenführung des Meßkabels mit der Anregungsspule nicht für die Aufnahme hoher Zugkräfte ausgelegt ist.

Die Entlastung der Meßkabel wird entweder durch das bereichsweise Einbetten der Meßkabel in Montageschaum oder durch die Befestigung an Ösen, die in Abständen von drei Metern an den Pfahl geschweißt werden, erreicht. Die erste Zu-

gentlastung des Meßkabels sollte ein Meter vom Dehnungsmeßfühler entfernt angebracht werden.

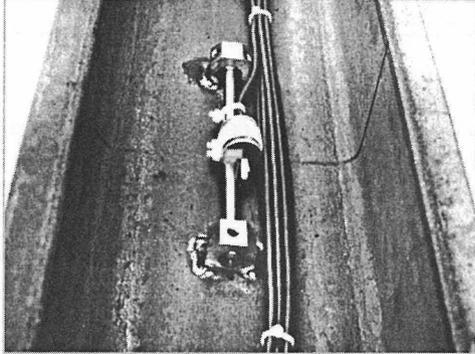


Abbildung 3: anschweißbarer Stahl-Dehnungsmeßfühler

3.2 Anordnung der Dehnungsmeßfühler

Stahl-Dehnungsmeßfühler sollen stets paarweise an der gleichen Stelle auf beiden Seiten des Stahlträgers in gleicher Entfernung zur neutralen Achse befestigt werden. Verschiedene Beispiele unterschiedlicher Anordnungsmöglichkeiten zeigt die Abbildung 4.

Die Anordnung 4a eignet sich gut zur Bestimmung von Lasten in Längsrichtung. Die beidseitig des Stegs angeordneten Dehnungsmeßfühler lassen sich gut schützen. Die Erfassung von Biegeeffekten ist jedoch nur eingeschränkt möglich.

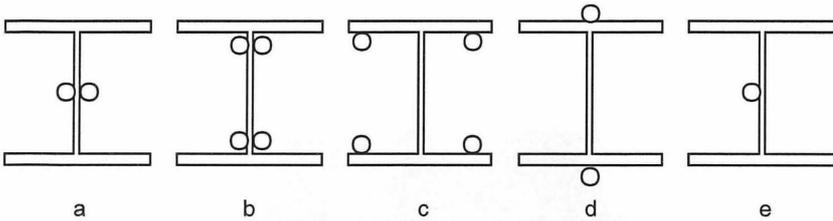


Abbildung 4: Anordnung der Dehnungsmeßfühler

Mit der Anordnung 4b hingegen können sowohl Lasten in Längsrichtung als auch Biegemomente erfaßt werden, es werden jedoch vier Dehnungsmeßfühler pro Meßquerschnitt benötigt.

Bei der Anordnung 4c messen die Dehnungsmeßfühler die Stahlverformung direkt im Randbereich der Flansche, so daß es nicht erforderlich ist, diese Werte durch Extrapolation von auf dem Steg ausgeführten Messungen zu bestimmen. Aber das Meßergebnis jedes Dehnungsmeßfühlers kann durch das Auftreten einer lokalen Biegung beeinträchtigt werden, wie sie durch eine punktuelle Belastung oder durch die Ausführung von Schweißarbeiten an nur einem Flansch verursacht werden kann. Diese Anordnung sollte vermieden werden.

Die Anordnung 4d ist erfolgreich verwendet worden, aber sie ist den selben Einschränkungen wie die Anordnung 4c unterworfen. Außerdem sind die Meßgeräte auf der Außenseite der Flansche stärker exponiert und müssen aufwendiger geschützt werden.

Die Installation nur eines Dehnungsmeßfühlers pro Meßquerschnitt ist nahezu nutzlos. Die Meßergebnisse werden in einem nicht bestimmbar Ausmaß von Biegeeffekten beeinflusst sein, so daß die Abschätzung einer in Längsrichtung wirkenden Last nahezu unmöglich ist.

3.3 Schutz der Dehnungsmeßfühler

Die Meßgeräte und die Meßkabel müssen davor geschützt werden, durch den Rammvorgang vom Pfahl gerissen zu werden. Ein guter Schutz kann mit U- oder L-Profilen aus Stahl erreicht werden, die über die Meßgeräte und die Meßkabel geschweißt werden (Abbildung 5).

Die als Schutzabdeckung verwendeten Stahlprofile sollen nur durch punktuell vorgenommenes Schweißen befestigt werden. Eine durchgehende Schweißnaht ist nicht erforderlich und kann sich unter ungünstigen Bedingungen als nachteilig erweisen, wie ein Instrumentierungsbeispiel recht langer Pfähle (> 100 m) zeigt.

Bei dieser Anwendung wurden die Dehnungsmeßfühler mit U-Profilen abgedeckt und zur internen Befestigung der Meßkabel wurde Montageschaum verwendet. Die U-Profile wurden mit einer durchgehenden Schweißnaht am Pfahl befestigt. Die Pfähle wurden in Schritten von 12 m Länge gerammt, dann wurde das jeweils nächste Segment angefügt und alle Anschlüsse durchgehend verschweißt.

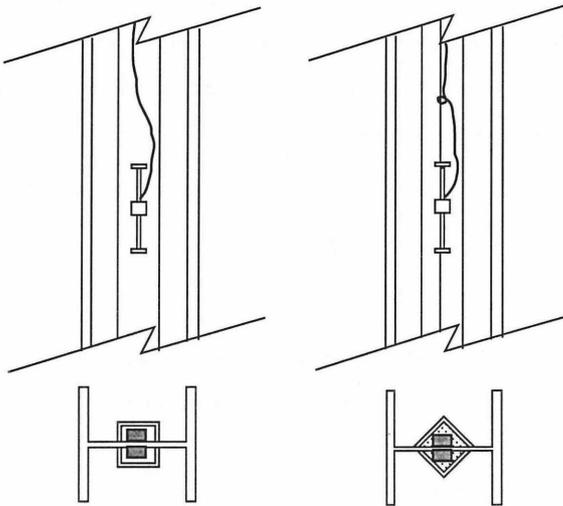


Abbildung 5: Schutz der Dehnungsmeßfühler

Sogar die Bohrungen, durch die der Montageschaum eingebracht worden war, wurden mit Stahlblechen abgedeckt und anschließend an den Rändern durchgehend verschweißt. Dies alles hatte den beabsichtigten aber unglücklichen Effekt, den Raum unterhalb der Stahlabdeckung wasserdicht abzuschließen.

Dies wäre auch nicht weiter schädlich gewesen, wenn die Pfähle nicht im Verlauf des Rammens weit aus der Vertikalen heraus verschoben worden wären. Die Schweißnähte an der Schutzabdeckung sind durch die Durchbiegung des Pfahls aufgeplatzt. Dies erfolgte gewöhnlich bei einer Tiefe von 60 m, wo aus den Inklino- metermessungen stets die größte Querverschiebung lokalisiert wurde. Der plötzliche Wassereintrich unter Druck durch die geplatzen Schweißnähte riß den

Montageschaum los, der auf seinem Weg nach oben innerhalb der Stahlabdeckung die Meßkabel mit sich riß.

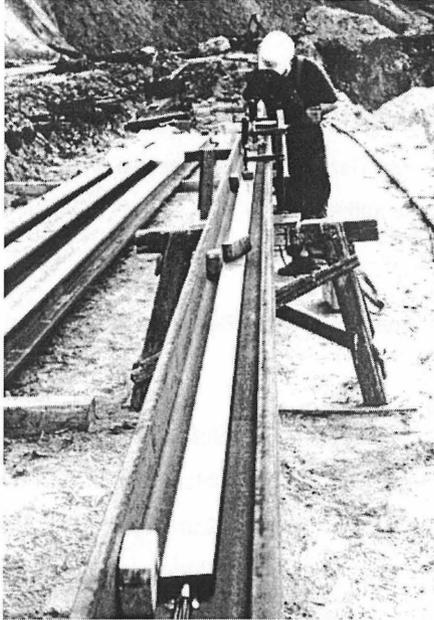


Abbildung 6: Schutz der Meßkabel

Das Problem wurde gelöst, indem der Montageschaum weggelassen wurde. Die Meßkabel wurden in Abständen von 2 m an Ösen befestigt, die an den Pfahl geschweißt wurden. Die Stahlabdeckung wurde nur punktuell an den Pfahl geschweißt und dem Wasser wurde Zutritt in die Stahlabdeckung bis zu den Dehnungsmeßfühlern gewährt.



4. BETONPFÄHLE

4.1 Auswahl der Meßfühler

Die Bestimmung von Verformungen in Betonpfählen kann mit Beton-Dehnungsmeßfühlern, Bewehrungsmeßfühlern, Verformungsmeßfühlern oder Extensometern erfolgen. Jedes dieser Geräte kann präzise die Verformung bestimmen, die entlang eines Betonpfahls auftritt.

4.1.1 Beton-Dehnungsmeßfühler oder Bewehrungsmeßfühler?

Bewehrungsmeßfühler sind robuster als Beton-Dehnungsmeßfühler, sie sind jedoch kostspieliger. Ein Bewehrungsmeßfühler besteht aus einem dickwandigen Stahlrohr von 150 mm Länge, in das ein Schwingsaitenmeßfühler eingebaut ist. An beide Enden des instrumentierten Stahlrohrs ist ein Bewehrungsstahl geschweißt. Die Schweißnähte werden im Werk geprüft und das komplette Gerät wird in einer Prüfpresse kalibriert.

Bewehrungsmeßfühler werden oft in Betonpfählen verwendet, die vor Ort hergestellt werden und wo der Beton direkt in eine Bohrung eingebracht wird. Die kleineren Beton-Dehnungsmeßfühler werden meist in vorgefertigten Betonpfählen verwendet. Sie sind auch in einer Hochtemperatursausführung erhältlich, die für die Herstellung von Spezialpfählen aus Spannbeton bei hohen Temperaturen geeignet ist.

Bewehrungsmeßfühler werden außerdem gegenüber Beton-Dehnungsmeßfühlern bevorzugt verwendet, weil sie aufgrund einer sich hartnäckig haltenden Meinung immun gegen Schrumpfen oder Anschwellen sowie Kriechvorgängen des Betons auf Grund geänderten Feuchtegehalts sein sollen. Diese Meinung steht nicht im Einklang mit dem bei praktischen Anwendungen gefundenen Sachverhalt, wie das nachfolgende Beispiel zeigt.

An vor Ort hergestellten Caissons mit einem Durchmesser von 75 cm wurden Versuche ausgeführt, bei denen jeweils abwechselnd alle 1,5 m je eine Paar Bewehrungsmeßfühler bzw. Beton-Dehnungsmeßfühler eingebaut wurden. Die Ergebnisse haben gezeigt, daß beide Gerätearten identische Resultate liefern.

4.1.2 Extensometer

Extensometer stellen eine Alternative dar, Verformungen mechanisch zu messen. Üblicherweise werden Anker in verschiedenen Tiefen des Pfahls installiert. An die Anker werden Kunststoff- oder Stahlschutzrohre befestigt, die bis zum Pfahlkopf reichen. Nach dem Rammen oder Betonieren des Pfahls werden Meßgestänge in die Schutzrohre eingeführt und mit einem Renkverschluß an die Anker befestigt. Die Bewegung des oberen Endes des Meßgestänges gegenüber einem Fixpunkt entspricht der Bewegung des Pfahls an der Stelle des Ankers als Folge der Lastaufbringung auf den Pfahl. Selbstverständlich können die Verschiebungen der Gestänge elektronisch mit induktiven Wegaufnehmern, Widerstands- oder Schwingsaiten-Wegaufnehmern gemessen werden. Wo Setzgestänge, Beton-Dehnungsmeßfühler und Bewehrungsmeßfühler in Kombination verwendet worden sind, haben die Meßergebnisse der einzelnen Meßgerätearten sehr gut übereingestimmt.

4.1.3 Umwandlung von Standard-Meßgeräten in Sonderausrüstungen

Im Fall von Anwendungen unter extremen Bedingungen sind Beton-Dehnungsmeßfühler durch zusätzlichen Schutz außerordentlich robust ausgeführt worden, indem die einzelnen Meßfühler im Inneren von Stahlrohren eingeschweißt wurden.

Außen auf das Rohr aufgeschweißte Kragen haben für eine zusätzliche Verzahnung mit dem Beton gesorgt. Die Meßkabel verlaufen innerhalb des Rohrs und sind somit vor jeglicher Beschädigung geschützt. Aufbauten dieser Art sind bei Osterberg-Versuchen verwendet worden.

In Pfähle einbetonierte Rohre werden auch für Inklinometer und Sondenextensometer benötigt. Stationäre Sondenextensometer werden in Stahl- oder Kunststoffrohre befestigt, die im Pfahl einbetoniert sind. Das in Abbildung 7 dargestellte Gerät ist wiedergewinnbar und erlaubt die Ausführung von kontinuierlichen Messungen.

Die Anzahl der Anker entspricht der Anzahl der gewünschten Meßpunkte. Der Abstand zwischen benachbarten Meßpunkten kann zwischen 1 m und 15 m frei gewählt werden. Größere Abstände sind möglich, jedoch nur in Sonderfällen sinnvoll. Wenn die Auswertung der Meßergebnisse im Verlauf einer Meßkampagne zusätzliche Meßpunkte, geänderte Meßlängen oder geänderte Meßbereiche erfordert, können die einzelnen Elemente auch nachträglich geändert und eingebaut werden.

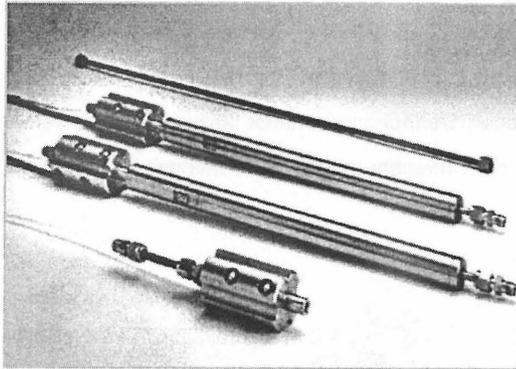


Abbildung 7: Sondenextensometer

(Patenterteilung beantragt)

Die Anker werden im Meßrohr auseinander gepreßt. Jeweils benachbarte Anker sind über einen Schwingsaiten-Wegaufnehmer und ein Meßgestänge miteinander verbunden. Der Wegaufnehmer bestimmt die Abstandsänderung oder Verschiebung zwischen den Ankerpunkten. Die Anker werden nach Abschluß der Meßkampagne eingefahren und die gesamte Ausrüstung kann wiedergewonnen und bei anderen Meßvorhaben weiterverwendet werden.

4.2 Installation der Meßfühler

Üblicherweise werden Beton-Dehnungsmeßfühler und Bewehrungsmeßfühler paarweise in gleicher Entfernung zur neutralen Achse des Pfahls in verschiedenen Tiefen im Beton eingebettet. Das oberste Paar wird nah der Belastungseinrichtung eingebaut, wo der Pfahl aus dem Baugrund herausragt oder in einem Schacht verläuft, so daß in diesem Bereich keine Mantelreibung auftreten kann.

Es wird angenommen, daß die an dieser Stelle gemessene Verformung vollständig der aufgebrachtten Last zuzuschreiben ist. In der Tat wird aus diesen Werten der für die restlichen Dehnungsmeßfühler anzuwendende Verformungsmodul bestimmt, mit dem die Umrechnung von Verformungen in Lasten erfolgt.

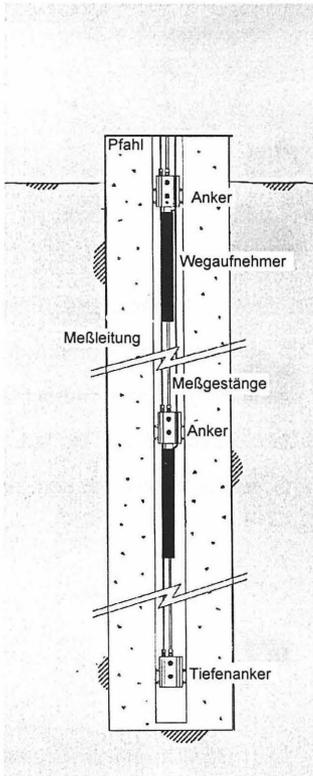


Abbildung 8: Extensometer

4.2.1 Installation von Beton-Dehnungsmeßführern

Beton-Dehnungsmeßfühler können an längs verlaufenden Stählen des Bewehrungskorbs befestigt werden. Es müssen jedoch Vorkehrungen dafür getroffen werden, daß die Meßfühler nicht im weiteren Verlauf der Arbeiten verbogen werden. Es ist ratsam, die Meßfühler auf darunterliegenden Schaumstoffblöcken abzustützen, was in der Abbildung 9 exemplarisch dargestellt ist.

Eine weitere, ebenfalls in der Abbildung 9 dargestellte Möglichkeit ist die Verwendung von Bindedraht, um den Beton-Dehnungsmeßfühler zwischen zwei parallel verlaufenden Bewehrungsstählen zu befestigen. Es muß hierbei besonders

darauf geachtet werden, daß die Bindedrähte nicht verrutschen können und das Meßgerät auseinander ziehen.

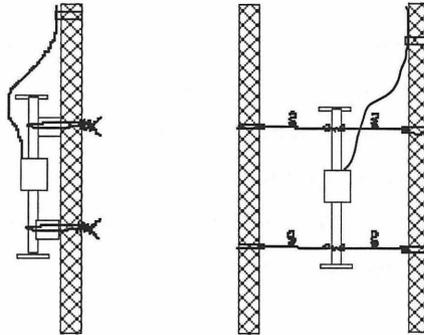


Abbildung 9: Befestigung von Beton-Dehnungsmeßfühlern

Eine zusätzlicher, unangenehmer Effekt, der oft bei dieser Befestigungsmethode beobachtet wird, ist das Aussetzen eines verwertbaren Meßsignals, wenn der Bindedraht gespannt wird. Die Eigenresonanzfrequenz des Bindedrahts dämpft dann die natürliche Schwingfrequenz der Saite im Meßfühler. Dieser Effekt verschwindet, sobald der Meßfühler im Beton eingebettet ist.

4.2.2 Installation von Bewehrungsmeßfühlern

Wie die Bezeichnung schon suggeriert, werden Bewehrungsmeßfühlern in Längsrichtung des Pfahls entlang der Systembewehrung befestigt. Sie sind außerordentlich robust. Die Ausführungen mit einer in der Längsachse des Geräts angeordneten Schwingensaite erfahren bei Biegeeffekten im Pfahl keine Beeinträchtigung.

Bei einigen Anwendungsfällen wird gefordert, daß die Bewehrungsmeßfühlern denselben Durchmesser aufweisen wie die Systembewehrung. Es wird dann ein Segment aus der Systembewehrung herausgetrennt und statt dessen ein Beweh-

runungsmeßfühler der selben Länge eingeschweißt. Er wird dann ein Teil des Bewehrungskorbes. Dies erfordert die Ausführung von zwei zusätzlichen, vollständig kraftschlüssigen Schweißverbindungen. Wenn es nur um die reine Funktion des Meßfühlers geht und keine übergeordneten Einbaugründe vorherrschen, ist der Einbau ohne Verschweißung vorzuziehen, weil dann der Zeit- und Kostenaufwand für das Schweißen gespart werden kann.

4.2.3 Schutz der Meßfühler

Bewehrungsmeßfühler und Beton-Dehnungsmeßfühler werden üblicherweise innerhalb des Bewehrungskorbes befestigt. Sie sind deshalb auf Grund ihrer Lage gegen Abreißen beim Ablassen des Korbs in die Pfahlbohrung geschützt. Es besteht eine gewisse Gefährdung der Beton-Dehnungsmeßfühler durch das Betonierrohr, ihre Gefährdung ist allerdings viel größer, wenn kein Betonierrohr verwendet wird. In diesem Fall sollten ohnedies Bewehrungsmeßfühler verwendet werden. Im Verlauf des Einbaus liegt unter normalen Bedingungen die Überlebenswahrscheinlichkeit beider Meßfühlerausführungen bei nahezu 100 Prozent.

Die Meßkabel müssen geschützt werden, indem sie in Abständen von ca. 2 m an die Längsbewehrung befestigt werden. Wenn die Meßkabel zwischen der spiralförmigen und der Längsbewehrung eingeschlagen und fest gezogen werden, können sie als gesichert gelten.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Gestiegene Anforderungen an neue Gründungskörper schlagen sich auch auf die Anforderungen an die Meßausrüstungen zur Beobachtung oder Erprobung der sie tragenden Pfahlssysteme nieder. Ausgehend von der Auswahl eines geeigneten Meßverfahrens, das robust, wasserunempfindlich, einfach bei der Datenerfassung und im Betrieb mit großen Kabellängen ist, werden Beispiele für Verformungsmessungen an Verdrängungs- und Bohrpfählen aus Stahl bzw. Beton beschrieben. Es werden Kriterien für die Auswahl der geeigneten Meßfühlerausführungen und für ihre Anordnung im Pfahl genannt. Ein wichtiger Aspekt ist die Gefährdung, die sich bei der Installation der Meßausrüstung im Verlauf der Pfahlherstellung ergibt. Durch geeignete Maßnahmen für den Schutz der Meßausrüstung und der Meßkabel können die baubedingten Gefahrenpotentiale kontrolliert in sehr gute Überlebenswahrscheinlichkeiten umgewandelt werden.

LITERATURHINWEISE:

- KATZENBACH, R.; HOFFMANN, H.: Zur wirtschaftlichen Bedeutung der Pfahl-Plattengründung, Pfahl Symposium, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig 1993, S. 311-326.
- LAUBE, M.; RUSACK, T.: Herausforderung an die Meßtechnik - Entscheidungshilfe bei der Herstellung von Berliner Baugruben, Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig 1996, S. 59-76.

MCRAE, J.; SIMMONDS, T.: Long-term stability of vibrating wire instruments: One manufacturer's perspective, Proceedings of the 3rd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Oslo 1991, Balkema.

RODATZ, W.: Überblick über Pfahlssysteme, Untersuchungsbedarf, Pfahl Symposium, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig 1993, S. 1-12.

SELLERS, J.B.: Pile Load Test Instrumentation, Geokon Inc., Lebanon 1995, S.1-13.

Ein ganz besonderer Dank für die Bereitstellung von Erfahrungsberichten über Pfahlinstrumentierungen gilt J. B. Sellers von der Fa. Geokon, Inc., Lebanon NH, USA.

Tragverhalten horizontal belasteter Einzelpfähle und Pfahlreihen (Ergebnisse aus Zentrifugen-Modellversuchen)

Dipl.-Ing. T. Grundhoff, Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger

1 Einführung

Aufgrund ihrer Komplexität entziehen sich viele Probleme des Grundbaus der Möglichkeit einer sinnvollen bzw. „exakten“ analytischen Beschreibung und damit einer der Realität entsprechenden mathematischen Lösungsmethode. Das betrifft vor allem räumliche Probleme der Grundbaustatik, bei denen das Zusammenwirken eines Bauwerkes oder eines einzelnen Bauteils mit dem Boden vorhergesagt werden soll. Im Falle des horizontal belasteten Pfahles oder der horizontal belasteten Pfahlgruppe liegt ein derartiges räumliches und statisch unbestimmtes Problem vor. Die Kompliziertheit dieses Interaktionsproblems ist die Ursache dafür, daß die derzeit anwendbaren analytischen als auch numerischen Berechnungsverfahren zunächst auf gedanklichen Abstraktionen (Vereinfachungen) des eigentlichen mechanischen Problems basieren, um es mathematisch überhaupt handhabbar zu machen. Diese suggestive Vorbelastung betrifft vor allem die Systemwahl, die Materialeigenschaften des Bodens und die Randbedingungen. Ein Beispiel hierfür ist das in der Praxis häufig angewandte und nach DIN 4014 (1990) auch zulässige Bettungsmodulverfahren (z. B.: TITZE, 1932). Hierdurch wird aber auch die Qualität einer Lösung bestimmt und als Folge sind Fehlinterpretationen bezüglich des tatsächlichen Verhaltens derartiger Gründungssysteme oftmals kaum zu vermeiden. Daher besitzen experimentelle Methoden im Grundbau von je her einen hohen Stellenwert. Für Fragestellungen der oben genannten Art, bieten sie Lösungswege in Form von Großversuchen (Feldmethode) oder kleinmaßstäblichen Modellversuchen (Labormethode) an.

Will man allgemeingültige Aussagen über das Tragverhalten horizontal belasteter Pfähle gewinnen, eignen sich Großversuche üblicherweise nicht. Geordnete Parameterstudien sind aufgrund invariabler und inhomogener Randbedingungen bezüg-

lich des anstehenden Bodens und der Pfähle nicht möglich. Außerdem sind geeignete meßtechnische Instrumentierungen schwer realisierbar und mit einem hohen Kostenaufwand verbunden.

Im Gegensatz dazu ist mit Versuchen an kleinmaßstäblichen Modellen eine vergleichsweise kostengünstige Möglichkeit gegeben, umfangreiche Parameterstudien durchzuführen. Nahezu jeder Einflußparameter kann unter kontrollierten Randbedingungen beliebig variiert und sein Einfluß durch geeignete Meßtechnik erfaßt werden. Hierin begründet sich auch die Tatsache, daß alle wesentlichen Erkenntnisse zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfählen und Pfahlgruppen aus Ergebnissen von Modellversuchen resultieren. In diesem Zusammenhang besonders erwähnenswert sind die Untersuchungen von KLÜBER (1988), welche die Regelungen der DIN 4014 (1990, Kap. 7.4.3) zur Bemessung von horizontal belasteten Pfahlgruppen maßgebend geprägt haben.

Im folgenden werden einige Ergebnisse von Zentrifugen-Modellversuchen an horizontal belasteten Einzelpfählen und Pfahlreihen vorgestellt. Alle Versuche wurden in der geotechnischen Großzentrifuge ZI der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt. Anlaß dieser Untersuchungen ist zu überprüfen, inwiefern sich die Ergebnisse aus Modellversuchen im einfachen Schwerfeld (1g-Modellversuche) von Ergebnissen aus Zentrifugen-Modellversuchen unterscheiden. Zielsetzung ist das Erkennen von Maßstabeffekten.

Im vorliegenden Beitrag wird auf drei Eigenschaften eines Pfahles eingegangen, die dessen Tragverhalten unter Horizontalbelastung wesentlich beeinflussen können. Dies sind die Oberflächenbeschaffenheit des Pfahlmantels, die Biegesteifigkeit und die Einbindelänge. Darüber hinaus wird das Tragverhalten einer horizontal belasteten Pfahlreihe, bestehend aus drei in Lastrichtung hintereinander angeordneten Einzelpfählen, betrachtet. Zum Vergleich werden an einigen Stellen Beobachtungen aus der Literatur dargestellt. Auf eine modeltheoretische Betrachtungsweise wird in diesem Rahmen weitgehend verzichtet.

2 Prinzip der Zentrifugen-Modelltechnik

Die Zentrifugen-Modelltechnik bietet die Möglichkeit, das Spannungsniveau innerhalb eines geotechnischen Modells dem des realen Zustandes (Prototyp) anzupassen. Damit wird das nichtlinear Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens im Modell exakt abgebildet, und Maßstabeffekte aufgrund einer unkorrekten Modellierung der Bodenspannungen werden vermieden. Nachfolgend wird das Prinzip der Zentrifugen-Modelltechnik erläutert.

Bewegt sich ein Körper der Masse m mit konstanter Winkelgeschwindigkeit ω auf einer Kreisbahn mit dem Radius r , so erfährt er nach dem NEWTON'schen Prinzip eine zum Mittelpunkt (Rotationszentrum) gerichtete konstante Beschleunigung $a_Z = \omega^2 \cdot r$ (Zentripetalbeschleunigung). Wählt man den Bezugspunkt innerhalb des rotierenden Systems, erfährt dieser Körper infolge der Massenträgheit eine vom Rotationszentrum nach außen gerichtete relative Radialbeschleunigung von gleichem Betrage ($a_Z = -a_R$). Auf diesem physikalischen Prinzip basiert die Zentrifugen-Modelltechnik (SCHOFIELD, 1980):

Mit Hilfe einer geotechnischen Großzentrifuge (Bild 2.1) wird ein kleinmaßstäbliches bodenmechanisches Modell auf einer horizontal ausgerichteten Kreisbahn bewegt. Hierbei unterliegt das Modell neben der Erdbeschleunigung $a_E = 1g$ in vertikaler Richtung, einer der gewählten Winkelgeschwindigkeit ω entsprechenden Radialbeschleunigung a_R in horizontaler Richtung, ausgedrückt als ein Vielfaches n der Erdbeschleunigung (Glg. 2.1).

$$a_R = \omega^2 \cdot r = ng \quad (2.1)$$

Das in einem speziellen Modellbehälter vorbereitete Modell befindet sich hierbei auf einem Schwenkkorb am Ende des Zentrifugenarms. Dieser Schwenkkorb richtet sich so aus, daß die Resultierende der beiden zuvor genannten Beschleunigungsanteile senkrecht zur Modelloberfläche wirkt. Für praktische Belange, ist die Komponente der Erdbeschleunigung im allgemeinen vernachlässigbar.

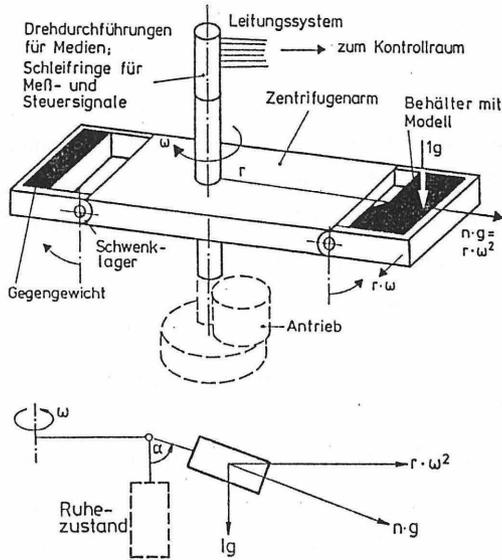


Bild 2.1: Prinzip der Zentrifugen-Modelltechnik (JESSBERGER/GÜTLER, 1988).

Durch die Erhöhung des Beschleunigungsniveaus um den Faktor n , wird eine Erhöhung der Bodenwichte γ um den Faktor n bewirkt. Damit wird erreicht, daß sich die Initialzustände des mittleren Drucks σ_m aus Bodeneigengewicht im Prototyp und im Modell an im Verhältnis geometrisch gleichen Orten entsprechen. Bild 2.2 zeigt qualitativ den Verlauf von σ_m für ein $1g$ - und ein ng -Modell bei gleicher geometrischer Skalierung im Vergleich zum entsprechenden Prototyp.

Aufgrund der verschiedenen Randbedingungen, ergeben sich für alle nicht-geometrischen Größen in $1g$ - und ng -Modellen jeweils unterschiedliche Maßstabsbeziehungen zwischen Modell und Prototyp. Die Tabelle 2.1 enthält eine Auflistung der wichtigsten Maßstabsfaktoren.

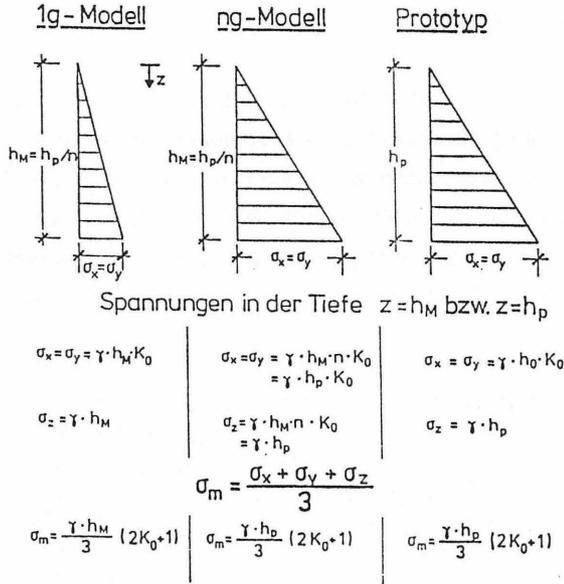


Bild 2.2: Qualitativer Verlauf von σ_m im Prototyp sowie in 1g- und ng-Modellen.

Physikalische Größe	Einheit	Prototyp	Modell 1-g	Modell n-g	
Länge	L	[m]	1	1/n	1/n
Fläche	A	[m ²]	1	1/n ²	1/n ²
Volumen	V	[m ³]	1	1/n ³	1/n ³
Masse	m	[kg]	1	1/n ³	1/n ³
Spannung	σ	[kN/m ²]	1	1/n	1
Dehnung	ε	[%]	1	1	1
Kraft	F	[kN]	1	1/n ³	1/n ²
Moment	M	[kNm]	1	1/n ⁴	1/n ³
E-Modul, Steifemodul	E, E _s	[kN/m ²]	1	1/n	1
Biegesteifigkeit	EI	[kNm ²]	1	1/n ⁵	1/n ⁴
Reibungswinkel	φ	[°]	1	1	1

Tabelle 2.1: Vergleich der wichtigsten Maßstabsfaktoren von 1g- und ng-Modellen.

Weiterführende Details zur Zentrifugen-Modelltechnik sowie zu den technischen Daten der Bochumer Geotechnische Großzentrifuge ZI finden sich bei JESSBERGER/GÜTLER (1988) und JESSBERGER (1992).

3 Modellaufbau

In den Zentrifugen-Modellversuchen wurden Einzelpfähle und Pfahlreihen, die aus drei in Lastrichtung hintereinander angeordneten Einzelpfählen bestehen, untersucht. Bei allen durchgeführten Versuchen handelt es sich um Modellpfähle mit frei drehbarem Pfahlkopf. In den Pfahlreihen waren die Pfähle durch einen starren Riegel miteinander verbunden. Der gewählte geometrische Modellmaßstab beträgt für alle Pfähle 1:50. Die Kennwerte der Pfähle im Modellmaßstab sind in der Tabelle 3.1 angegeben.

Pfahltyp	Modellmaterial	Manteloberfläche	Geometrie						Mechanische Eigenschaften		
			D_M [m]	d_M [m]	$L_{g,M}$ [m]	$L_{r,M}$ [m]	L_f/D [-]	L/L_f [-]	E_M [MN/m ²]	I_M [m ⁴]	E_{I_M} [KNm ²]
1	Stahl	unbesandet	0.030	-	0.240	0.085	8	0.35	2.100E+05	3.97608E-08	8.34976
2a	Stahl	unbesandet	0.030	0.023	0.240	0.085	8	0.35	2.100E+05	2.64957E-08	5.56410
2b	Stahl	besandet	0.030	0.023	0.240	0.085	8	0.35	2.100E+05	2.64957E-08	5.56410
4	Aluminium	besandet	0.030	0.026	0.240	0.085	8	0.35	7.000E+04	1.73290E-08	1.21303
5	Aluminium	besandet	0.030	0.026	0.600	0.085	20	0.14	7.000E+04	1.73290E-08	1.21303

mit D_M - äußerer Pfahldurchmesser $L_{r,M}$ - freie Pfahlhöhe über GOK
 d_M - innerer Pfahldurchmesser E_M - E-Modul des Pfahls
 $L_{g,M}$ - eingebundene Pfahllänge I_M - Trägheitsmoment des Pfahls

Tabelle 3.1: Kennwerte der Modellpfähle

Variiert wurden die eingebundene Pfahllänge, die Biegesteifigkeit, die Oberflächenbeschaffenheit und der Pfahlabstand in den Pfahlreihen. Aufgrund der unterschiedlichen Beschaffenheit der Modellpfähle, mußte das Meßsystem jeweils angepaßt werden. An allen Pfählen wurden die Verschiebungen am Pfahlkopf, an GOK und am Pfahlfuß gemessen. In den Versuchen an Einzelpfählen wurde die Kraft am Pfahlkopf gemessen, in den Versuchen an Pfahlreihen die Gesamtkraft der Pfahlreihe sowie die Differenzkräfte zwischen den Pfählen. Zusätzlich konnte für die Pfahltypen 4 und 5 der Verlauf der Biegemomente über die Pfahllänge und für die Pfahltypen 1, 2a und 2b die Verschiebungen in zwei zusätzlichen Ebenen zwischen GOK und Fuß bestimmt werden.

Die Versuche wurden in einem Rechteckcontainer (L/B/H = 850/425/815 mm) ausgeführt. Die Modellpfähle wurden derart eingebaut, daß pro Containerfüllung jeweils zwei Einzelpfähle und eine Pfahlreihe untersucht werden konnten. Hierdurch war

eine direkte Kontrolle der Messungen untereinander, bei einheitlichem Bodenzustand möglich. Die Abstände der Einzelpfähle und der Pfahlreihe untereinander, sowie zum Containerrand schließen eine gegenseitige Beeinflussung aus.

Als Modellboden wurde ein enggestufter Feinsand (Normsand 942d) verwendet. Bei allen Versuchen wurde der Sand dicht eingerieselt ($\rho_d = 1,70 \text{ g/cm}^3$). Die wichtigsten Bodenparameter sind in der Tabelle 3.2 zusammengefaßt.

Parameter		Wert
Kornrohddichte ρ_s	$[\text{g/cm}^3]$	2.66
Lagerungsdichte $\rho_{\text{min}} / \rho_{\text{max}}$	$[\text{g/cm}^3]$	1.41 / 1.70
Porenanteil $n_{\text{min}} / n_{\text{max}}$	$[-]$	0.36 / 0.47
Mittlerer Korndurchmesser d_{50}	$[\text{mm}]$	0.23
Wirksamer Korndurchmesser d_{10}	$[\text{mm}]$	0.12
Ungleichförmigkeitsgrad $U = d_{60} / d_{10}$	$[-]$	2.08
Innere Reibungswinkel ϕ	$[\text{°}]$	38

Tabelle 3.2: Bodenkennwerte des Modellsandes

Die Lasteinleitung in die Pfähle erfolgte 85 mm oberhalb GOK. Die Belastung wurde kraftgesteuert, stufenförmig bis zur jeweiligen Maximallast aufgebracht. Bild 3.1 zeigt den schematischen Versuchsaufbau exemplarisch für den Pfahltyp 5.

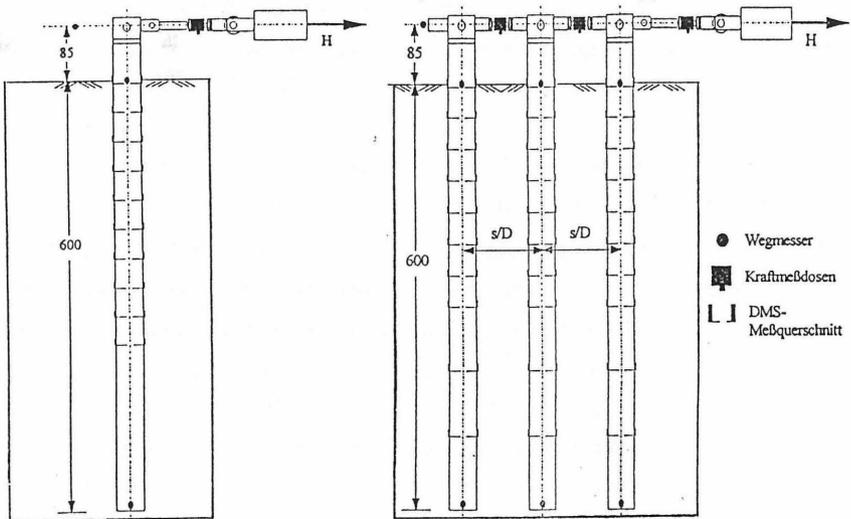


Bild 3.1: Schematischer Versuchsaufbau

4 Tragmechanismen horizontal belasteter Pfähle

Das Tragverhalten horizontal belasteter Pfähle resultiert aus einer Wechselwirkung zwischen Pfahl und Boden. Diese Wechselwirkung, häufig als Pfahl-Boden-Interaktion bezeichnet, wird durch das Materialverhalten des Pfahles und des Bodens sowie durch die Spannungs-Verformungsinteraktion in der Kontaktfläche „Pfahl-Boden“ bestimmt. Während das Materialverhalten der Pfähle als bekannt vorausgesetzt werden kann, ist das tatsächliche Verhalten eines Bodens ebenso schwer abzuschätzen wie die Interaktionswirkung in der o. g. Kontaktfläche. Um die Wirkung aller Einflußparameter des Randwertproblems „horizontal belasteter Pfahl“ realistisch zu erfassen, ist streng genommen eine dreidimensionale Betrachtung notwendig.

Aufbauend auf der Theorie des psammischen Halbraums hat DIETRICH (1977, 1982) nachgewiesen, daß sich die Last-Verschiebungsrelation von horizontal belasteten Pfählen unterhalb des Bruchzustandes in Form einer Potenzfunktion (allg.: $u = a \cdot H^b$) beschreiben läßt. In doppeltlogarithmischer Darstellung ergibt sich hieraus eine Gerade (allg.: $\log u = \log a + b \cdot \log H$). DIETRICH zeigt, daß die Steigung der Geraden, ausgedrückt durch den Exponenten b , ein ausschließlich vom Bodenmaterial und vom Pfahltyp abhängiger Parameter ist. In ein und demselben Boden, bei gleichen Bodenverhältnissen im Ausgangszustand, ergibt sich für einen biegsamen Pfahl bei dem keine Pfahlfußverschiebung auftritt, die minimale Geradensteigung (b_{\min}). Bei einem ideal starren Pfahl ergibt sich die maximale Geradensteigung (b_{\max}). Alle Übergangsformen liegen dazwischen. Der Koeffizient a setzt sich aus unterschiedlichen Einflußbeiwerten zusammen, wie dem Spannungsniveau σ_m , der Bodenbeschaffenheit und geometrischen Randbedingungen usw. (FRANKE/MUTH, 1987). Durch diese Erkenntnisse ist es nun möglich, bereits aus einfach gemessenen Last-Verschiebungsverläufen Aussagen über das Tragverhalten eines horizontal belasteten Pfahles zu machen. Mit den Mitteln der Dimensionsanalyse (GÖRTLER, 1975) kann der Einfluß einzelner Parameter in allgemeiner Form dargestellt und mit Hilfe von Versuchen erfaßt werden.

Im folgenden wird das Tragverhalten verschiedener Pfahltypen, wie es sich aus den in Kapitel 3 beschriebenen Zentrifugen-Modellversuchen ergibt, anhand gemessener Last-Verschiebungsbeziehungen dargestellt. Ergänzend sind teilweise einige in der Literatur dargestellten Beobachtungen beigefügt. Auf eine Übertragung der Meßwerte in den Prototypmaßstab wird verzichtet.

4.1 Einfluß der Pfahlmanteloberfläche

MEISSNER (1983) hat in numerischen Untersuchungen (FEM) mit elastoplastischem Stoffgesetz gezeigt, daß die Lastabtragung bei horizontal belasteten Einzelpfählen durch Normal- und Tangentialspannungen am Pfahlmantel erfolgt. Die Größenordnung der Schubspannungen beträgt hiernach zwischen 2 und 20 [%] der Normalspannungen.

BAGUELIN ET AL. (1977) haben ebenfalls elastoplastische FEM-Berechnungen durchgeführt. Bild 4.1 zeigt den Verlauf der Normal- und Tangentialkräfte (T_f und T_{fg}) in Abhängigkeit von der auf den Radius bezogenen Verschiebung (u_{r0}/r_0). In einem anfänglichen elastischen Bereich nehmen die Normal- und die Tangentialkräfte in gleichem Maße mit der Verschiebung zu. Erst bei größeren Verschiebungen wird der gesamte Bodenwiderstand T überwiegend von den Normalspannungen bestimmt, während die Tangentialspannungen einem residualen Wert zustreben. In Bild 4.2 sind die Spannungsverhältnisse am Pfahlmantel qualitativ dargestellt (SMITH, 1987).

Aus diesen Beobachtungen wird deutlich, daß die Oberflächenbeschaffenheit eines horizontal belasteten Pfahles, das Tragverhalten signifikant beeinflussen kann. Mit einer rauhen Oberfläche kann ein größerer Scherwiderstand mobilisiert werden als bei glatter Oberfläche. Somit ist die Gestaltung der Manteloberfläche auch in Betrachtungen von Modellversuchen an horizontal belasteten Pfählen einzubeziehen. Gerade bei kleinen Spannungsniveaus kann der Reibungseinfluß sehr groß werden.

HETTLER (1986) vergleicht das Last-Verschiebungsverhalten von mit Sand beklebten

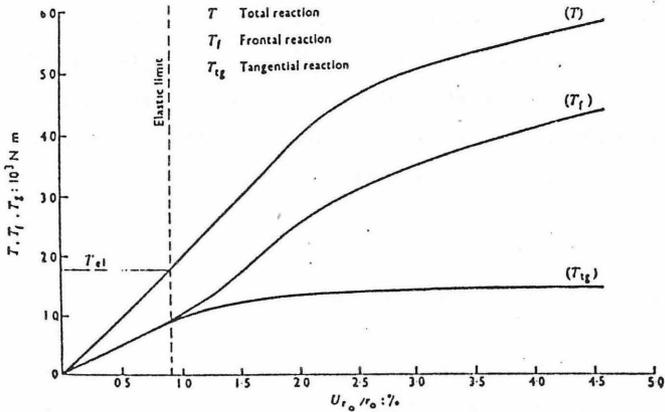


Bild 4.1: Verlauf der Normal- und Tangentialkräfte in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung (BAGUELIN ET AL., 1977)

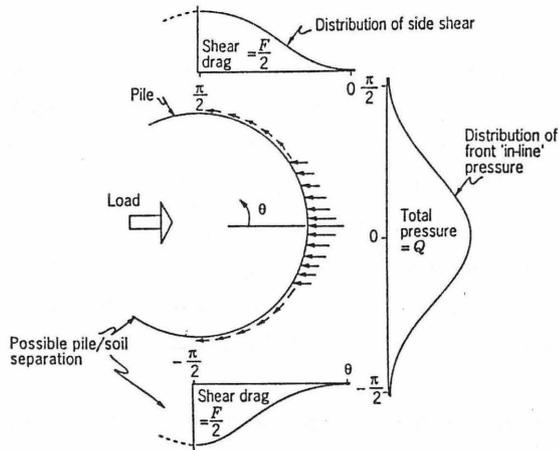


Bild 4.2: Theoretische Spannungsverteilung im Pfahlquerschnitt (SMITH, 1987)

($\delta = \varphi$) und glatten Einzelpfählen in 1g-Modellversuchen. Er gibt an, daß die resultierenden Verschiebungen eines glatten Pfahles, bei gleicher eingepprägter Last, etwa dreimal so groß sind wie die eines besandeten Pfahls.

Das dieser Effekt auch in Zentrifugen-Modellversuchen berücksichtigt werden muß, zeigt der Vergleich der Ergebnisse zweier Versuche an Einzelpfählen des Typs 2a und 2b. Bild 4.3 zeigt den Verlauf der Pfahlkopfverschiebungen an GOK (u_0) über der eingepprägten Last am Pfahlkopf (Q_0) in linearer und doppeltlogarithmischer Auftragung.

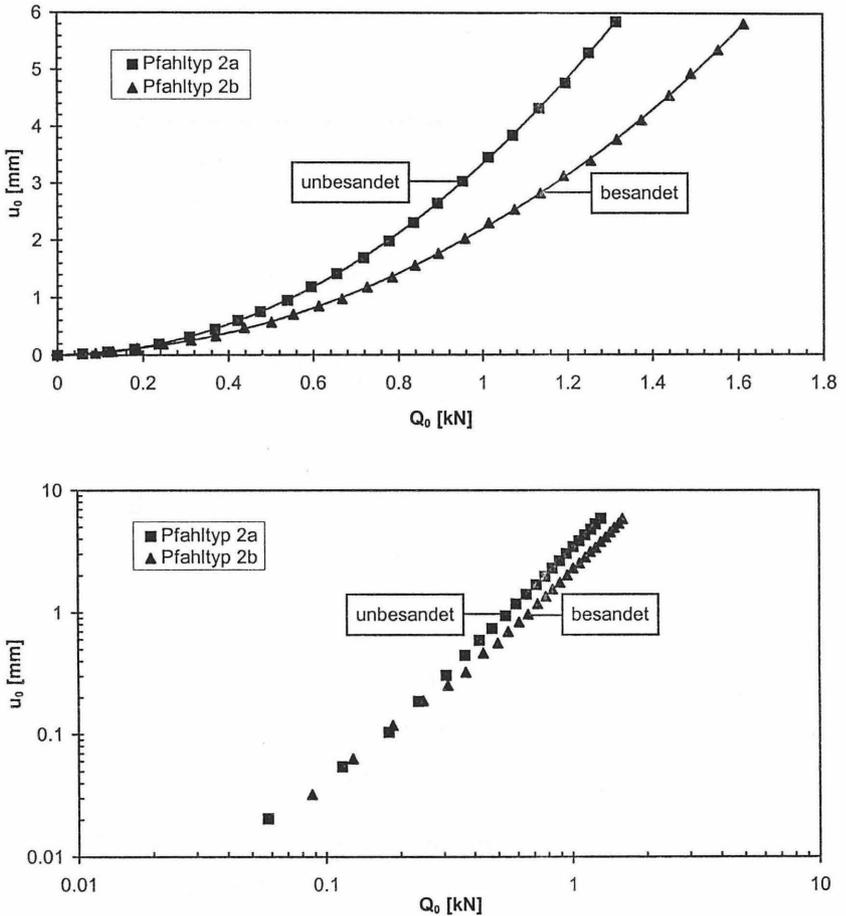


Bild 4.3: Vergleich der Last-Verschiebungslinien eines besandeten Pfahls (Typ 2a) und eines unbesandeten Pfahls (Typ 2b).

Es zeigt sich, daß der Anteil der durch Schubspannungen am Pfahlmantel erzeugten resultierenden Widerstandskraft zunächst mit der Verschiebung zunimmt und schließlich einen konstanten Wert annimmt. Im doppellogarithmischen Maßstab ist dies daran zu erkennen, daß die beiden Versuchsspuren im kleinen Verschiebungsbereich zunächst auseinander „scheren“ und im größeren Verschiebungsbereich parallel verlaufen. Bei gleicher Last sind die Verschiebungen des glatten Pfahls im oberen Bereich in etwa 1,5mal so groß wie die des besandeten Pfahls.

Im Sinne des oben erläuterten Potenzansatzes spiegelt sich der Einfluß der Oberflächenrauigkeit im kleinen Verschiebungsbereich demnach nicht im Vorfaktor a , sondern vielmehr im Exponenten b wieder. Dies wird deutlich, wenn man die Verschiebungen des besandeten Pfahles $u_{0,\text{besandet}}$ bei gleichen Belastungszuständen Q_0 , ins Verhältnis zu den Verschiebungen des unbesandeten Pfahles $u_{0,\text{unbesandet}}$ setzt (Bild 4.4). Der Verhältniswert $u_{0,\text{besandet}} / u_{0,\text{unbesandet}}$ stellt keine Konstante dar.

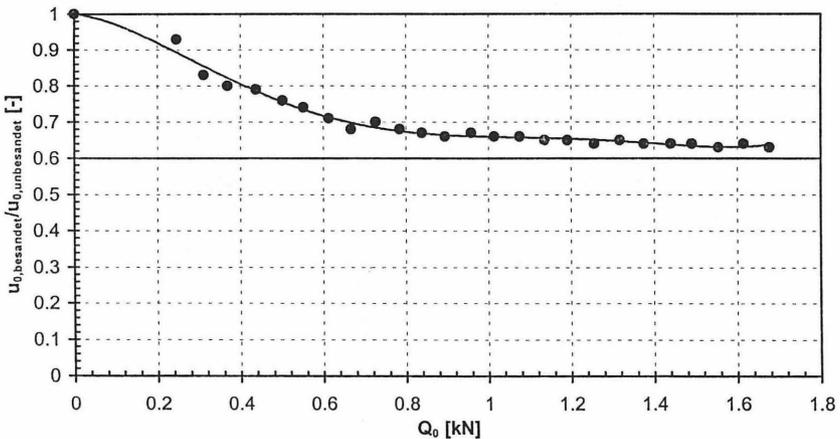
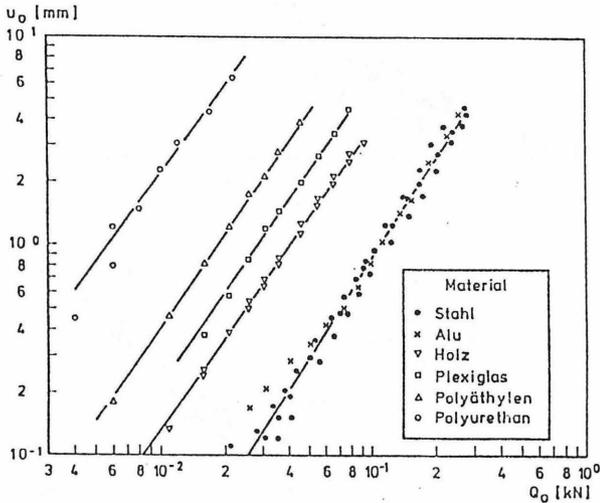


Bild 4.4 : Verlauf des Verhältnisses $u_{0,\text{besandet}} / u_{0,\text{unbesandet}}$ über der Pfahlkraft Q_0 .

4.2 Einfluß der Pfahlbiegesteifigkeit

HETTLER (1986) untersucht den Einfluß der Biegesteifigkeit mittels 1g-Modellversuchen in dichtem Sand (Bild 4.5). In doppeltlogarithmischer Auftragung ergibt die Variation der Biegesteifigkeit scheinbar eine Schar von parallel liegenden Geraden.



EI (Stahl) = 2.08 [kNm²], EI (Aluminium) = 0.778 [kNm²], EI (Holz) = 0.0991 [kNm²]

EI (Plexiglas) = 0.0297 [kNm²], EI (Polyurethan) = 1.982 · 10⁻⁴ [kNm²], EI (Polyäthylen) = 4.95 · 10⁻³ [kNm²]

Bild 4.5: Variation der Biegesteifigkeit in 1g-Modellversuchen von HETTLER (1986)

In Bild 4.6 sind die Ergebnisse der Versuche an Einzelpfählen vom Typ 1, 2a, 2b, und 4 dargestellt. Prinzipiell ergibt sich bei gleicher Last im Bereich bis $u_0 \approx 2$ mm, ein Zunehmen der Verschiebung mit abnehmender Biegesteifigkeit. Im größeren Verschiebungsbereich zeigen die Pfahltypen 4 und 2a, sowie die Pfahltypen 1 und 2b eine annähernd gleiche Tragfähigkeit. Das bedeutet, mit zunehmender Verschiebung hebt die Besandung der Manteloberfläche den Einfluß einer erhöhten Biegesteifigkeit auf.

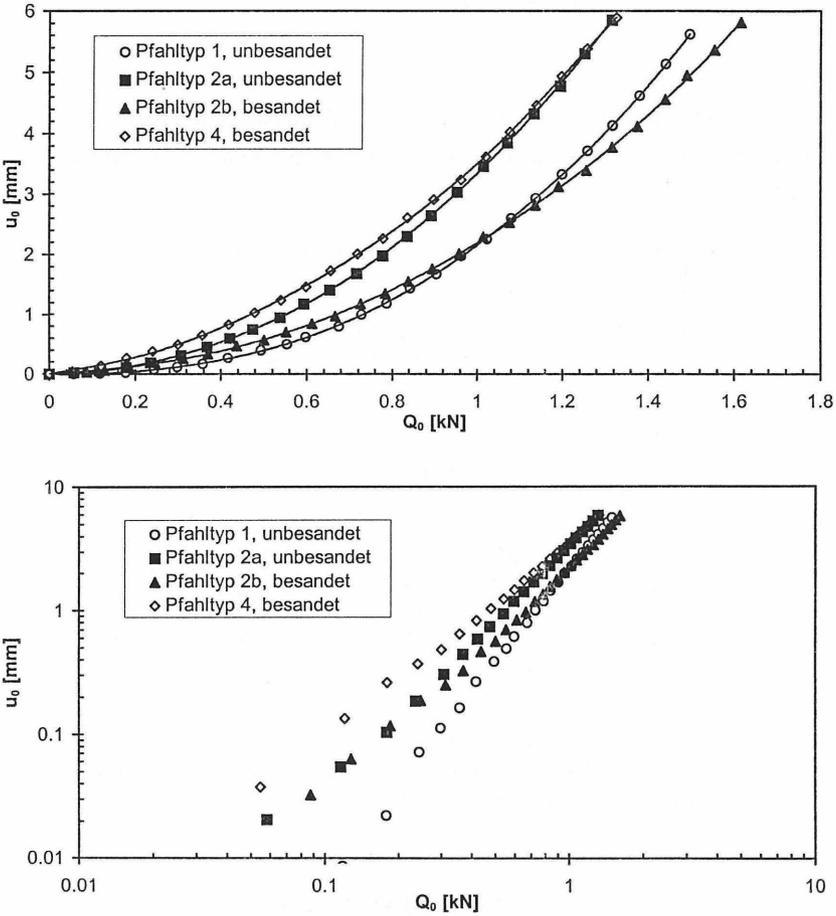


Bild 4.6: Vergleich der Last-Verschiebungslinien von Pfählen unterschiedlicher Biegesteifigkeit bei ansonsten gleicher äußerer Geometrie.

In doppellogarithmischer Auftragung ergeben sich, in Abhängigkeit von der Biegesteifigkeit, im kleineren Verschiebungsbereich unterschiedliche Kurvenneigungen für alle Pfahltypen. Über den gesamten Verschiebungsbereich, ergibt sich für den Typ 1 eine Gerade, während die Pfahltypen 2a, 2b und 4 ihre Neigungen ändern. Der Pfahltyp 1 verhält sich, was durch Messungen der Verschiebungen entlang der Pfahlachse bestätigt werden konnte, wie ein starrer Pfahl. Die drei anderen Pfahltypen

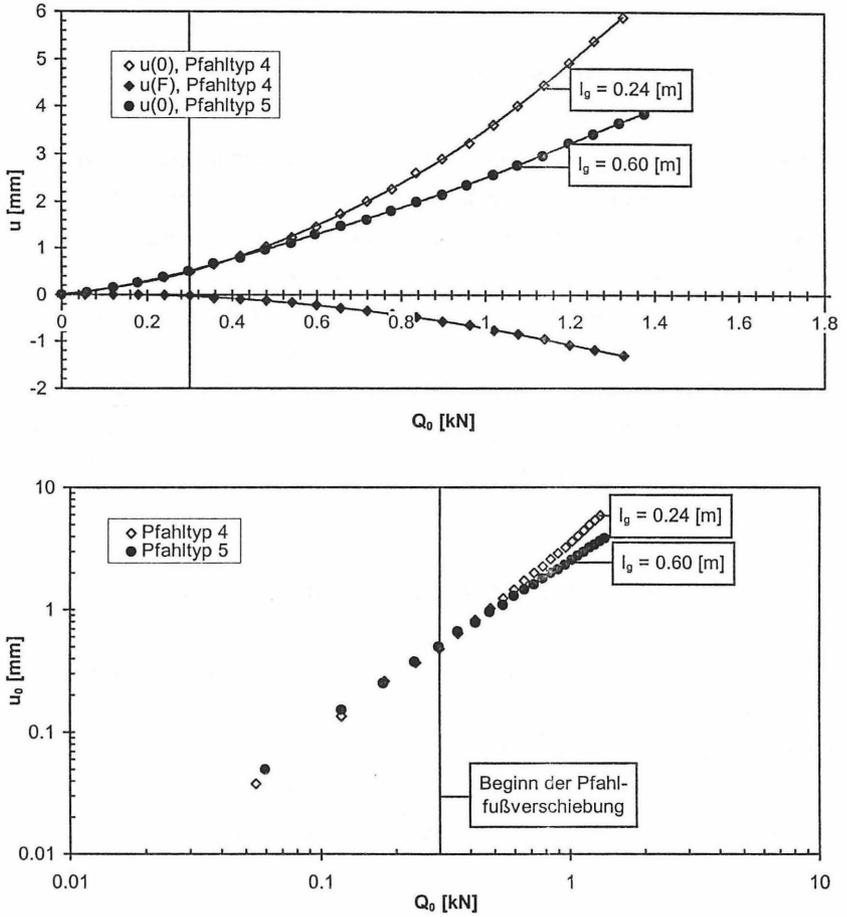


Bild 4.7: Vergleich der Last-Verschiebungslinien von Pfählen unterschiedlicher Einbindelänge bei ansonsten gleichem äußeren Durchmesser und gleicher Biegesteifigkeit.

pen stellen Übergangspfähle dar. Bei größeren Verschiebungen streben ihre Kurven einem zum Typ 1 parallelen, geradlinigen Verlauf zu.

4.3 Einfluß der Pfahleinbindelänge

Am Vergleich der Last-Verschiebungslinien der Pfahltypen 4 und 5, zeigt sich der Einfluß einer Verlängerung der eingebundenen Pfahlänge L_g (Bild 4.7). Zur Ergänzung ist in Bild 4.7 der Verlauf der Fußverschiebung u_F des Pfahltyps 4 aufgetragen. Im kleinen Verschiebungsbereich zeigen beide Pfähle ein identisches Last-Verschiebungsverhalten. Sobald beim Pfahltyp 4 Fußverschiebungen auftreten, erfolgt der Übergang zum „starren“ System. Bei gleicher Kraft, zeigt der kürzere Pfahltyp 4 größere Verschiebungen am Pfahlkopf als der längere Pfahltyp 5. Da für diese keine Pfahlfußverschiebungen gemessen wurden, läßt sich dieser Pfahl eindeutig als biegeweich beschreiben.

5 Interaktionsverhalten in Pfahlreihen

Bei Pfahlgruppen tritt bei Unterschreitung eines Grenzabstandes bekanntermaßen eine gegenseitige Beeinflussung der Pfähle auf. Dies äußert sich in einer Verminderung der Tragwirkung der Pfahlgruppe im Vergleich zur Tragwirkung einer entsprechenden Anzahl von Einzelpfählen bei gleicher Verschiebung. Die rechnerische Bezifferung der Gruppenwirkung G_w erfolgt nach Gleichung 5.1.

$$G_w = \frac{H_G}{n \cdot H_E} \quad (5.1)$$

mit H_G - Horizontalkraft der Gruppe
 H_E - Horizontalkraft des Einzelpfahles
 n - Anzahl der Gruppenpfähle

Die gegenseitige Beeinflussung von Gruppenpfählen wird nach DIN 4014 (1990) mit Hilfe des verschiebungsunabhängigen Interaktionsfaktors α_{DIN} beschrieben (Glg. 5.2).

$$\alpha_{DIN} = \frac{H_i}{H_E} \quad (5.2)$$

mit H_i - Kraft des Gruppenpfahls i
 H_E - Kraft des Einzelpfahles

Die in DIN 4014 (1990) angegebenen Werte für α_{DIN} basieren auf Untersuchungen von KLÜBER (1988) in 1g-Modellversuchen.

KOTTHAUS (1992) hat die Gruppenwirkung von Pfahlreihen mit drei in Lastrichtung hintereinander angeordneten Pfählen des Typs 5 in Zentrifugen-Modellversuchen untersucht. Als bezogene Pfahlabstände wurden $s/D = 3$ und $s/D = 4$ gewählt. D bezeichnet den Pfahldurchmesser und s den Abstand der Pfahlachsen. Zur Analyse der Pfahlkraftentwicklung, wird hier das Verhältnis der Pfahlkräfte der hinteren Pfähle zur Kraft des Vorderpfahles ($\alpha = H_i / H_V$) über der bezogenen Verschiebung u/D der Pfahlreihe aufgetragen (Bilder 5.1 und 5.2).

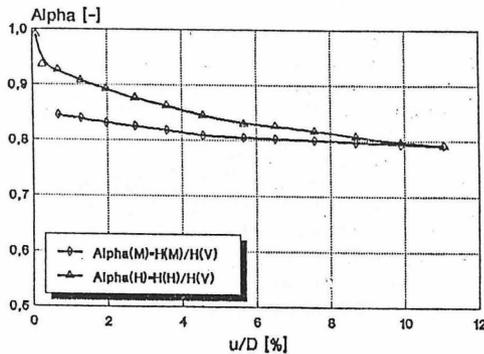


Bild 5.1: Kraftverteilung innerhalb einer Pfahlreihe ($s/D = 3$), bezogen auf den Vorderpfahl über der bezogenen Verschiebung u/D (KOTTHAUS, 1992).

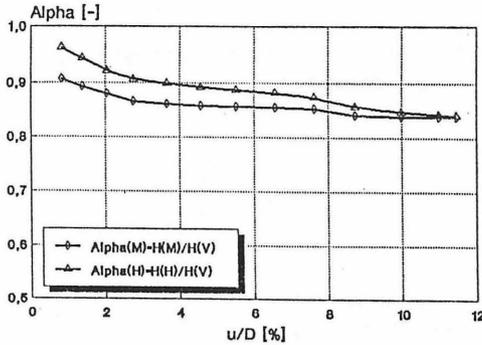


Bild 5.2: Kraftverteilung innerhalb einer Pfahlreihe ($s/D = 4$), bezogen auf den Vorderpfahl über der bezogenen Verschiebung u/D (KOTTHAUS, 1992).

Es ist ersichtlich, daß zu Beginn der Belastung bei kleinen Verschiebungen der hinterste Pfahl der Reihe eine zum Vorderpfahl identische Kraft erhält. Der mittlere Pfahl trägt hingegen von Beginn an eine geringere Last. Mit zunehmender Verschiebung verringert sich das Kraftverhältnis α der hinteren Pfähle und strebt asymptotisch einem Endwert zu. Gleichzeitig findet eine Annäherung der Tragwirkung der hinteren Pfähle statt. Bild 5.3 zeigt den Verlauf der Gruppenwirkung G_w als Funktion der bezogenen Verschiebung. Die Gruppenwirkung erweist sich hier als eindeutig von der Verschiebung und vom Pfahlabstand abhängig.

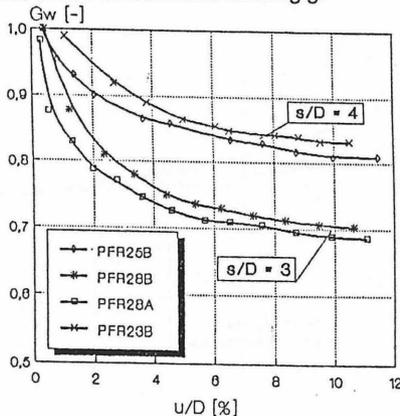


Bild 5.3: Verlauf der aus Zentrifugen-Modellversuchen ermittelten Gruppenwirkung als Funktion der bezogenen Verschiebung (KOTTHAUS, 1992).

6 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem vorliegenden Beitrag wurde auf drei Eigenschaften eines Pfahles eingegangen, die dessen Tragverhalten unter Horizontalbelastung wesentlich beeinflussen können. Es konnte gezeigt werden, daß das Last-Verschiebungsverhalten nicht nur durch Biegesteifigkeit und Einbindelänge, sondern auch durch die Oberflächenbeschaffenheit eines Pfahls bestimmt wird. Weiterhin konnte festgestellt werden, daß die Kraftverteilung innerhalb einer Pfahlreihe aus biegeweichen Pfählen und damit auch deren Gruppenwirkung, von der Verschiebung abhängig sind (KOTTHAUS, 1992). Es bleibt zu prüfen, ob sich ähnliche Verhältnisse in Pfahlreihen aus starren Pfählen ergeben und welchen Einfluß dabei die Oberflächenbeschaffenheit der einzelnen Pfähle ausübt.

Die gezeigten Beobachtungen basieren auf Ergebnissen von Zentrifugen-Modellversuchen. Dies ist insofern bemerkenswert, weil die durchgeführten Untersuchungen zum Teil andere Aussagen ergeben, als einige in der Literatur dargestellte Ergebnisse aus 1g-Modellversuchen. Im weiteren soll untersucht werden, welchen Ursprung die Ergebnisunterschiede haben und inwiefern sich für beide Versuchstechniken Einschränkungen ergeben.

Literatur

- BAGUELIN, F., FRANK, R., SAID, Y. (1977). Theoretical Study of Lateral Reaction Mechanism of Piles. *Géotechnique*, Vol. 27, No. 3, pp. 405-434.
- DIETRICH, T. (1977). A Comprehensive Mechanical Model of Sand at Low Stress Level. *9th ICSMFE, Constitutive Equations of Soils*, Spec. Session 9, pp. 33-43, Tokyo.
- DIETRICH, T. (1982). Seitlich belastete Pfähle im psammischen Halbraum, analysiert mit Hilfe der Ähnlichkeitsmechanik und verglichen mit Messungen in Sand. *Baugrundtagung 1982*, S. 713-736, Braunschweig.

- DIN 4014 (1990). Bohrpfähle, Herstellung, Bemessung und Tragverhalten. *Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.*, Beuth Verlag, Berlin.
- FRANKE, E., MUTH, G. (1987). Unterschiedliche Anwendbarkeitsbereiche bodenmechanischer Modellversuche. *Geotechnik 3*, Kurze Technische Berichte, S. 150-152.
- GÖRTLER, H. (1975). Dimensionsanalyse - Theorie der physikalischen Dimensionen mit Anwendungen. *Springer-Verlag*, Berlin.
- HETTLER, A. (1986). Horizontal belastete Pfähle mit nichtlinearer Bettung in körnigen Böden. *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana*, Heft 102, Karlsruhe.
- JESSBERGER, H. L., GÜTLER, U. (1988). Geotechnische Großzentrifuge Bochum - Modellversuche im erhöhten Schwerefeld. *Geotechnik 2*, S. 85-97.
- JESSBERGER, H. L. (1992). Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugen-Modelltechnik in Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umwelttechnik. *Geotechnik Sonderausgabe*.
- KLÜBER, E. (1988). Tragverhalten von Pfahlgruppen unter Horizontalbelastung. *Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Boden- und Felsmechanik*, Heft 28, TH Darmstadt.
- KOTTHAUS, M. (1992). Zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfahlreihen aus langen Pfählen in Sand. *Schriftenreihe des Institutes für Grundbau der Ruhr-Universität*, Heft 18, Bochum.
- MEISSNER, H. (1983). Tragverhalten axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana*, Heft 93, Karlsruhe.

SCHOFIELD, A. N. (1980). Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations. *Géotechnique*, Vol. 30, pp. 227-268.

SMITH, T. D. (1987). Pile Horizontal Soil Modulus Values. *J. Geotech. Eng. Div.*, ASCE, Vol. 113, No. 9, pp. 1040-1043.

TITZE, E. (1932). Beitrag zur Bohlwerkstheorie, insbesondere betreffend Pfähle, beansprucht am Pfahlkopf durch Horizontalschub, Angriffsmoment und Vertikalkraft. Dissertation, TH Wien.



Autorenverzeichnis

Dipl.-Ing. P. Banzhaf
Bauer Spezialtiefbau GmbH
Wittelsbacherstr. 5
86529 Schrobenhausen

Dipl.-Ing. W. Brieke
Franki Grundbau GmbH
Sperberweg 6a
41468 Neuss

Dr.-Ing. M. Bustamante
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Paris
Frankreich

Dipl.-Ing. R. Dürrwang
Trischler und Partner GmbH
Berliner Allee 6
64295 Darmstadt

Dipl.-Ing. U. Ernst
Technische Universität Braunschweig
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. C.M. Fischer
Scanrock
Trift 18
29221 Celle

Dipl.-Ing. J.M. Guillen
SPIE Spezialtiefbau GmbH, Projekt Spreebogen
Fürst-Bismarck-Straße 4
10557 Berlin

Dipl.-Ing. R. van Foecken
Institut TNO Bauforschung
Postfach 49
2200 AA Delft
Netherlands

Ing. L. Gianselli
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Paris
Frankreich

Dipl.-Ing. T. Grundhoff
Ruhr-Universität
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Universitätsstraße 150
44801 Bochum

Dipl.-Ing. S. Heineke
Technische Hochschule Darmstadt
Institut für Geotechnik
Petersenstraße 13
64287 Darmstadt

Prof. Dr.-Ing. R.A. Herrmann
Universität-Gesamthochschule Siegen
Institut für Geotechnik
Paul-Bonatz-Str. 9 - 11
57068 Siegen

Dipl.-Ing. T. Huch
Technische Universität Braunschweig
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. E. Ischebeck
Friedr. Ischebeck GmbH
Postfach 1341
58242 Ennepetal

Prof. Dr.-Ing. H.L. Jessberger
Ruhr-Universität
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Universitätsstraße 150
44801 Bochum

Dipl.-Ing. R. Jörgen
Bilfinger + Berger Bau AG
Carl-Reiß-Platz 1 - 5
68165 Mannheim

Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach
Technische Hochschule Darmstadt
Institut für Geotechnik
Petersenstraße 13
64287 Darmstadt

Dr.-Ing. O. Klingmüller
Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen
und dynamische Prüfmethoden
Käfertaler Straße 164
68167 Mannheim

Dipl.-Ing. M. Krings-Lutz
Trischler und Partner Consult GmbH
Roennebergstraße 5a
12161 Berlin

Dipl.-Ing. T. Marks
Philipp Holzmann AG
Technische Abteilung
Mittelweg 9
20148 Hamburg

Dr.-Ing. G. Maybaum
Prof. Rodatz und Partner
Rebenring 33
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. P. Middendorp
Institut TNO Bauforschung
Postfach 49
2200 AA Delft
Netherlands

Dipl.-Ing. B. Plaßmann
Technische Universität Braunschweig
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dr.-Ing. F. Rausche
Goble Rausche Likins and Associates, Inc.
4535 Emery Industrial Parkway
USA Cleveland, Ohio 44128

Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz
Technische Universität Braunschweig
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. D. Schau
DMT Gründungstechnik
24361 Holzbunge

Dipl.-Ing. D. Scheitza
Lafrentz Tief- und Wasserbau
Richtenberger Chaussee 46
18147 Stralsund

Dr.-Ing. H.G. Schmidt
Bilfinger + Berger Bau AG
Carl-Reiß-Platz 1 - 5
68165 Mannheim

Dipl.-Ing. V. Schmidt
Universität Gesamthochschule Siegen
Institut für Geotechnik
Paul-Bonatz-Str. 9 - 11
57068 Siegen

Dipl.-Ing. G. Schulz
Trischler und Partner GmbH
Berliner Allee 6
64295 Darmstadt

Dr.-Ing. W. Sondermann
Keller Grundbau GmbH
Becklinger Straße 21
29683 Fallingbommel / Dorfmark

Dipl.-Ing. L. Weber
Profil ARBED /ISPC
L - 4008 Esch / Alzette
Luxemburg

Dipl.-Ing. A. Weigel
DMT Gründungstechnik
24361 Holzbunge

Dipl.-Ing. B. Wienholz
Technische Universität Braunschweig
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. F. Winkler
Tschamlerstraße 3/1
A - 6020 Innsbruck
Österreich



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. 81-1 | 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 |



IGB-TUBS

- Nr. 11 Papakyriakopoulos Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983
- 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 ingenieur-geologischen Merkmalen, 1984
- Nr. 15 Früchtenicht, H. Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.
Meseck, H. Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984
- Nr. 17 N.N. Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 *
- Nr. 18 Simons, H.
Reuter, E. Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 *
- Nr. 19 Meseck, H. Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
- Nr. 20 Meseck, H. Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 *

- Nr. 21 Balthaus, H. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, Diss., 1986
- Nr. 22 Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A.
Hermanns, R. Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986
- Nr. 23 Meseck, H. Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989
- Nr. 29 Kruse, T. Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W.
u.a. Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989



IGB-TUBS

- Nr. 31 Rodatz, W. Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffein-
Beckefeld, P. bindung durch Verfestigung von Abfällen - Fach-
Sehrbrock, U. seminar in Braunschweig am 19. und 20. März
1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. Schnellverfahren für die Güteüberwachung minera-
lischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. Schadstoffaustrag aus abgebandenen Reststoffen
der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwick-
lung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. Standsicherheitsberechnungen von Böschungen,
Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W. Probenentnahme bei der Erkundung von Ver-
Sehrbrock, U. dachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braun-
schweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. Primär- und Sekundärspannungszustände in über-
konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Ham-
burger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, Dis-
sertation, Dissertation, 1991
- Nr. 37 Rodatz, W. Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar
Hemker, O. in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
Voigt, Th.
- Nr. 38 Rodatz, W. Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braun-
Meier, K. schweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im
Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und
Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dis-
sertation, 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. Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. Messen in der Geotechnik '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



IGB TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| 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
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 22.
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 '97
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21.
Februar 1997 |
| Nr. 54 | Horst, M. | Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Quali-
tätssicherung mineralischer Abdichtungen, Disser-
tation, 1997 |

* = vergriffen