

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 45

IGB·TUBS

**Einflüsse der Herstellung
auf die
Pfahltragfähigkeit
in Sand**

von

Michael Hartung

Braunschweig 1994

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

VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik bearbeitet seit vielen Jahren Forschungsvorhaben, die Problemstellungen von Pfahlgründungen behandeln.

Pfähle, insbesondere Ramppfähle werden zwar seit über 2000 Jahren zur Gründung von Bauwerken auf gering oder nicht tragfähigem Baugrund verwendet, dennoch existieren bis heute keine zuverlässigen Verfahren, die eine den Anforderungen entsprechende Vorausberechnung der Tragfähigkeit und der bei Belastung eintretenden Setzungen von Pfahlgründungen ermöglichen.

Ursache hierfür sind die vielfältigen Einflüsse, wie die unterschiedlichen Baugrundverhältnisse sowie die aus der Bauart und insbesondere aus der Herstellung der Pfähle resultierenden Veränderungen der Eigenschaften des Bodens in deren Umgebung, die das Tragverhalten von Pfählen bestimmen. Dieser Umstand ist auch durch die bestehenden Normen dokumentiert, die zwar für die Vordimensionierung und für untergeordnete Gründungsaufgaben sehr konservative Berechnungsmöglichkeiten bieten, jedoch bei höherer Auslastung aufwendige statische Probelastungen fordern. Da die sich weiterentwickelnde Technik, insbesondere die Bohrtechnik, zunehmend die Herstellung von Pfählen mit großen Längen (bis ca. 100 m) und großen Durchmesser (bis ca. 2,5 m) und damit die Aufnahme sehr großer Lasten ermöglicht, sind statische Probelastungen wegen der zu großen aufzubringenden Lasten häufig nicht mehr möglich, so daß für das wirtschaftliche Bauen auch für Pfähle Verfahren zur zuverlässigen Vorausberechnung der Tragfähigkeit mehr den je zuvor erforderlich sind.

Für derartige zu entwickelnde Berechnungsverfahren sind neben guter Kenntnisse über die Eigenschaften des Baugrundes insbesondere Kenntnisse über die Einflüsse der Pfahlherstellung auf den Baugrund Voraussetzung.

Ein weiterer Aspekt, der die Kenntnis der Herstellereinflüsse erfordert, ist die geforderte schadenfreie Ausführung der Pfähle. Häufig sind die Ursachen für Schäden am Pfahl selbst oder auch an Bauwerken in der Nachbarschaft herstellungsbedingt.

Herr Dr.-Ing. Michael Hartung stellt mit seiner Arbeit wichtige Grundlagen für ein besseres Verständnis des Tragverhaltens und für die schadenfreie Herstellung von Pfählen bereit, die sowohl in der weiteren Forschungsarbeit zur Entwicklung zuverlässigerer Berechnungsverfahren für Pfahlgründungen als auch in der Praxis verwendet werden können.

Braunschweig im September 1994



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

INHALTSVERZEICHNIS	<u>Seite</u>
1. EINLEITUNG	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Ziele und Gliederung der Arbeit	2
2. STAND DER FORSCHUNG	5
2.1 Tragverhalten von Pfählen	5
2.1.1 Einführung	5
2.1.2 Spitzendruck	6
2.1.3 Mantelreibung	9
2.1.4 Dilatanz	14
2.1.5 Porenwasserdrücke	16
2.2 Herstelleneinflüsse	17
2.2.1 Einführung	17
2.2.2 Verdrängungspfähle	20
2.2.2.1 Allgemeines	20
2.2.2.2 Ramppfähle	25
2.2.2.3 Vibrationspfähle	35
2.2.3 Bohrpfähle	45
2.2.4 Betonieren von Ortbetonpfählen	51
2.3 Zusammenfassung und Untersuchungsbedarf	53
3. DURCHGEFÜHRTE VERSUCHE ZUR ERMITTLUNG DER HERSTELLEINFLÜSSE AUF DIE PFAHLTRAGFÄHIGKEIT	56
3.1 Einleitung	56
3.2 Ramppfähle	58
3.2.1 Ziel	58
3.2.2 Versuche mit Modellpfählen	58
3.2.2.1 Versuchsstand: Trockener Sand	58
3.2.2.2 Versuchsstand: Wassergesättigter Sand	59

	<u>Seite</u>	
3.2.2.3	Versuchssand	60
3.2.2.4	Versuchspfähle	61
3.2.2.5	Rammfutter	61
3.2.2.6	Meßtechnik	62
3.2.2.7	Ermittlung der Last-Setzungslinie	63
3.2.2.8	Ablauf der Rammfahlversuche	64
3.2.2.9	Versuchsergebnisse	65
3.2.3	Analyse und Diskussion der Versuchsergebnisse	66
3.2.3.1	Einfluß der Fallhöhe	66
3.2.3.2	Einfluß des Rammgewichtes	68
3.2.3.3	Einfluß des Rammfutters	71
3.2.3.4	Einfluß der Pfahlkopfgeschwindigkeit	74
3.2.3.5	Einfluß der Pfahlkopfbeschleunigung	75
3.2.3.6	Verlauf der Geschwindigkeitskurve des Pfahlkopfes	76
3.2.3.7	Einfluß der Bodenschwinggeschwindigkeit	78
3.2.3.8	Frequenz der Bodenschwinggeschwindigkeit	79
3.2.3.9	Einfluß der Lagerungsdichte des wassergesättigten Sandes	80
3.2.3.10	Einfluß der Anzahl der Rammschläge	81
3.2.3.11	Effektivität des Rammvorgangs	82
3.2.4	Zusammenfassende Beurteilung	83
3.3	Vibrationspfähle	86
3.3.1	Ziel	86
3.3.2	Versuche mit Modellpfählen	87
3.3.2.1	Versuchsstand und Versuchssand	87
3.3.2.2	Versuchspfahl	87
3.3.2.3	Meßtechnik und Versuchsablauf	88
3.3.2.4	Versuchsergebnisse	90
3.3.3	Analyse und Diskussion der Versuchsergebnisse	91
3.3.3.1	Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die Tragfähigkeit	91

	<u>Seite</u>
3.3.3.2 Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Mantelwiderstand	93
3.3.3.3 Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Pfahlfußwiderstand	95
3.3.3.4 Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die vertikale Bodenschwing- und Pfahlkopfgeschwindigkeit	98
3.3.3.5 Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die Tragfähigkeitsänderung infolge Dilatanz	99
3.3.3.6 Einfluß der Pfahlkopfgeschwindigkeit auf die Tragfähigkeit	101
3.3.3.7 Einfluß der Vibrationszeit auf die Tragfähigkeit	103
3.3.4 Zusammenfassende Beurteilung	106
3.4 Vergleich gerammter und einvibrierter Stahlpfähle	108
3.5 Bohrpfähle	112
3.5.1 Einleitung und Ziel	112
3.5.2 Versuche mit Modellpfählen	115
3.5.2.1 Versuchsstand und Versuchssand	116
3.5.2.2 Verrohrung und Bohreimer	116
3.5.2.3 Meßtechnik	117
3.5.2.4 Versuchsdurchführung	118
3.5.2.5 Bohrpfahlherstellung	118
3.5.2.6 Versuchsergebnisse	120
3.5.3 Analyse und Diskussion der Versuchsergebnisse	122
3.5.3.1 Einfluß der Ausgangslagerungsdichte auf die relative Änderung der Lagerungsdichte	122
3.5.3.2 Einfluß der Durchflußfläche auf die relative Änderung der Lagerungsdichte	124
3.5.3.3 Einfluß der Ziehgeschwindigkeit auf die relative Änderung der Lagerungsdichte	125
3.5.3.4 Übertragung auf in-situ-Verhältnisse	126

	<u>Seite</u>	
3.5.3.5	Abhängigkeit zwischen Voreilung und Einspülung von Sand	127
3.5.3.6	Auswirkung der Auflockerung auf das Tragverhalten	128
3.5.4	In-situ-Wasserdruckmessungen in der Verrohrung während des Ziehens des Bohreimers	131
3.5.5	Zusammenfassende Beurteilung	134
3.6	Änderung der Scherfestigkeit von Sand durch dynamische Beanspruchung	136
3.6.1	Einleitung	136
3.6.2	Scherfestigkeiten von Sand nach Vibrationen	137
3.6.3	Scherfestigkeiten von Sand nach verschiedenen Anregungen	138
4.	SCHLUSSFOLGERUNGEN AUS DEN VERSUCHEN UND WEITERER UNTERSUCHUNGSBEDARF	141
4.1	Allgemeines	141
4.2	Rammpfahl	141
4.3	Vibrationspfahl	143
4.4	Bohrpfahl	145
4.5	Weiterer Untersuchungsbedarf	145
5.	ZUSAMMENFASSUNG	147
6.	LITERATURVERZEICHNIS	149
	SYNOPSIS	
	Influence of the installation process on the bearing capacity of piles in sand	159
	SUMMARY	169

Verwendete Abkürzungen und Symbole

Symbol	Einheit	Bedeutung
A	m ²	Fläche
A _D	%	Durchflußfläche
AL	%	Auflockerung
C	m/s	Wellengeschwindigkeit
D	cm	Durchmesser
D	-	Lagerungsdichte
e _o	kN/m ²	Erdrudruck
e _a	kN/m ²	aktiver Erddruck
E	kN/m ²	Elastizitätsmodul
FEM	-	Finite Element Methode
GOK	-	Geländeoberkante
h	cm	Höhe
ΔH	m	relativer Wasserunterdruck
I	kNs/m	Impedanz
L	m	Länge
PE	-	Polyethylen
s	mm	Setzung
s _f	mm	Grenzsetzung
T _v	%	Tragfähigkeitsverlust
t	sec	Zeit
U	-	Ungleichförmigkeitszahl
UK	-	Unterkante
v	m/s	Ziehgeschwindigkeit
α	-	Faktor
γ	kN/m ³	Wichte
ρ	kN/m ³	Dichte
σ	kN/m ²	Spannung

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Rammpfähle werden seit über 2000 Jahren als Gründungselemente eingesetzt. Viele historische Gebäude stehen heute noch sehr sicher auf alten Holzpfehlern.

Erste wissenschaftliche Ansätze zur wirtschaftlichen Dimensionierung von Pfahlgründungen begannen vor ca. 100 Jahren mit dem Beginn der Industrialisierung. Größere Bauwerke und schwere Maschinen mußten sicher gegründet werden. Im Laufe der Zeit stiegen die abzutragenden Lasten weiter an und die Anforderungen der Bauherren sowie der Maschinenhersteller an geringere Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen nahmen zu. Aber auch die Tatsache, daß auf Grundstücken gebaut werden mußte, die wegen ihrer schwierigen Bodenverhältnisse bisher gemieden wurden, förderte die intensive technische Entwicklung der Geräte zur Pfahlherstellung. Die hohe Leistungsfähigkeit moderner Geräte ermöglichen heutzutage Pfahlgründungen, die schon bei einem mittelmäßigen Baugrund oft wirtschaftlicher und sicherer sind als komplizierte Flachgründungen.

Der zukünftige Bedarf an aufwendigen und komplexen Gründungen sowie Geländesprüngen (z.B. Kaimauern und Baugrubenwände) wird der Trend zur Entwicklung neuer Pfahlssysteme bzw. Weiterentwicklung bestehender Pfahlssysteme fortsetzen.

Der Aufbau des theoretischen Verständnisses des Tragverhaltens von Pfählen wurde von der oben dargestellten praktischen Entwicklung der Pfahlherstellung überholt. Viele neue Pfahlssysteme, z.B. Teil- und Vollverdränger sind in keiner Norm berücksichtigt. Häufig fehlt aber auch bei den traditionellen Pfahlssystemen das theoretische Verständnis, um die Pfahlgründungen so zu dimensionieren, daß sie wirtschaftlich und sicher sind, sowie mit einer gleichbleibend hohen Qualität hergestellt werden können.

Immer wieder kommt es zu einer größeren Differenz zwischen der theoretisch ermittelten und der durch Probelastungen festgestellten Tragfähigkeit der Pfähle. In der DIN 4014 und DIN 4026, deren Grundlage eine Vielzahl von Probelastungen ist, werden nur die weit auf der sicheren Seite liegenden Annahmen für die Berechnung der Tragfähigkeit angegeben. Die meisten Gründungen sind daher überdimensioniert. Das ist zwar unter dem Sicherheitsaspekt durchaus wünschenswert, aber infolge der dadurch verursachten unnötigen Mehrkosten auch volkswirtschaftlich nicht sinnvoll.

Es sind in den letzten Jahren sehr viele wissenschaftliche Arbeiten über das Tragverhalten der Pfähle und ihrer Dimensionierungsverfahren durchgeführt worden. Neue Möglichkeiten ergaben sich durch den Einsatz numerischer Methoden. Ein gesichertes Verständnis darüber, wie ein Pfahl seine Lasten in den Boden überträgt und wie sich der angrenzende Boden bei verschiedenen Belastungen des Pfahles verhält, liegt aber noch nicht vor. Solange jedoch das Verständnis des Tragverhaltens der Pfähle nicht in einem ausreichenden Maße vorhanden ist, wird es immer wieder zu extrem überdimensionierten Gründungen sowie zu schwankender Qualität der Pfähle und somit zu Problemen, wie z.B. Pfahlschäden, Pfahlversagen und Setzungen von Nachbargebäuden kommen.

Ein weiteres Problem ergibt sich bei extrem langen Pfählen mit großen Durchmessern. Sie sind in keiner Norm berücksichtigt. Ihre Tragfähigkeit ist so hoch, daß sie nicht mehr mit einem vertretbaren Aufwand statisch probebelastet werden können. Für diese Pfähle ist das Verständnis des Tragverhaltens sehr wichtig, da sie nur aufgrund theoretischer Annahmen für die Berechnung der Tragfähigkeit dimensioniert werden können.

Zum Verständnis des Tragverhaltens von Pfählen gehört auch die Kenntnis, welche Auswirkungen verschiedene Herstellprozesse auf das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens haben, die letztlich das Tragverhalten der Pfähle bestimmen (Pfahl-Boden-Modell). Teilweise haben die Herstellprozesse einen größeren Einfluß auf das Tragverhalten der Pfähle als die bekannten Einflußparameter wie z.B. Pfahldurchmesser und Einbindetiefe. Langsam setzt sich die Erkenntnis durch, daß die Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in der Vergangenheit zu wenig berücksichtigt wurden.

1.2 Ziele und Gliederung der Arbeit

Bei der Analyse vieler Probelastungen ist aufgefallen, daß nicht nur die vorhandene Tragfähigkeit von der theoretisch berechneten stark abweicht. Sehr oft wurde festgestellt, daß die mit dem gleichen Verfahren hergestellten Pfähle in den gleichen Bodenverhältnissen voneinander abweichende Bruchlasten und Setzungen bei den Probelastungen ergaben. Bei Rammpfählen wurden Unterschiede in der Bruchlast von über 40 %, bei Bohrpfählen sogar von über 50 % festgestellt. Der größte Teil dieser Abweichungen ist durch unterschiedliche Ausführung des gleichen Herstellverfahrens entstanden.

Allgemein bekannt ist, daß einvibrierte Pfähle nur ca. 60 - 70 % der Tragfähigkeit von vergleichbaren gerammten Pfählen im selben Boden aktivieren können. Eine Erklärung für dieses reduzierte Tragverhalten gibt es nur in Ansätzen.

Ziel dieser Arbeit ist es, die möglichen Ursachen für die weder in den Normen noch in der Praxis - zumindest nicht in diesen Größenordnungen - bekannten Phänomene, die diese Abweichungen des Tragverhaltens hervorrufen, qualitativ und quantitativ zu analysieren. Damit soll ein weiterer Beitrag zum Verständnis des Tragverhaltens von Pfählen geliefert werden.

Der direkte praktische Nutzen wäre, daß Pfähle wirtschaftlicher und mit gleichbleibender Qualität und Tragfähigkeit hergestellt werden könnten. Mit dem verbesserten Wissen über das Pfahl-Boden-Modell könnten neue Pfahlsysteme entwickelt bzw. die bestehenden Pfahlsysteme optimiert werden.

Zusätzlich ergeben sich Hinweise zur Abschätzung der Beeinträchtigung auf benachbarte Gründungen, wenn neue Pfahlgründungen hergestellt werden. Eine Beurteilung der Umweltverträglichkeit (Lärm, Erschütterungen) der Herstellung und die Erarbeitung eines Qualitätssicherungssystems sind ebenfalls Punkte, die mit den Kenntnissen der Einflußfaktoren auf das Pfahl-Boden-Modell abgeleitet werden können.

Aus der Vielzahl der auf dem Markt vorhandenen Pfahlsysteme wurden exemplarisch drei Grundsysteme ausgewählt und bezüglich ihrer Herstellereinflüsse untersucht. Zwei typische konventionelle Verdrängungspfähle, der Ramm- und der Vibrationspfahl, sowie der verrohrte mit Bohreimer hergestellte Bohrfahl, sind Thema der folgenden Ausführungen. Alle theoretischen und praktischen Untersuchungen beziehen sich auf statisch vertikal belastete Pfähle, die in nichtbindigen Böden hergestellt wurden.

Diese Arbeit unterteilt sich im wesentlichen in drei Abschnitte:

Im ersten Teil wird zur Dokumentation des Standes der Forschung die internationale Literatur über das allgemeine Tragverhalten von Pfählen und über den Einfluß der Herstellung auf das Tragverhalten ausgewertet.

Anschließend erfolgt die Beschreibung der durchgeführten Versuche, in denen durch Parametervariationen die Phänomene der Herstellereinflüsse detailliert untersucht werden. Neben den drei untersuchten Pfahlsystemen wird zusätzlich über die Einflüsse auf die Scherfestigkeit von Sand durch dynamische Beanspruchung berichtet. Jedes Kapitel über die einzelnen Pfahl-

systeme beinhaltet eine in sich abgeschlossene Dokumentation der Ziele, der Beschreibung der Modell- und in-situ-Versuche sowie der Analyse der Ergebnisse unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus der Literatur.

Im letzten Abschnitt werden die erzielten Ergebnisse betrachtet. Die Gegenüberstellung sämtlicher Analysen der Versuchsergebnisse mit den Erkenntnissen aus der Literatur ergibt ein erweitertes Pfahl-Boden-Modell, das nun insbesondere die spezifischen Einflüsse der Pfahlherstellung auf das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens berücksichtigt. Hiermit lassen sich die Ursachen der Phänomene, die das Tragverhalten der Pfähle beeinflussen, weitreichender als bisher erläutern.

2. STAND DER FORSCHUNG

2.1 Tragverhalten von Pfählen

2.1.1 Einführung

Grundsätzlich lassen sich die Faktoren, die das Tragverhalten der Pfähle wesentlich beeinflussen, in vier Kategorien einteilen: Boden, Pfahl, Herstellung und Belastung. Jede Kategorie besteht aus vielen Parametern, die sich gegenseitig und auf andere Kategorien übergreifend beeinflussen. In Bild 1 sind die Parameter zusammengestellt:

Herstellung

Rammpfahl

- Fallhöhe
- Rammgewicht
- Rammfutter
- Schlagfrequenz
- Art des Bären
 - Freifall
 - Diesel
 - Hydraulik

Vibrationspfahl

- Vibratorgewicht
- Fliehkraft
 - Amplitude
 - Frequenz
- Beschleunigung

Bohrpfahl

- Durchflußfläche
- Ziehgeschwindigkeit
- Voreilung
- Wasserüberdruck
- Materialdicke der Verrohrung

Allgemein

- Qualifikation
- Arbeitsgeschwindigkeit
- Betondruck
- Betonkonsistenz
- Temperatur
 - Beton
 - Umgebung

TRAGVERHALTEN

Boden

- Bodenart
- Schichtung
- Scherfestigkeit
 - Lagerungsdichte
 - Spannungszustand
 - Kornform, -größe, -verteilung
 - Orientierung der Kornlängsachse
- Kompressibilität
- Wassergehalt
- Chemische Inhaltsstoffe
- Neigung zur:
 - Dilatanz
 - Kornbruch
 - Verflüssigung

Belastung

- Vertikal/Horizontal
- Druck/Zug
- Statisch/Zyklisch
- Standzeit bis zur Belastung

Pfahl

- Geometrie
 - Querschnittsform
 - Schlankheit
- Material
- Wandrauhigkeit
- Vorgespannt
- Fußausbildung

Bild 1: Einflußparameter auf das Tragverhalten von Pfählen

Ohne auf die einzelnen Parameter in Bild 1 genauer einzugehen, wird deutlich, wie komplex das Tragverhalten und damit die Dimensionierung der Pfähle ist.

Die Parameter der Kategorie Herstellung, Belastung und Pfahl sind frei wählbare Einflußfaktoren, d.h. sie können je nach Anforderungsprofil geändert werden. Dagegen ist die Kategorie Boden eine von der Natur vorgegebene Größe, die nur bedingt veränderbar ist.

Eine Schwierigkeit besteht generell in der genauen Bestimmung der Bodenparameter durch Feld- und Laborgeräte vor Baubeginn. Hierbei ist zu bedenken, daß nicht nur die vor der Pfahlherstellung ermittelten Bodenparameter, sondern insbesondere die Bodenparameter, die nach der Pfahlherstellung den Boden charakterisieren, das Tragverhalten bestimmen. Auf die Methoden der Baugrunduntersuchung soll hier nicht weiter eingegangen werden.

Die vertikale Pfahlbelastung wird vom Spitzendruck und von der Mantelreibung abgetragen. Die Aufteilung erfolgt je nach Pfahltyp und Bodenart durch die unterschiedlichen Aktivierungswege. Während die Mantelreibung im allgemeinen schon nach relativ kurzen Verformungswege (ab ca. 3 mm) voll aktiviert wird, sind zum Erreichen des maximal möglichen Spitzendrucks je nach Pfahltyp unterschiedlich große Verformungswege (z.T. mehrere cm) notwendig.

2.1.2 Spitzendruck

Zur Aktivierung des Grenzwertes des Spitzendrucks sind bei Ramppfählen wenige Millimeter und bei Bohrpfählen einige Zentimeter Setzung notwendig. Da die Bauwerke gewöhnlich Setzungen im Zentimeterbereich nicht schadensfrei aufnehmen können, werden z.B. die Pfahlfüße der Bohrpfähle nachverpreßt, um damit größere Setzungen zu verhindern. Oder die Lasten werden bis zur Gebrauchslast von der Mantelreibung abgetragen und der Spitzendruck steht als Lastreserve bis zum Erreichen der Grenzlast zur Verfügung.

Die Grenzsetzung s_f ($f = \text{failure}$) variiert je nach Baugrundfestigkeit zwischen 10 % und 30 % des Pfahlfußdurchmessers (D), wobei der untere Grenzwert für Ramppfähle in dichtem und der obere für Bohrpfähle in lockerem Sand gelten soll (FRANKE 1981).

Der Spitzenwiderstand nimmt mit zunehmender Lagerungsdichte bzw. innerem Reibungswinkel des Sandes überproportional zu. MEYERHOF (1976) hat die Grenzwerte des Spitzen-

drucks in Abhängigkeit von Reibungswinkel und Lagerungsdichte von Untersuchungen verschiedener Autoren grafisch dargestellt (Bild 2).

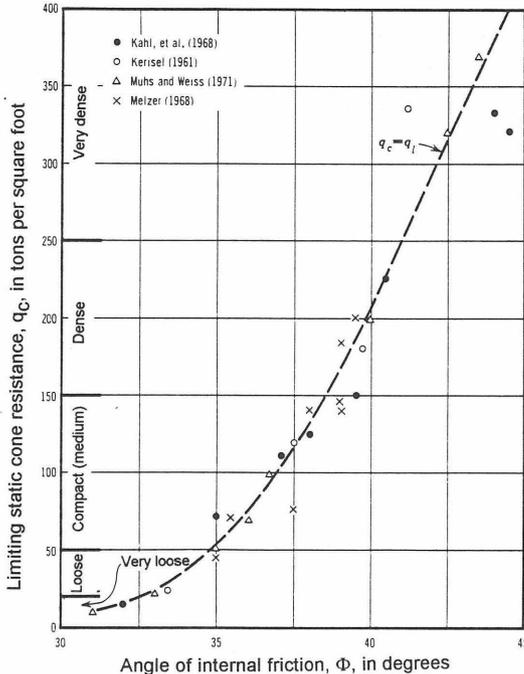


Bild 2: Grenzwert des Spitzendrucks in Abhängigkeit von Reibungswinkel und Lagerungsdichte (MEYERHOF 1976)

Bei größeren Setzungen und damit noch stärker ansteigenden Spannungen unter dem Pfahlfuß kann es unter Umständen zu Kornbrüchen des Sandes kommen. Die hierdurch veränderte Zusammensetzung des Bodens (Kornform, -größe, Ungleichförmigkeitszahl) verursacht ein verändertes Reibungsverhalten des Bodens.

Bei der Herstellung von Ramppfählen kommt es am Pfahlfuß zu ausgeprägten Kornbruchserscheinungen (LINDER 1977 und MIURA 1985). Der notwendige Energieaufwand zum Brechen der Körner beträgt ca. 80 - 90 % der durch den Rammschlag in den Pfahl einge-

tragenen Energie. Der Spitzendruck eines Pfahles wird daher stark von den Kornbrucheigenschaften des Sandes bestimmt (MIURA 1985).

Der in seiner Struktur und teilweise in seinen Eigenschaften veränderte Sand wird vom Pfahlfuß in die seitlichen Auflockerungszonen verdrängt. Durch diese Verdichtung nimmt die Mantelreibung zu. Aufgrund der umfangreichen Untersuchungen kam LINDER (1977) zu den in Bild 3 dargestellten Deformationen und Dichteänderungen unterhalb des Pfahlfußes während des Abteufens.

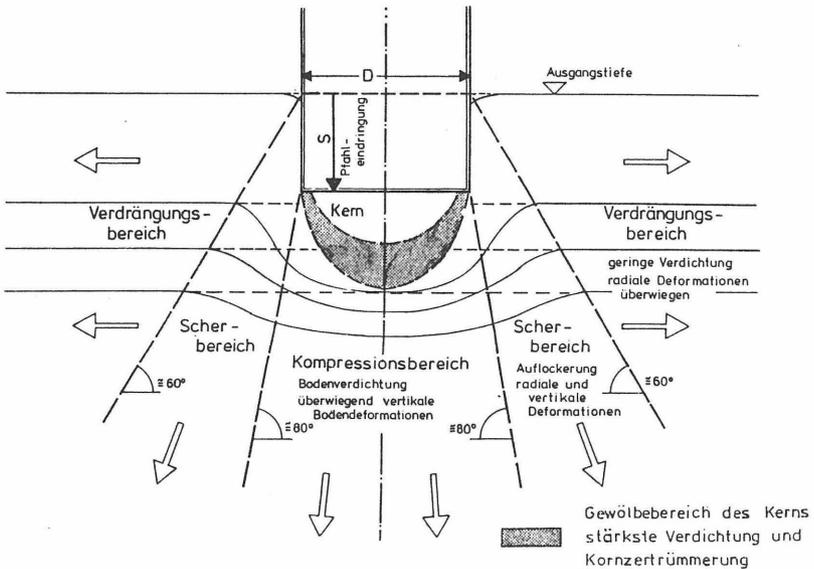


Bild 3: Deformation und Dichteänderung in dichtem Sand bei der Pfahleindringung (LINDER 1977)

LINDER (1977) bestimmte die Körnungslinie vor Versuchsbeginn und erhielt eine Ungleichförmigkeitszahl $U = 1,6$. Der durch die Pfahleindringung hervorgerufene Kornbruch erzeugte eine flachere Körnungslinie mit $U = 16$. Dieser "pulverisierte Sand" hat Kohäsion und ist bei gleicher Dichte erheblich verformbarer, was zu größeren Deformationen führen kann.

In Bild 4 ist die Verteilung der veränderten Bodenparameter um den Pfahlfuß nach Untersuchungen von MIURA (1985) dargestellt.

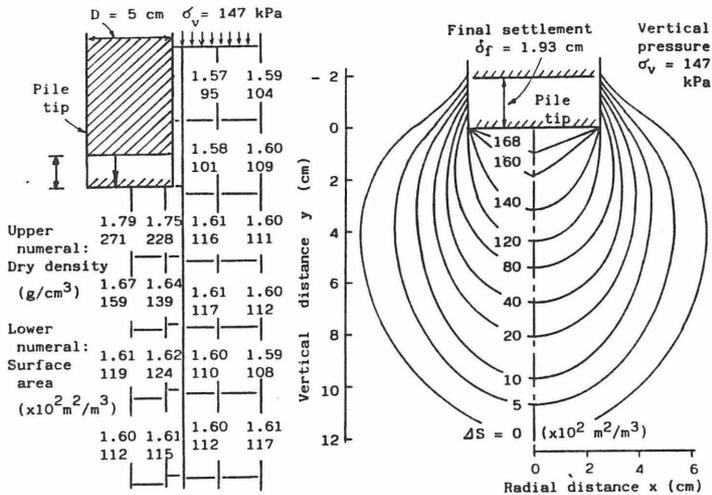


Bild 4: Verteilung der durch Kornbruch veränderten Trockendichte und Sandkornoberfläche um den Pfahlfuß (MIURA 1985)

Im linken Teil von Bild 4 sind für einzelne Bereiche neben und unterhalb des Pfahlfußes die Trockendichte (obere Zahl [g/cm^3]) und die spezifische Sandoberfläche (untere Zahl [$\times 10^2 \text{ m}^2/m^3$]) angegeben. Deutlich ist die starke Zunahme der Trockendichte und der spezifischen Sandoberfläche unterhalb des Pfahlfußes zu erkennen.

Im rechten Teil von Bild 4 stellen die Linien jeweils gleichgroße Änderungen der spezifischen Sandoberfläche als Folge der Kornbrüche dar.

2.1.3 Mantelreibung

Die Haupteinflüsse auf die Mantelreibung lassen sich in vier Faktoren einteilen:

- Scherfestigkeit des Sandes
- Wassergehalt
- Rauigkeit der Pfahloberfläche
- Größe der Radialspannung

In vielen Fällen wirken diese Faktoren nicht einzeln. So wird z.B. eine Mantelverpressung des Pfahles die Rauigkeit der Oberfläche, die Größe der Radialspannung und den Pfahldurchmesser erhöhen. Untersuchungen von STOCKER (1980) ergaben eine im Durchschnitt 50 % Vergrößerung der Mantelreibungswerte für Sand und Kies bei der Mantelverpressung. Die von ihm festgestellte 5 bis 6 %ige Vergrößerung des Pfahldurchmessers der mantelverpressten Pfähle hat daher nur einen geringen Anteil an der größeren Mantelreibung.

Ähnlich wie bei den Untersuchungen über den Spitzendruck hat MEYERHOF (1976) in Bild 5 die Grenzwerte der Mantelreibung in Abhängigkeit vom Reibungswinkel und Herstellverfahren dargestellt.

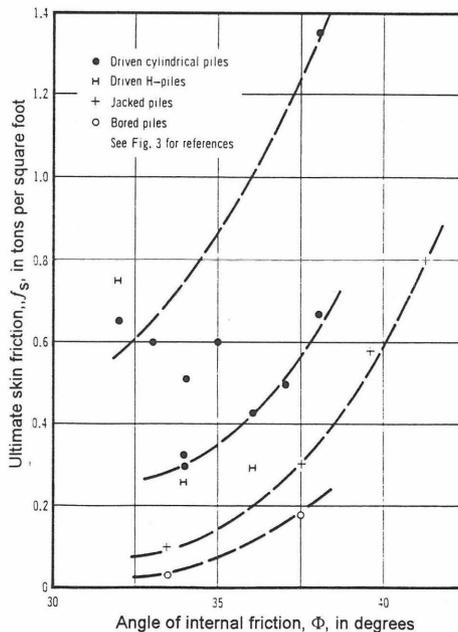


Bild 5: Grenzwerte der Mantelreibung von Pfählen in Abhängigkeit vom Reibungswinkel und Herstellverfahren (MEYERHOF 1976)

Deutlich ist auch hier der starke Anstieg der Mantelreibung mit der Zunahme des Reibungswinkels bei allen Herstellverfahren zu erkennen, wobei Ramppfähle empfindlicher auf Änderungen des Reibungswinkels reagieren als Bohrpfähle.

Einen Einfluß auf die Aktivierungswege und damit auf die Größe der Mantelreibung hat auch das Herstellverfahren. Bei einem Ortbetonpfahl geht der Frischbeton eine innige Verbindung mit den Sandkörnern ein, so daß der Scherverbund zwischen dem ausgehärteten, rauheren Pfahlbeton und den Sandkörnern einen größeren Einfluß hat als bei einem Fertigpfahl. Hierbei kommt es auf das Reibungsverhalten zwischen der relativ glatten Oberfläche und den anliegenden Körnern an. Daher schwanken auch die Angaben für die Aktivierungswege der Mantelreibung zwischen 0,5 - 10 % vom Pfahldurchmesser (FRANKE 1986).

VESIC (1970) und FRANKE (1977 I) beschreiben den Verlauf der Mantelreibung als parabolisch, d.h. daß die Mantelreibung in der Nähe des Pfahlfußes geringer wird (Bild 6). Erklärt wird dies durch den in Bild 3 von LINDER (1977) dargestellten Scherbereich neben dem Pfahlfuß, in dem die durch den Spitzendruck verursachten Auflockerungen zu reduzierten Radialspannungen auf dem Pfahlschaft führen.

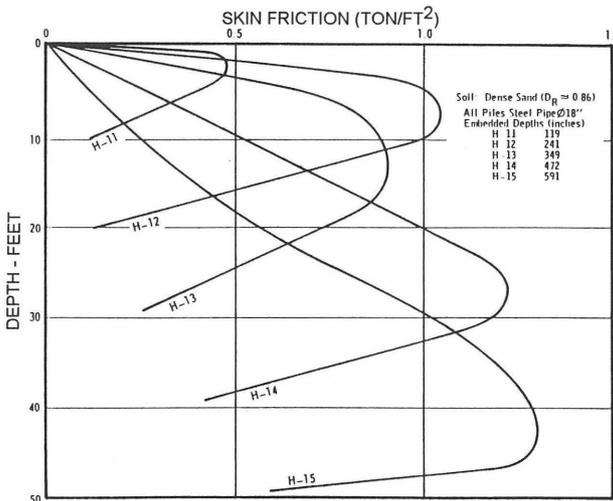


Bild 6: Rückgang der Mantelreibung am Pfahlfuß in dichtem Sand (VESIC 1970)

Dagegen kann RIPPER (1984) keine gegenseitige Beeinflussung von Spitzendruck und Mantelreibung feststellen. Er geht von einer linearen Verteilung der Mantelreibung am Pfahlschaft aus.

Während des Einbringens eines Verdrängungspfahls übt das verdrängte Material einen Druck auf den umgebenden Boden aus. Am Pfahlschaft entsteht durch die Kornumlagerungen eine höhere Lagerungsdichte, die aber nicht zwangsweise zu erhöhten, bleibenden Radialspannungen führt. In Bild 7 sind die theoretischen Verdrängungsbereiche für einen runden und einen quadratischen Querschnitt gegeben.

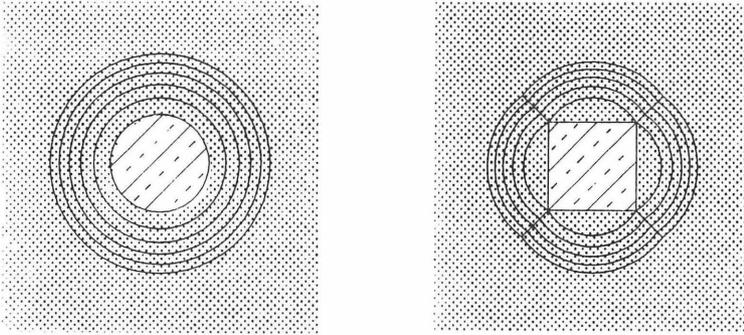


Bild 7: Theoretische Bereiche der Bodenverdrängung um einen runden und um einen quadratischen Pfahlquerschnitt (RODATZ 1993)

Bei dem quadratischen Pfahlquerschnitt sind die Verdrängungsbereiche unterschiedlich stark ausgebildet, so daß nicht, wie beim runden Pfahlquerschnitt, eine gleichmäßige Radialspannung entlang der abgewinkelten Mantelfläche entstehen kann.

Die Radialspannungen nehmen durch die behinderte Volumenvergrößerung des Bodens so lange zu, bis die kritische Dichte des Sandes erreicht ist (MEISSNER, WIBEL 1974). Der volle, bleibende passive Erddruck wird nach BALTHAUS (1986) allerdings nicht erreicht.

Im Gegensatz dazu kommt KRAFT (1991) zum Schluß, daß diese Spannungserhöhungen bis zur Größe des vollen passiven Erddrucks führen können. Sowie der Pfahlfuß den Verdrängungsbereich durchdrungen hat, können sich die Radialspannungen wieder reduzieren. Zusätzlich kann eine Reduzierung der Bodenspannungen durch Vibrationen, verursacht durch

das weitere Rammen des Pfahles im Boden, entstehen.. D.h. es entwickelt sich eine höhere Lagerungsdichte durch Umlagerung der Bodenteilchen, die aber eine geringere Radialspannung auf die Pfahloberfläche bewirken kann.

Auch ist es nach RODATZ (1993) möglich, daß die am Pfahlmantel infolge der Verdrängung aufgebauten horizontalen Spannungszustände durch die Erschütterungen während der weiteren Rammung des Pfahls wieder abgebaut werden können.

Am Mantel sind die Verformungen in einer schmalen Scherzone (abhängig vom Korndurchmesser) sehr groß. Die Dicke ist aber so gering, daß schon nach kleinen Verschiebungen des Pfahls, Reibung und Dilatanz in ihr voll entwickelt sind. Weiter außen nehmen vor allem die Horizontalspannungen zu, da der Boden infolge Dilatanz der schmalen Scherzone nach außen gedrückt wird (GUDEHUS 1980).

Beim Reduzieren des Radialdrucks auf den Ausgangswert ist nur ein geringer Rückgang der Verschiebungswerte im Boden festzustellen. Dies wird am Bild 8 deutlich, in dem die Horizontalverschiebungen dreier Meßpunkte in der Pfahlmitte über dem Radialdruck aufgetragen sind.

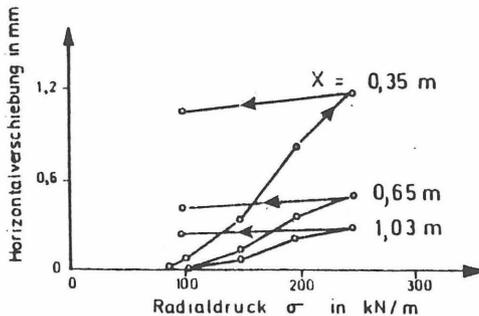


Bild 8: Horizontale Bodenverschiebung in der Pfahlmitte in Abhängigkeit vom Radialdruck (RIPPER 1984)

Dies könnte einen Hinweis auf eine Ringspaltbildung geben, auf die im Rahmen der eigenen Versuchsauswertung noch genauer eingegangen wird.

2.1.4 Dilatanz

Als Dilatanz bezeichnet man die Volumenvergrößerung von Sand bei Scherverformung, mit der bei behinderter Seitendehnung gleichzeitig ein starker Anstieg der Radialspannung zu verzeichnen ist.

Zuerst wurde man durch Zugversuche mit Ankern hierauf aufmerksam. Die hohe Ankerkraft konnte sich nicht allein aus der vertikalen Spannung (Bodenauflast) und dem Reibungswinkel des Bodens entwickeln. Aus Bild 9 wird auch deutlich, daß die für die Tragfähigkeit entscheidenden Anteile der Radialspannung erst während des Zugversuchs entstehen.

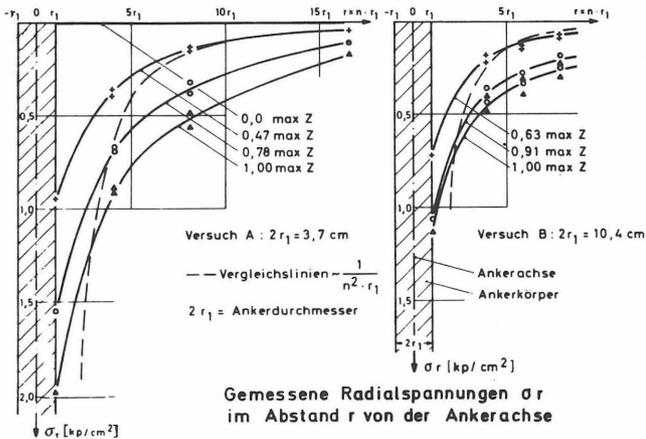


Bild 9: Gemessene Radialspannungen im Boden bei unterschiedlichen Zugkräften während Ankerzugversuchen (WERNICK 1972)

Beim Ziehen des Ankers entsteht unmittelbar an der Ankeroberfläche eine dünne Scherzone mit einer Ausdehnung vom ca. 10 - 15-fachen des durchschnittlichen Korndurchmessers. Insbesondere diese Scherzone hat während des Zugversuchs - bei dichter Lagerung - das Bestreben, sich aufzulockern. Die Volumenvergrößerung wird aber, außer in der Nähe der Geländeoberfläche, durch den seitlich angrenzenden quasi-elastischen Bodenkörper teilweise eingeschränkt und erzeugt dadurch erhebliche Radialspannungen auf die Ankeroberfläche (WERNICK 1972).

Zur Veranschaulichung ist in Bild 10 an einem Kugel-Modell grafisch dargestellt, daß nur die Sandkörner in dichter Lagerung durch die Vertikalbewegung des Pfahles zu horizontalen Bewegungen veranlaßt werden können. Diese horizontalen Bewegungen bewirken durch die Dilatanz die hohe Radialspannung auf den Pfahlschaft.

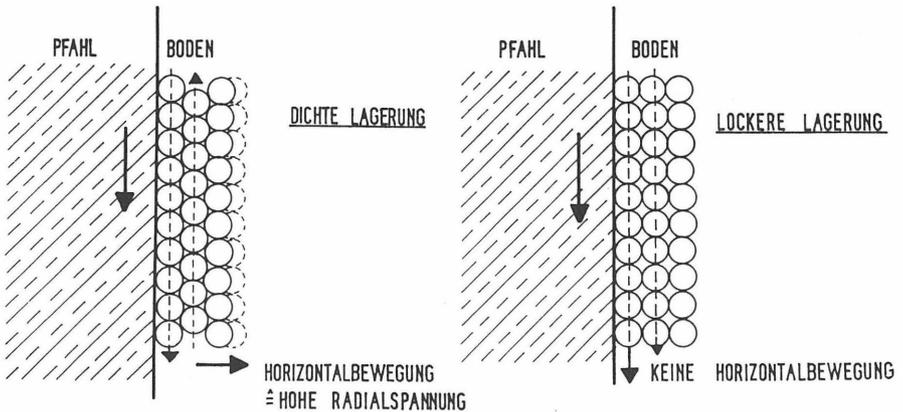


Bild 10: Bewegungen von Pfahl und Boden im Kugel-Modell zur Veranschaulichung der Dilatanz bei dichter Lagerung

In lockerer Lagerung entsteht keine Horizontalbewegung, da sich die Sandkörner ohne Probleme vertikal mit dem Pfahl verschieben können.

Die hohe Radialspannung bei dichter Lagerung bewirkt nun die viel größere Tragfähigkeit des Pfahles als rechnerisch vorhergesagt. Haben die Sandkörner bei der Scherbewegung einen bestimmten Punkt überschritten, nehmen die Radialspannungen wieder ab (Bild 11).

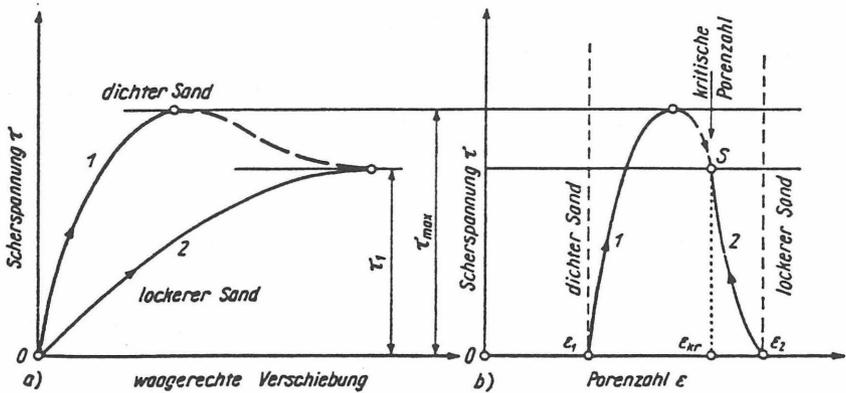


Bild 11: Reduzierung der Scherspannung nach Überschreiten des Spitzenwertes während des Schervorgangs in dichtgelagertem Sand (KEZDI 1969)

Wie in Bild 11 anhand der Linie 1 dargestellt, reduziert sich die Scherspannung nach Erreichen des Spitzenwertes mit einer weiteren Verschiebung. Als Konsequenz reduzieren sich die Radialspannungen und damit die Tragfähigkeit des Pfahles.

Sandversuche in Triaxialzellen ergaben eine tendenzielle Abnahme zur dilatanten Volumenänderung bei ansteigender Lagerungsdichte und anwachsendem Seitendruck. Das Verhalten ist charakteristisch für rollige Böden (RIPPER 1984).

Die Dilatanz ist von der Einbindetiefe und vom eventuell anstehenden Grundwasser unabhängig (WERNICK 1972).

2.1.5 Porenwasserdrücke

Wassergesättigte, locker gelagerte, gleichförmige und feine Sande sind während der Rammung und des Einvibrierens von Pfählen durch die Scher- und Verdrängungsvorgänge Porenwasserdruckerhöhungen ausgesetzt. Je nach Intensität, Frequenz und Anzahl der Lastzyklen kann es zum völligen Verlust der Scherfestigkeit und damit zur Verflüssigung des Bodens kommen.

Während sich die Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Wasserdurchlässigkeit und der Steifigkeit des Bodens wieder abbauen, nimmt die Scherfestigkeit entsprechend zu. Nach RÜCKER (1991) verringert sich die Gefahr der Verflüssigung bei ungleichförmigem groben Sand höherer Lagerungsdichte und bei Zunahme der wirksamen Spannungen.

Inwieweit die während der Verflüssigungsphase entstandenen Umlagerungen der Sandkörner zu veränderten Reibungswinkeln, Scherfestigkeiten und Radialspannungen auf den Pfahl führen, ist nicht geklärt. Wie bereits im Kapitel 2.1.3 (Mantelreibung) erwähnt, hat eine geringe Reduzierung des Reibungswinkels einen wesentlichen Abfall der Tragfähigkeit zur Folge. Hierbei kommt es nicht nur auf die Reduzierung der Scherfestigkeit zwischen Sand und Pfahloberfläche an, sondern auf das veränderte Scherverhalten zwischen den einzelnen Sandkörnern in der dünnen Scherzone am Pfahlmantel.

Während der Pfahlrammung kann es oft zu einem spontanen Porenwasserüberdruck ohne Verflüssigung kommen, der aber die effektiven Spannungen im umliegenden Boden reduziert. Dadurch wird das Rammen des Pfahles leichter. Nach einer Untersuchung von DATTA (1982) kann die Größe des Porenwasserüberdrucks im Sand durch die Pfahlrammung ca. 20 % der effektiven vertikalen Spannungen erreichen.

HEALY, WELTMAN (1980) berichten davon, daß während der Rammung nicht nur positive, sondern auch negative Porenwasserdrücke entstehen können. Insbesondere in dichtgelagerten Böden führt die Pfahlrammung zur Dilatanz des Sandes. Die entstehende Auflockerung führt zur Bildung des negativen Porenwasserdrucks, der kurzfristig den Scherwiderstand des Sandes erhöht. Der Pfahl scheint während der weiteren Rammung eine hohe Tragfähigkeit zu haben, da die "Hitzen" (Schläge pro 10 cm Eindringung) sich erhöhen. Stoppt man die Pfahlrammung, gleicht sich der Porenwasserdruck wieder aus. Der Sand hat fast wieder seinen Ausgangszustand erreicht, und der Pfahl kann mit geringeren Hitzen weiter eingerammt werden.

2.2 Herstelleneinflüsse

2.2.1 Einführung

Bei den bisherigen Ausführungen wurde das Tragverhalten der Pfähle allgemein beschrieben. In Ansätzen war erkennbar, daß es beträchtliche Unterschiede im Tragverhalten zwischen einem Verdrängungspfahl und einem Bohrpfahl geben kann. Diese beiden grundsätzlich ver-

schiedenen Pfahlssysteme bezüglich ihres Tragverhaltens und ihrer spezifischen Herstellereinflüsse miteinander zu vergleichen, ist daher nicht sinnvoll.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Einflüsse der Herstellung innerhalb der einzelnen Pfahlssysteme zu erarbeiten. Das heißt, daß gleiche Pfähle in gleichen Böden bezüglich ihres Tragverhaltens verglichen und analysiert werden. Die Auswertungen von statischen Probelastungen zeigen, daß Abweichungen in der Bruchlast von bis zu 40 % bei Ramppfählen und sogar von über 50 % bei Bohrpfählen auftreten können, die zum größten Teil aufgrund unterschiedlicher Ausführung des gleichen Herstellverfahrens entstanden sind.

Es gibt nur sehr wenige Veröffentlichungen, die diese Unterschiede im Tragverhalten gleicher Pfähle im gleichen Boden analysieren. Vermutlich gibt es hierfür folgende Begründungen:

- Unterschiede werden nur selten festgestellt, weil zu wenige Probelastungen durchgeführt wurden und man außerdem nicht mit diesen Unterschieden gerechnet hat.
- Falls Abweichungen vorkamen, ist man davon ausgegangen, daß die Bodenverhältnisse doch nicht vergleichbar waren.

Aus der Kenntnis der Herstellfaktoren, die das Tragverhalten der Pfähle beeinflussen, ließen sich z.B. folgende wichtigen Anwendungsmöglichkeiten ableiten:

- Verbesserung der Berechnungs- und Herstellverfahren bekannter Pfahlssysteme.
- Entwicklung neuer Pfahlssysteme und neuer Methoden zur Baugrunderkundung.
- Erarbeitung geeigneter Maßnahmen, die sicherstellen können, daß Nachbargründungen nicht durch den Herstellprozeß gestört werden, und daß die Umweltbelastung durch Lärm und Erschütterungen reduziert werden kann.
- Schaffung von Grundlagen für Qualitätssicherungssysteme.

Die enge Beziehung zwischen Festigkeit und Tragfähigkeit des Bodens ist schon länger bekannt. In den siebziger Jahren wurde in den Veröffentlichungen erstmalig berichtet, daß die Festigkeit des Bodens durch die Pfahlherstellung nachteilig verändert werden kann (MEYERHOF 1976, WEINHOLD 1977, FRANKE 1977 II).

WEINHOLD (1977) beschrieb z.B. die herstelltechnischen Einflüsse bei der Bohrpfahlherstellung auf die Tragfähigkeit als insgesamt weit größer als bis dahin allgemein bekannt. In besonderen Fällen bestimmen sie die Tragfähigkeit weitaus stärker als die klassischen Einflußmerkmale wie Einbindetiefe, Durchmesser, Baugrundeigenschaften.

Im Bild 12, in dem GÖDECKE, SCHULER (1986) unterschiedliche Grenzmantelreibungen aus Probelastungen an Bohrpfählen in Abhängigkeit vom Spitzendruck der Drucksonde dargestellt haben, wird die Bandbreite der erreichten Grenzmantelreibung - bei gleicher Bodenfestigkeit - deutlich.

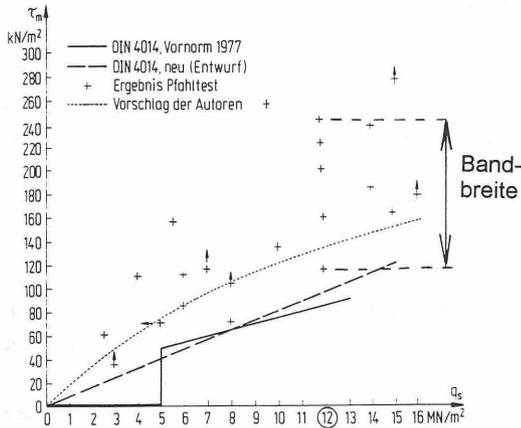


Bild 12: Bandbreite der erreichten Grenzmantelreibung am Bohrpfahlschaft in Abhängigkeit vom Spitzendruck der Drucksonde (nach GÖDECKE, SCHULER 1986)

Bild 12 diente ursprünglich zur Darstellung der unterschiedlichen Werte der Grenzmantelreibung in den Normen und der praktisch ermittelten Grenzmantelreibungswerte. Allerdings wird auch die Bandbreite der erreichten Grenzmantelreibung bei gleichem Spitzendruck deutlich.

Bei einem Spitzendruck der Drucksonde von z.B. 12 MN/m² wurden anschließend Grenzmantelreibungen am Bohrpfahlschaft zwischen ≈ 110 kN/m² und ≈ 250 kN/m² festgestellt, während nach DIN 4014 (1990) theoretisch nur ein Bruchwert von ≈ 95 kN/m² erreicht werden kann.

Für einen Großteil der Streubreite der Mantelreibung bei gleicher Bodenfestigkeit ist sicherlich die Art der Herstellung verantwortlich.

Zusammenfassend kann nach der Analyse der Veröffentlichungen festgestellt werden, daß darüber Einvernehmen besteht, daß die Herstellung einen Einfluß auf das Tragverhalten von Pfählen hat. Eine qualitative und quantitative Beschreibung und eine Analyse der wichtigsten Einflußfaktoren konnte allerdings nur vereinzelt in Ansätzen festgestellt werden.

2.2.2 Verdrängungspfähle

2.2.2.1 Allgemeines

Als Verdrängungspfähle werden die Pfählsysteme bezeichnet, die beim Einbringen den Boden verdrängen.

Herkömmlicherweise werden die Pfähle aus Holz, Stahl oder Fertigbeton in den Boden gerammt, vibriert oder mit Hilfe von Wasser eingespült. Neuere Pfählsysteme, die einen Ortbetonpfahl mittels eines durch Druckkraft und Drehmoment in den Boden gebrachten Leerrohrs aus Stahl (Teil- und Vollverdränger) herstellen, werden auch als Verdrängungspfähle bezeichnet. Sie sind aber, wie auch die eingespülten Pfähle, nicht Gegenstand dieser Arbeit.

In der vorliegenden Arbeit werden die Stahl- und Fertigbetonpfähle nach der Einbringmethode unterschieden in Ramppfahl und Vibrationspfahl.

Betrachtet man den Boden als Drei-Phasen-Modell, kommt es bei der Herstellung von Verdrängungspfählen zu einer Zusammendrückung bzw. Verdichtung des Bodens und damit zu einem Herauspressen der Luft und des Wassers aus den Poren bis zu einem Restanteil (Bild 13).

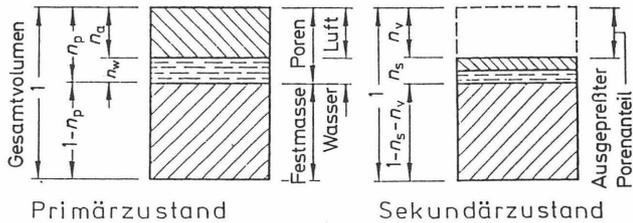


Bild 13: Veränderung des Drei-Phasen-Modells Boden durch den Verdrängungsvorgang (MÖLLERS, STEIN 1990)

Die dargestellten Veränderungen vom Primär- in den Sekundärzustand beziehen sich nur auf das Gesamtvolumen einer definierten Bodenmenge. Je nach Anregung, Bodenart und Spannungszuständen werden aber lokale Porenraumreduzierungen durch Umlagerungen der einzelnen Körner unterschiedlich stark ausgeprägt sein.

Die dynamischen Verdrängungsvorgänge unterscheiden sich gänzlich von den statischen. Neben dem Verdrängungsvorgang als Folge des Abteufens des Pfahls erfolgt eine Überlagerung mit der dynamischen Erregung des Bodens, hervorgerufen durch die kinetische Energie des Rammgewichtes bzw. Vibrators. Je nach Energie, Frequenz und Form der Anregung kann ein anderes Bodengefüge mit veränderten Spannungszuständen als bei der quasi-statischen Verdrängung entstehen.

Die Reichweite der während der Pfahlherstellung auftretenden Veränderungen im Boden ist abhängig von

- Pfahldurchmesser/Pfahlquerschnitt
- Ausbildung der Pfahlspitze
- Rauigkeit des Pfahlmantels
- Ablauf des Rammvorganges
- Rammsystem/Rammenergie
- Vibrationsfrequenz und Energie
- Bodeneigenschaften vor Beginn des Einbringens des Pfahles

Während des Einbringens der Pfähle kommt es seitlich in einem Bereich mit einem Durchmesser vom 7 bis 12-fachen des Pfahldurchmessers und unterhalb der Pfahlspitzen mit etwa dem 3 bis 5-fachen des Pfahldurchmessers zu Verdrängungen und damit zu Spannungserhöhungen (ROBINSKY, MORRISON 1964). Bei dichtgelagertem Sand und gerammten Pfählen sind diese Verdrängungsbereiche größer als bei lockergelagerten Sanden und eingedrückten Pfählen.

Zu jedem Rammverfahren und zu jedem Rammbar gehört eine andere, jeweils spezifisch auf das Arbeitswerkzeug abgestimmte Bodenbetrachtung mit entsprechend anderen typischen Kennziffern und Kriterien. Der Boden reagiert sehr unterschiedlich auf den Angriff verschiedener Arbeitswerkzeuge. Man kann daher die Erfahrungen bei z.B. langsam schlagenden Rammen nicht auf Vibrationsbären übertragen, auch wenn es sich um den gleichen Pfahl und den gleichen Boden handelt (KÜHN 1980).

NAUROY, LE TIRANT (1983) haben anhand von Modellversuchen mit Rammpfählen kleinere Radialspannungen am Pfahlmantel festgestellt als bei eingedrückten Pfählen. Im Gegensatz dazu fand MEYERHOF (1976) heraus, daß die Mantelreibung am höchsten bei Rammpfählen, durchschnittlich bei gedrückten und am geringsten bei Bohrpfählen ist. Bei in feinem, gleichförmigem Sand eingespülten Pfählen betrug die Tragfähigkeit nur ca. 10 % der von Rammpfählen.

Die meisten Empfehlungen zur Auswahl von Ramm- und Vibrationsgeräten haben die Eindringgeschwindigkeit und das zerstörungsfreie Herstellen der Pfähle zum Ziel. Die möglichen Tragfähigkeitsunterschiede werden nicht berücksichtigt.

Entsprechend der DIN 4026 sollte beim Rammen mit konventionellem Freifallgewicht das Verhältnis von Ramm- zu Pfahlgewicht zwischen 1:1 bis 2:1 liegen. FRANKE (1989) schränkt die Empfehlung insofern ein, daß bei überschwerem Rammgewicht mit mehr als dem 1,5-fachen Pfahlgewicht und bei Vibration nur $\frac{2}{3}$ der üblicherweise rechnerischen Tragfähigkeit angesetzt werden sollten.

Die Untersuchungen von BRAAKER (1986) belegen sehr anschaulich den Einfluß des Ramm-systems auf die Tragfähigkeit bei gleichen Pfählen in gleichen Böden (Bild 14).

Lfd. Nr	1	2	3	4	5	6
Baustelle	Brokdorf	Argenlinienknoten	Schleuse Harburg	Polder HH Süd	Petersenkai	Docksohle HDW
Ort	Brokdorf	Hamburg	Hamburg	Hamburg	Hamburg	Kiel
Pfähltyp	Zugpfahl	Druckpfahl	Zugpfahl	Zugpfahl	Druckpfahl	Zugpfahl
Pfähllart	PSp 400	PSp 350	M V	PSp 350	Sp.wd DB I 23	PSp 350
Einbringgerät	gerammt D22 vibriert MS 50 H	gerammt D30 gerammt VR 40	gerammt D22 gerammt VR 20	gerammt VR 40 vibriert MS 25 H	gerammt vibriert PTC 20H4	gerammt D30 gerammt D22 vibriert PTC40H4
Ergebnisse Bemerkungen	640 kN } 840 kN } $l_0=14m$ 570 kN } 1150 kN } $\Delta=3m$ } $l=17m$	2500 kN 2750 kN $\Delta 10\%$	1100 kN 1600 kN $\Delta 45\%$	>550 kN 380 kN $\Delta 45\%$	>> 2100 kN 1900 kN $\Delta >> 10\%$	1410 kN 1740 kN 1400 kN $\Delta 23\%$

Bild 14: Einfluß des Rammgerätes auf die Pfahltragfähigkeit (nach BRAAKER 1986)

Bei lfd. Nr. 6 wird z.B. deutlich, daß der Stahlpfahl, der mit dem leichteren Dieselsären (D 22) gerammt wurde, eine höhere Zuglast aufnehmen kann als der Pfahl, der mit dem schwereren Dieselsären (D 30) abgeteuf wurde. Wurden die Pfähle einvibriert, ergaben sich in den meisten Fällen geringere Tragfähigkeiten als bei gerammten Pfählen.

Den Angaben von MAZURKIEWICZ (1986) kann entnommen werden, daß ein vibrierter Pfahl in nichtbindigen Böden mit lockerer bis mitteldichter Lagerung im Durchschnitt eine 40 % geringere Tragfähigkeit als ein vergleichbarer gerammter Pfahl hat (Bild 15).

Pfahllänge	13m	13m	13m	18m	18m	18m	23m	23m	23m	23m	27m
Grenztragfähigkeit [kN] $Q_{\text{Freifallbär}}$	840	480	850	1050	630	1130	1350	750	1450	600	1050
Grenztragfähigkeit [kN] $Q_{\text{Vibrationsbär}}$	350	420	650	260	400	460	700	500	940	350	850
Q_V/Q_F	0,42	0,88	0,76	0,25	0,63	0,41	0,52	0,67	0,65	0,54	0,81

Bild 15: Grenztragfähigkeiten gerammter und vibrierter Pfähle (nach MAZURKIEWICZ 1986)

HEALY, WELTMAN (1980) erläutern, daß nicht nur die Tragfähigkeit und die Eindringgeschwindigkeit von der Auswahl der Rammgeräte abhängen. Die korrekte Größe und der richtige Typ des Rammsystems sind notwendig, damit der Fertigbetonrammpfahl ohne Schäden abgeteufelt werden kann. Beschädigungen können durch Kompressionswellen entstehen, die direkt vom Rammschlag, häufig in der Nähe des Pfahlkopfes, zur Geltung kommen. Gefährlicher sind die vom Pfahlfuß reflektierten Zugwellen, die abhängig vom Rammsystem und der Bodensituation entstehen. Sie können am ganzen Pfahlschaft Zugrisse verursachen.

Bild 16 zeigt zwei Spannungsverläufe. Beim schweren Rammen entstehen pro Schlag 3 mm Eindringung und nur Druckwellen im Pfahl. Wird das Rammen wieder leichter, weil z.B. nach dem Durchhörtern einer harten jetzt weichere Schichten anstehen, steigt die Eindringung pro Schlag auf 100 mm und es können Zugwellen entstehen.

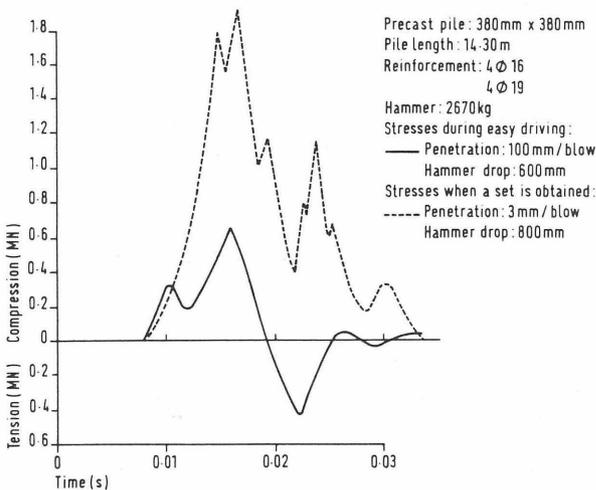


Bild 16: Zwei typische Spannungs-Zeit-Diagramme von einer Fertigtongpfahlrammung (nach VAN WEELE 1961)

Sollten diese Risse vermehrt und mit größeren Rißbreiten auftreten, kann die Eindringung des Pfahlfußes durch die dadurch entstehende "künstliche" Dämpfung stark eingeschränkt sein. Zusätzlich wird die Beobachtung der Pfahlkopfsetzung verfälscht. In extremen Fällen kann der Pfahl total zerstört werden.

2.2.2.2 Rammpfähle

Der Rammpfahl ist eine der ältesten Pfahlarten. Früher erfolgte das Einrammen der Holzpfähle durch Rammgewichte, die an einem Dreibock geführt, durch Menschenkraft hochgezogen und anschließend fallengelassen wurden.

Neben dem Pfahlmaterial (Stahl und Beton) hat sich vor allem die Methode des Anhebens der Rammgewichte geändert: über Dampf- und Dieselmotorantrieb der am Seil geführten Freifallgewichte zu den modernen Hydraulikbären. Daneben werden heute noch Diesalbären eingesetzt.

Das grundsätzliche Prinzip des Rammens hat sich nicht geändert. Dennoch hat die Art der Krafteinleitung durch verschiedene Rammbären eine erhebliche Auswirkung auf die Eindringgeschwindigkeit und die Pfahltragfähigkeit. Entscheidend dafür ist die Energieübertragung vom Rammbären in den Pfahl und vom Pfahl in den Boden. Diese wird durch den Pfahl selbst, vor allem aber durch die Fallhöhe, das Rammgewicht und das Rammfutter bestimmt.

Rammbären

Die Problematik des Rammens liegt in der optimalen Abstimmung zwischen Rammbar, Rammverfahren, Rammgut sowie anstehendem Boden. Der Rammfortschritt ist abhängig von:

- Rammbar
- Energie (Fallhöhe x Rammgewicht)
- Gewichtsverhältnis Rammgewicht/Rammgut
- Schlagzahl des Rammbären
- Ausbildung der Rammhaube und des Rammfutters

Mehrere Untersuchungen deuten darauf hin, daß unterschiedliche Ausführungen von Rammbären einen großen Einfluß auf die Rammbarkeit von Pfählen haben (THOMPSON et al. 1979).

So können vorgespannte Betonpfähle schneller mit einem Hydraulikbären als mit einem Diesalbären gerammt werden. Der Diesalbär erreicht aber beim Einrammen von Stahlrohren höhere Eindringgeschwindigkeiten als der Hydraulikbär (YAMAGUCHI et al. 1985) (Bild 17).

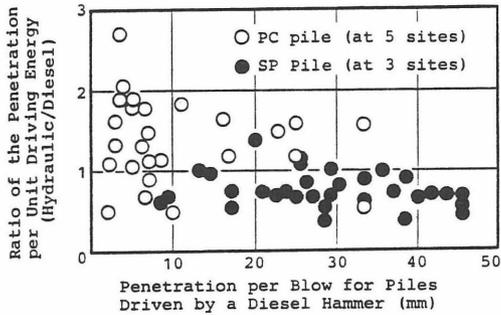


Bild 17: Vergleich der Eindringung von vorgespannten Betonpfählen (PC-Pile) und Stahlrohren (SP-Pile) beim Rammen mit Hydraulik- und Dieselbären (YAMAGUCHI et al. 1985)

Beim Rammen von Pfählen ergeben sich für verschiedene Rammhären unterschiedliche Wirkungsgrade (maximal gemessene Energie am Pfahlkopf dividiert durch die theoretische Rammenergie (Rammgewicht mal Fallhöhe)) (Bild 18).

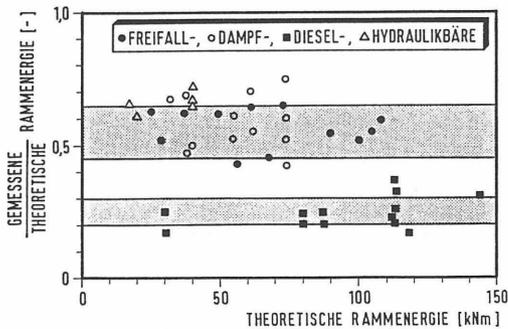


Bild 18: Wirkungsgrade verschiedener Rammhären (MESECK 1991)

Deutlich erkennbar ist der relativ kleine Wirkungsgrad der Dieselbären im Vergleich zu den Freifall-, Dampf- und Hydraulikbären. Bei dieser Beurteilung wurde allerdings das Rammfutter nicht berücksichtigt. Es hat, wie noch gezeigt wird, einen erheblichen Einfluss.

Die Untersuchung von WU et al. (1985) an sechs gleichartigen Dieselbären mit fast den gleichen Spezifikationen ergab, daß der Wirkungsgrad zwischen 57 % und 17 % variiert (alle Pfähle wurden mit dem gleichen Holzfutter gerammt). Daraus ergaben sich Unterschiede in den Rammwiderständen von 300 % bis 500 % für Pfähle in ähnlichen Böden. Auf die Eindringzeit für einen 30 m langen Pfahl bedeutete dies eine Steigerung von 1 Std. bis auf 3 - 5 Std. In einer weiteren Untersuchung stellte man sogar bei den gleichen Rammbartypen, nur mit anderen Seriennummern, unterschiedliche Wirkungsgrade fest.

Die verschiedenen Arten der Verluste an Effektivität sollen nicht weiter ausgeführt werden. Wichtig ist die Feststellung, daß selbst Rammhären, mit theoretisch gleicher Rammenergie, ihre Rammenergie mit unterschiedlicher Effektivität in den Pfahl abgeben.

Fallhöhe

Die Fallhöhe bestimmt in erster Linie die Geschwindigkeit, mit der das Rammgewicht auf das Rammfutter trifft. Die Dämpfungseigenschaften des Rammfutters bestimmen den Energieübergang zum Pfahl und somit die effektive Pfahlkopfgeschwindigkeit.

KRÄMER (1981) stellte in seinen Untersuchungen zu Sondierverfahren fest, daß die Fallhöhe und damit auch die Fallgeschwindigkeit keinen Einfluß auf den Sondierwiderstand hat. Inwieweit diese Aussage auch für größere Durchmesser gilt, wurde noch nicht eindeutig festgestellt.

Neben der Fallhöhe bestimmt auch das Rammgewicht die eingetragene Energie. Bei gleicher (theoretisch) Fallenergie, bewirkt das schwere Rammgewicht mit geringer Fallhöhe durch den Rammschlag immer eine geringere Spannung im Pfahl (FLEMING et al. 1985) als das leichte Rammgewicht mit großer Fallhöhe.

Rammgewicht

Zur Erreichung des optimalen Wirkungsgrades wird u.a. von STEGBAUER (1988), DIN 4026 (1975), EAU (1990) ein Gewichtsverhältnis Ramm- zu Pfahlgewicht von 1:1 bis 2:1 vorgeschlagen. Dieser optimale Wirkungsgrad bezieht sich aber immer nur auf die Ein-

dringengeschwindigkeit und nicht auf die eigentliche Aufgabe der Pfähle, Lasten abzutragen.

BERKOVITCH (1985) empfiehlt sogar unterschiedliche Gewichtsverhältnisse für verschiedene Pfahlmaterialien. Kleiner als 1:1 sollte das Gewichtsverhältnis für Stahlpfähle nicht sein. Für Betonpfähle ist ein Gewichtsverhältnis von 0,33 bis 0,5:1 ideal.

Wenn das Rammgewicht zu klein ist (HEALY, WELTMAN 1980), ist der Massen­trägheitsverlust (inertia loss) sehr groß und die Energie wird größtenteils zum kurzzeitigen elastischen Zusammenpressen des Pfahles verbraucht. Das kann im Einzelfall zur Zerstörung des Pfahlkopfes führen. In Bild 19 ist die Energieaufteilung bei verschiedenen Gewichts­verhältnissen dargestellt.

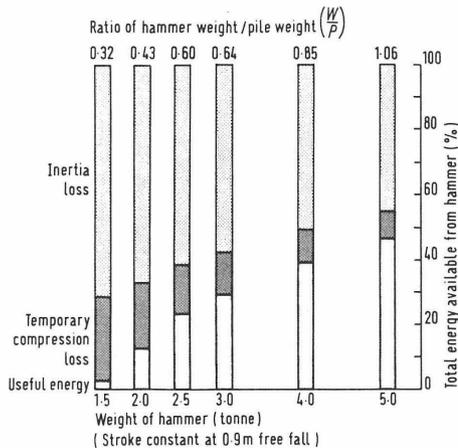


Bild 19: Energieaufteilung eines 15,2 m langen Betonpfahles (35 x 35 cm) während der Rammung mit verschiedenen Gewichten (nach PACKSHAW 1951)

Im Gegensatz zu BERKOVITCH (1985) ist deutlich zu erkennen, daß erst ab einem Gewichtsverhältnis von 1,06 fast 50 % der Energie zum Abteufen des Pfahles zur Verfügung stehen und damit der Rammvorgang wirtschaftlich wird. Bei kleineren Gewichtsverhältnissen geht der größte Teil der Energie für den Rammvorgang verloren. Aussagen über das Rammfutter liegen nicht vor.

KOTEN (1991) ermittelte, wie auch in der Norm angegeben, ein optimales Gewichtsverhältnis von 2:1. Ein noch größeres Verhältnis ist jedoch nicht mehr effektiv, da die Rammenergie nicht mehr voll übertragen werden kann.

YAMAGUCHI et al. (1985) stellten fest, daß Pfähle die mit doppelter Rammenergie abgeteuft wurden, eine 20 % - 40 % höhere Tragfähigkeit hatten als die anderen Pfähle. Ob die doppelte Rammenergie durch eine größere Fallhöhe oder ein größeres Rammgewicht in den Pfahl eingebracht wurde, fehlt in den Ausführungen ebenso wie die Angaben über die Gewichtsverhältnisse.

Im Gegensatz dazu erklärt BALTHAUS (1986), daß bei leichterem Rammgewicht eine höhere Tragfähigkeit in nichtbindigen Böden entstehen kann als beim Einsatz schwerer Rammgewichte. Durch die notwendige, längere Rammdauer kann sich um den Pfahl eine stärkere Verdichtung des Bodens entwickeln, die zu einem höheren horizontalen Erddruck und größeren aufnehmbaren Spitzendruck führt.

Rammfutter

Die Höhe der auf das Rammgut übertragenen Stoßkraft und die Zeitdauer des Stoßes werden sehr stark durch das Rammfutter beeinflusst (KÜMMEL 1980). Bei hartem Bongossiholz ist die Dämpfung geringer als bei weichem Eschenholz (STEGBAUER 1988).

Zwischen Pfahl und Rammbar befindet sich neben dem Rammfutter noch die Rammhaube und die Rammplatte. Zur Veranschaulichung ist in Bild 20 ein typischer Aufbau dargestellt.

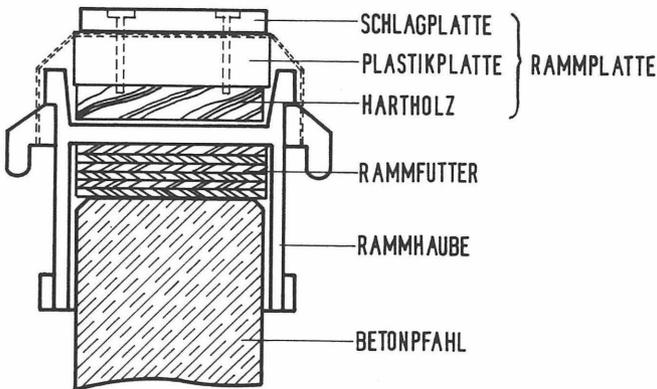


Bild 20: Rammfutter, Rammhaube und Rammplatte zwischen Pfahl und Rammbar

Alle drei Elemente zusammen erfüllen folgende Aufgaben:

- Ausgleich unterschiedlicher Abmessungen von Rammbar und Pfahl
- Beeinflussung des Kraft-Zeit-Verhaltens der Stoßwelle durch die Gesamtsteifigkeit
- Schutz des Pfahles vor schädigenden Druck- und Zugspannungen
- Gleichmäßige Verteilung des Rammschlages über den Pfahlkopf

Nach KOTEN (1991) muß das Rammfutter die Energie zwischen Rammbar und Pfahl wie eine Feder ohne Dämpfung übertragen. Dabei soll es Energieverluste oder Erwärmung der Rammhaube verhindern. Optimales Rammen ist dann erreicht, wenn eine maximale Pfahleindringung durch den Rammschlag entsteht, ohne den Pfahl zu schädigen. Der maximale Energieübergang zur Erfüllung dieser Bedingung ist dann erreicht, wenn das Verhältnis der Impedanzen (siehe Seite 33) von Rammhaube, -futter und Pfahl zwischen 1 und 3 ist. Innerhalb dieser Grenzen entstehen kaum Energieverluste.

Sehr anschaulich wird der Einfluß des Rammfutters auf das Rammverhalten von Pfählen, wenn während des Abteufens das Rammfutter ausgewechselt werden muß. Ein normales Holzfutter hält nur ca. 1.000 bis 2.000 Rammschläge aus und muß erneuert werden (Bild 21).

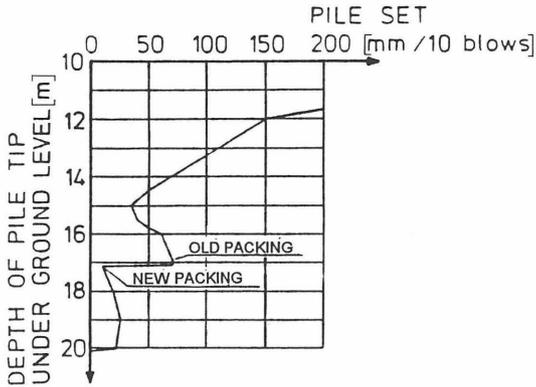


Bild 21: Reduzierung der Pfahlsetzung pro 10 Schläge durch ein neues Rammfutter (HELLMAN, LARSSON 1976)

Das neue Rammfutter besteht meistens aus frischem Holz, das noch sehr weich ist. Entsprechend reduziert sich der mögliche Energieübergang im Kraft-Zeit-Verlauf und bewirkt längere Schlagzeiten und sehr viele kleinere Amplituden. Je mehr Rammschläge ein Rammfutter erhalten hat, desto mehr wird es zusammengedrückt und vergrößert seine Steifigkeit. Der ständige Wechsel der Steifigkeit des Rammfutters erschwert auch die Berechnung der Tragfähigkeit durch Rammformeln (BROMS 1980).

HELLMAN, LARSSON (1976) schlagen aufgrund ihrer Analyse der Veröffentlichungen über Rammfuttoreinflüsse auf Pfahlspannungen und Eindringgeschwindigkeit eine optimale Form der Schlagkurve vor. So wie in Bild 22 dargestellt, sollte die Rammenergie in den Pfahlkopf eingeleitet werden.

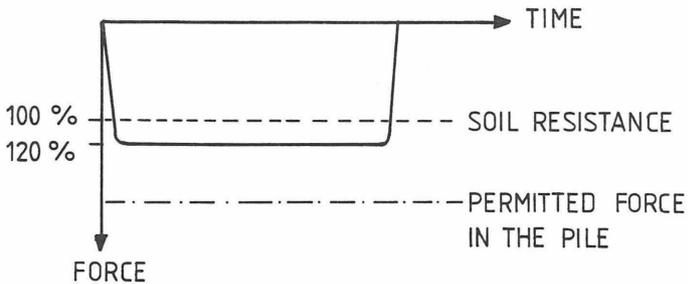


Bild 22: Theoretischer optimaler Verlauf der Schlagkurve mit der Zeit (nach HELLMAN, LARSSON 1976)

Wie in Bild 22 zu erkennen ist, sollte ein schnelles Ansteigen der Kraft bis ca. 120 % des Bodewiderstandes erfolgen und anschließend über einen längeren Zeitraum konstant gehalten werden.

Ähnlich wie beim Rammgewicht bezieht sich "optimal" nur auf die inneren Spannungen sowie die Eindringgeschwindigkeit und nicht auf die Tragfähigkeit.

Energieübertragung

Die Energie, die am Pfahlkopf eingeleitet wird, muß mindestens so groß sein, daß der Bodewiderstand am Pfahlmantel und Pfahlfuß überwunden werden kann. Allerdings darf die in den Pfahl eingetragene Energie auch nicht so groß sein, daß die Grenzwerte der inneren Tragfähigkeit überschritten werden.

Interessant sind in diesem Zusammenhang die Erkenntnisse von KERISEL, SIMONS (1962). Bei 60 m langen, hohlen Spannbeton-Fertigpfählen mit einem Außendurchmesser von $D = 91$ cm und $D = 135$ cm stellten sie fest, daß weniger die in den Fertigbetonpfahl zu übertragende Rammenergie, als die absolute Zahl der Rammschläge zu Zerstörungen des Pfahles führt:

1.200 - 1.500 Rammschläge	→	ohne Schäden
> 1.500 Rammschläge	→	vereinzelte Schäden
> 2.000 Rammschläge	→	fast immer Schäden

Die Möglichkeit des Pfahles, Energie in den Boden zu übertragen, wird durch seine Impedanz I bestimmt (MASSARSCH 1992).

$$I = \frac{E \cdot A}{C} \quad [\text{kNs/m}]$$

E = Elastizitätsmodul [kN/m^2]

A = Fläche [m^2]

C = Wellengeschwindigkeit [m/s]

$C = \sqrt{E / \rho}$ [m/s]

ρ = Dichte [kN/m^3]

Die Impedanz limitiert die übertragbare Kraft des Pfahles in den Boden, unabhängig von der Energie, die auf den Pfahlkopf wirkt. Pfähle mit den gleichen äußeren Dimensionen, die aber aus unterschiedlichem Material bestehen, haben stark variierende Impedanzwerte. Z.B. ist die Impedanz eines Stahlpfahles fast zehnmal größer als die eines Holzpfahles mit den gleichen Abmessungen.

Auch SCHWAB, BHATIA (1985) stellten fest, je größer die Impedanz eines Pfahls, desto größer der Anteil an Energie, die zum eigentlichen Eintreiben des Pfahles aufgewendet werden kann und desto kleiner die Energie, die Schwingungen durch das Rammen im umliegenden Boden hervorruft. Das bedeutet, daß nicht nur die äußeren Dimensionen und das Pfahlmaterial, sondern auch die innere Geometrie des Pfahls berücksichtigt werden muß. Denn ein massiver Stahlpfahl hat eine sehr viel größere Impedanz als ein hohles Stahlrohr mit gleichem Außendurchmesser.

Erkennbar wird die reduzierte Möglichkeit zur Energieübertragung in den Boden bei Pfählen mit höherer Impedanz durch Schwingungsmessungen auf der Geländeoberkante während des Rammens.

In Bild 23 ist der Einfluß der Impedanz auf die Verstärkung der Bodenschwingungen während der Pfahlrammung gezeigt. Dabei wurde der Verstärkungsfaktor bei der Impedanz von 2000 kNs/m als 1 angesetzt.

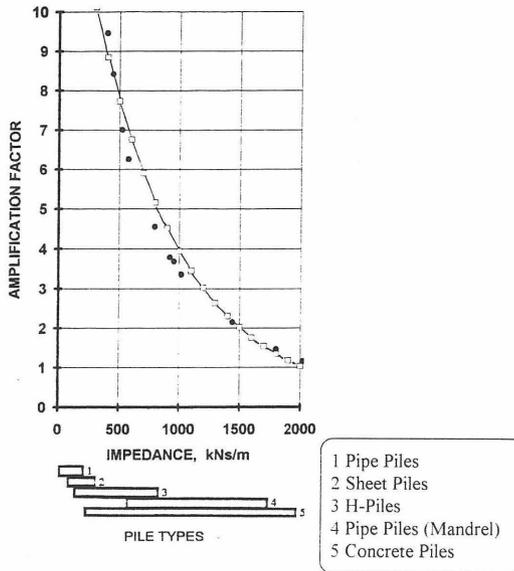


Bild 23: Einfluß der Pfahlimpedanz auf die Verstärkung der Bodenschwingungen (MASSARSCH 1992)

Bei einer Reduzierung der Pfahlimpedanz von z.B. 2000 auf 500 kNs/m nehmen die Bodenschwingungen - bei sonst gleichen Bedingungen - um den Faktor 8 zu.

Pfähle mit gleichem Durchmesser aber anderer Impedanz müßten aufgrund unterschiedlicher Bodenschwingungen auch ein anderes Tragverhalten aufweisen. Dies sollte beim Vergleichen von Pfahlversuchen berücksichtigt werden.

Die Verdrängung des Bodens durch den eingetriebenen Pfahl erzeugt plastische und elastische Verformungen. In einem Abstand von ca. einem Pfahldurchmesser breitet sich der größte Teil der Energie in Form von elastischen Wellen aus. Neben den Kompressions(P)- und Scher(S)-Wellen entstehen Rayleigh- und Lovewellen, die sich mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten, Energieanteilen und Richtungen im Boden ausbreiten (Bild 24).

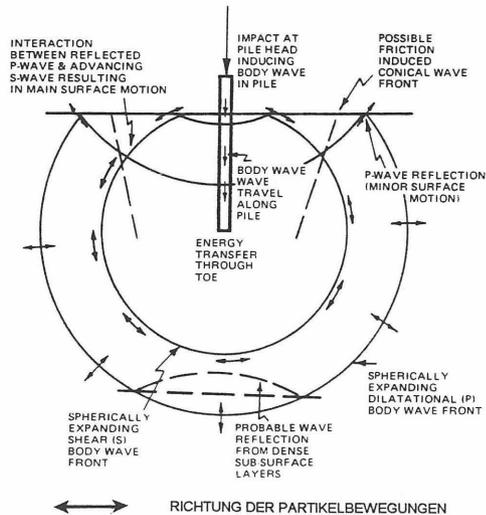


Bild 24: Wellenausbreitung im Boden, durch vertikales Rammen eines Pfahles (ATTEWELL, FARMER 1973)

Auf die einzelnen Arten der elastischen Wellen kann hier nicht eingegangen werden.

Wichtig ist die Erkenntnis aus Bild 24, daß das vertikale Rammen sowohl vertikale als auch horizontale Bodenschwingungen erzeugen kann. Inwieweit die Wellenarten und die Richtungen der Bodenschwingungen einen Einfluß auf die Verdichtung des Bodens und auf das Tragverhalten haben, ist nur in Ansätzen bekannt.

2.2.2.3 Vibrationspfähle

Die Idee, einen Pfahl mit Hilfe eines Vibrators in den Boden zu treiben, entstand ca. 1930. Der erste erfolgreiche Einsatz eines niederfrequenten Vibrators erfolgte beim Bau des Gorky Wasserkraftwerkes in der Sowjetunion 1949 (SCHMID 1970). Anschließend folgten weltweit viele weitere Entwicklungen, deren Ende noch nicht abzusehen ist.

Die Vorteile der Vibratoren gegenüber den Rammhären liegen in der

- Einbringgeschwindigkeit:
Bei bestimmten Bodenbedingungen können die Vibratoren einen Pfahl ca. zehnmals schneller als die Rammhären in den Boden einbringen (SCHMID 1970);
- Geringeren Lärm- und Erschütterungsentwicklung:
Dieser Aspekt wird im Rahmen der zunehmenden Sensibilisierung für die Umwelt gerade im innerstädtischen Bereich immer wichtiger. Der wahrnehmbare Unterschied der Geräuschstärke im Vergleich zu den Rammgeräten beträgt ca. 35 dB (BOGUTH 1973 II). Sollten in angrenzenden Gebäuden Resonanzschwingungen auftreten, genügen meistens geringe Frequenzänderungen, um diese weitgehend zu vermeiden;
- Geringere Belastung für den Pfahl bezüglich der inneren Spannungen;
- Sehr einfachen und komfortablen Bedienung.

Als Nachteile sind die relativ hohen Kosten der komplizierten Maschinen aufzuführen, und daß sie nicht in allen Bodenarten einsetzbar sind.

Effektiv einsetzbar sind die Vibratoren in

- Kiesen und Sanden mit runder Kornform, in lockerer bis mitteldichter Lagerung und im Grundwasser.

Besonders kritisch sind

- Trockene Böden, Kiese und Sande mit kantiger Kornform.

Das Grundprinzip des Vibrators besteht darin, daß während des Vibrierens die Scherfestigkeiten des Bodens drastisch reduziert werden, die Mantelreibung damit fast aufgehoben ist und der größte Teil der dynamischen Kraft zum Überwinden des Fußwiderstandes eingesetzt wird. Der Pfahl sinkt praktisch durch sein Eigengewicht in den Boden.

Die Effektivität des Vibrationserfolges liegt in der Anpassung der vier Kenngrößen (KÜHN 1974)

- Frequenz (Drehzahl)
- Amplitude
- Beschleunigung
- Fliehkraft (Erregerkraft)

an Pfahl, Bär und Boden, wie in Bild 25 dargestellt.

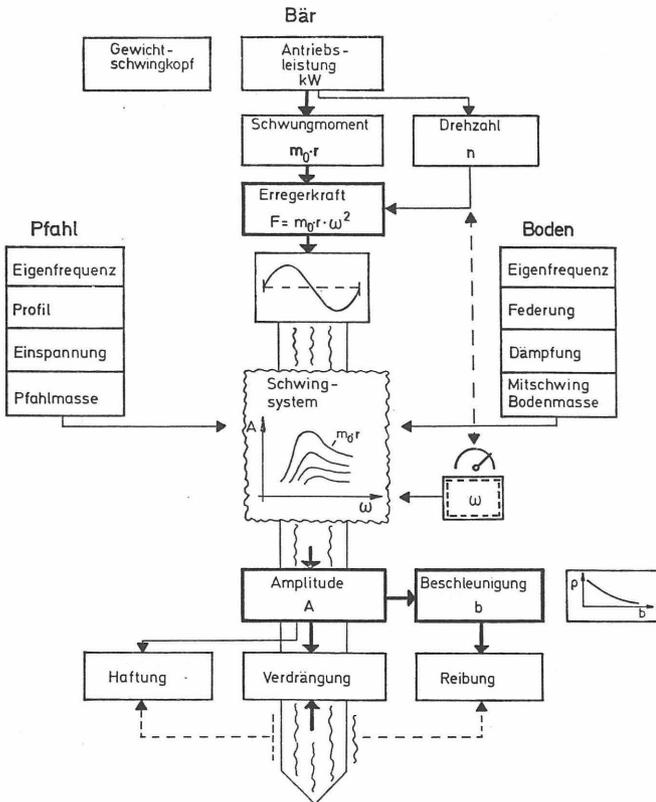


Bild 25: Die Wirkgrößen der Vibrationsrammung (KÜHN 1978)

Frequenz

Als Frequenz bezeichnet man die Anzahl der vertikalen Schwingungen pro Sekunde, die ein Vibrator erzeugt. Der Vibrator besteht im allgemeinen aus zwei gegenläufigen Scheiben, an denen exzentrisch Gewichte befestigt sind. Durch die gemeinsame Kreisbewegung entsteht eine einachsiale, vertikale Schwingung (Bild 26).

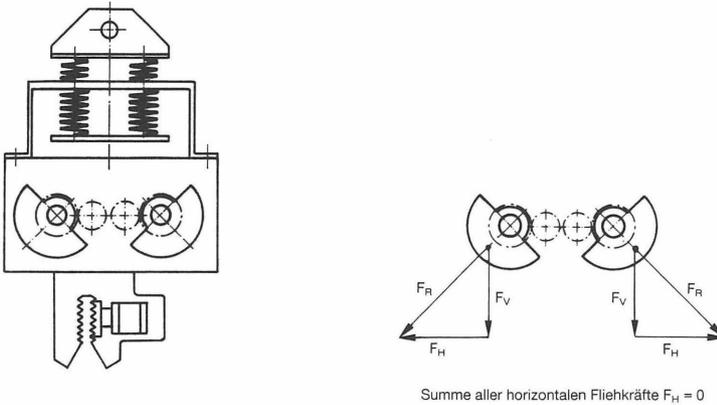


Bild 26: Erzeugung einer einachsialen, vertikalen Schwingung (MÜLLER 1993)

Die einzelnen schwingenden Komponenten des Vibrierens

Vibrator	→	Schwingungserreger
Pfahl	→	Federung
Boden	→	Dämpfung

erzeugen eine nur schwer berechenbare Frequenz des Gesamtsystems. Erreicht diese die Eigenfrequenz des Bodens, wird die Amplitude am größten. Dann ist auch die Wirkung des Vibrationsbären am größten (KÜHN 1978).

Im Bild 27 sind die Eigenfrequenzen verschiedener Böden zusammengestellt. Durch den Einbringvorgang verändern sich diese ständig, da sie stark von der Lagerungsdichte abhängen, die

durch den Vibrationsvorgang bis zu einer gewissen Grenze kontinuierlich zunimmt.

	Hz.
Moorboden	10 – 13
Mittelsand	15 – 18
Lehmiger Sand	21 – 23
Lehm, feucht	20,5
Lehm, trocken	21,5
Sand, fest gelagert	28
Ton	30 – 34
Feinsand	31
Lehmmergel	32,5
Mittelsand, fest	33
Sand, tonig	37 – 44
Kies + Sand, dicht	30
Schluffsand	19,3
Löß, trocken	23,5
Schotter	63

Bild 27: Eigenfrequenz verschiedener Böden (KÜHN 1980)

Amplitude

Als Amplitude bezeichnet man die Länge des Weges, die das Rammgut während eines Schwingvorgangs aus seiner Ruhelage nach oben und unten zurücklegt. Sie erzeugt eine ständige Vertikalbewegung, die unter dem Einfluß des Vibrator- und Pfählgewichts das Rammgut immer stärker in den Boden treibt (KÜHN 1980). Sie sollte daher möglichst groß (mindestens 5 - 6 mm) sein, um eine gute Rammwirkung zu erzeugen. Bei kleineren Amplituden besteht die Gefahr, daß der Boden die Lageveränderung durch elastische Verformung "auffängt" und es nicht zu einer Relativbewegung zwischen Rammgut und Boden kommt. Dann wäre auch kein Rammfortschritt zu verzeichnen.

Beschleunigung

Die Beschleunigung des Rammguts wirkt auf das Korngerüst des umgebenden Bodens. Mit wachsender Beschleunigung nimmt, bei gleichzeitiger Verflüssigung, die innere Reibung des Korngerüsts bis auf ca. 1/5 des Ruhewerts ab. In dichtgelagerten Böden ist eine hohe Beschleunigung nicht sehr effektiv, da die Bodenteilchen sich aufgrund der kompakten Lagerung nicht mehr bewegen können (KÜHN 1980).

Mit der Beschleunigung kann die Mantelreibung reduziert werden (wichtig für das Ziehen von Pfählen), während eine große Amplitude zum Überwinden des Spitzendrucks notwendig ist.

Fliehkraft

Die "integrierende" Kenngröße für den Vibrationsbären ist die Fliehkraft, die vom Schwungmoment (Exzentermasse mal Hebelarm) und der Drehzahl (Frequenz) abhängt (KÜHN 1978). Sie beeinflusst maßgeblich die für den Einbringvorgang des Pfahles wichtigen Kenngrößen: Amplitude und Beschleunigung. Die Fliehkraft muß größer sein als die Widerstandskraft des Rammkörpers, sonst entsteht keine Relativbewegung zwischen Pfahl und Boden und damit keine Verflüssigung, die die Mantelreibung reduziert.

Im folgenden werden kurz die Verflüssigung, die Rütteldauer und die Energieübertragung erläutert, die ebenfalls die Eindringgeschwindigkeit und Tragfähigkeit des Pfahles entscheidend beeinflussen können.

Verflüssigung

Durch die kontinuierliche Erregung des Bodens um den Pfahl, vor allem vor der Pfahlspitze, wird der Verband der Bodenteilchen gelockert und durch die hohen Porenwasserdrücke (Kapitel 2.1.5) verflüssigt. Es besteht eine direkte Abhängigkeit zwischen der Größe der Verflüssigung und der Amplitude. In der Nähe des Pfahles entsteht eine "Newtonsche" Flüssigkeit, während weiter entfernt der Sand sich durch die Dämpfung der Wegamplitude wie eine "Binghamsche" Flüssigkeit verhält (POTEUR 1971). "Newtonsche" Flüssigkeiten (wie z.B. Wasser) können keine Scherkräfte aufnehmen, während "Binghamsche" Flüssigkeiten (wie z.B. Suspensionen) Scherkräfte aufnehmen können.

Rütteldauer

Bei der Variation der Rütteldauer des Tiefenrüttlers wurde bei keiner Parameterkonstellation eine Grenze erreicht, deren Überschreitung auf die Verdichtung negativ gewirkt hätte (POTEUR 1971). In Bild 28 ist die Lagerungsdichte, ausgedrückt durch die Schlagzahlen der leichten Rammsonde, in verschiedenen Abständen vom Pfahl und bei unterschiedlicher Rütteldauer dargestellt.

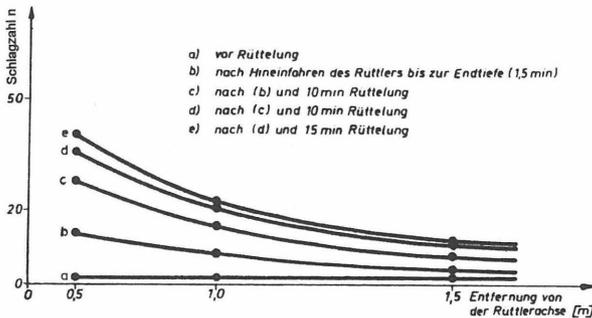


Bild 28: Einfluß der Rütteldauer auf die Schlagzahl (Lagerungsdichte) in verschiedenen Abständen vom Pfahl (POTEUR 1971)

Das Bild 28 belegt, je länger gerüttelt wird und je geringer die Entfernung von der Rüttelachse ist, desto höher wird die sich einstellende Lagerungsdichte sein. Genauere Angaben zur Frequenz dieser Rüttelung und der Resonanzfrequenz des Bodens wurden nicht gegeben.

Energieübertragung

Die Energieübertragung vom Vibrator zum Pfahl ist - anders als bei den Rammpfählen - verlustfrei, da der Vibrator den Pfahlkopf mit einer Klemmeinrichtung festhält. Nur so sind die zyklischen Druck-/Zugbelastungen zu übertragen.

Die sich nach dem Vibrieren einstellende Tragfähigkeit ist daher nur vom möglichen Energieübergang zwischen Pfahl und Boden abhängig. Wie in Bild 29 zu erkennen, ist die Steigung der

Geraden, die die Reibungswerte für einen Pfahl, der mit der höchsten Energie (Stromstärke: 2,0 Ampere) einvibriert wurde, am geringsten. Bei hoher Energieübertragung wird nur ein geringer Reibungskoeffizient μ und damit eine geringe Mantelreibung erzeugt.

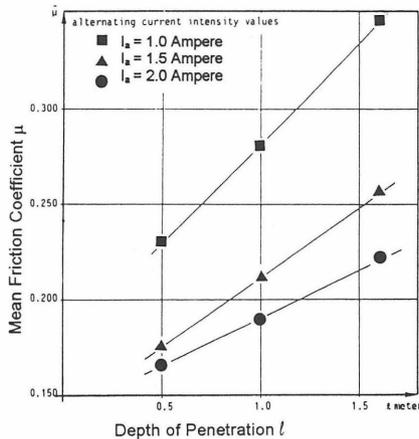


Bild 29: Reibungskoeffizient μ in Abhängigkeit von der Tiefe und der aufgebrachtten Energie (BILLET, SIEFFERT 1989)

Die Art der Energieübertragung, vor allem die bei diesen Versuchen eingesetzten Vibrationsfrequenzen und die Resonanzfrequenz des Bodens, wurden nicht angegeben. Die eigenen Versuche werden zeigen, daß diese Angaben wichtig für die Analyse der Ergebnisse sind.

Die Vibration hebt die Korn-zu-Korn-Reibung des rolligen Materials vorübergehend praktisch auf. Insbesondere wird während der Vibration durch die Beschleunigung der innere Reibungswinkel stark reduziert. Durch diese Beschleunigung werden die einzelnen Sandkörner angeregt, sich in eine stabile Konfiguration - unter Schwerkraft und statischer Spannung - umzulagern (TOKUE 1976).

YOU (1970) berichtet von einer Grenzbeschleunigung, die sich aber nach jeder Einwirkung neu verschiebt, d.h. weitere Umlagerungen kommen nur vor, wenn die neue Beschleunigung größer als die vorherige ist. Ist sie aber kleiner, wird die Kornstruktur nicht verändert. Er erklärt dies Verhalten damit, daß es für jedes granulare System eine maximale und eine minimale Porenzahl gibt, die mit der lockersten und dichtesten Lagerung korrespondiert.

Stabilität kann bei jeder Porenzahl zwischen den beiden Extremen vorkommen, da interne Verkantungen und die Reibung zwischen den Sandpartikel eine Energiebarriere aufbauen, die spontane Bewegungen in eine dichtere Lagerung verhindert. Zusammenfassend kommt er zu dem Schluß, daß jede Neuorientierung der Sandpartikel (innerhalb des granularen Systems) eine Überschreitung dieser Energiebarrieren im System erfordert, ungeachtet der Tatsache, ob das totale Volumen zunimmt, abnimmt oder gleichbleibt.

Aus den Erkenntnissen der Untersuchungen zur Bodenverdichtung ist bekannt, daß der beste Verdichtungseffekt erreicht wird, wenn das Verdichtungsgerät im Resonanzfrequenzbereich des Bodens arbeitet (FLOSS (1978), SIMONS, KAHL (1987), MASSARSCH, HEPPEL (1991)). Dann erhöht sich, wie in Bild 30 dargestellt, der Verstärkungsfaktor V . Er stellt die Vergrößerung der Schwingungen in Abhängigkeit von der Dämpfung D und dem Frequenzverhältnis β zwischen Erreger- und Resonanzfrequenz dar.

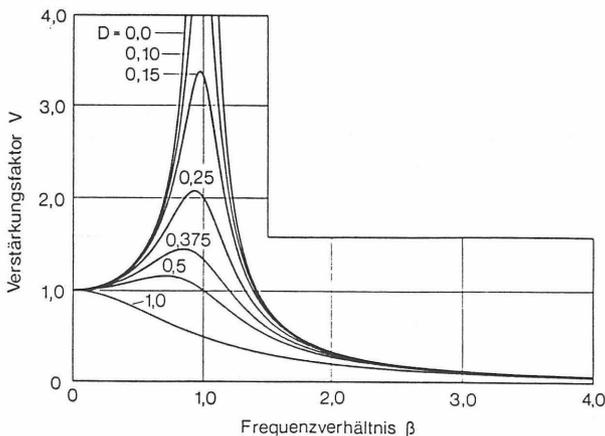


Bild 30: Verstärkungsfaktor V in Abhängigkeit vom Frequenzverhältnis β zwischen Erreger- und Resonanzfrequenz und der Dämpfung D (STUDER, ZIEGLER 1986)

Hieraus ist zu schließen, daß der beste Energieübergang bei der Resonanzfrequenz (= Eigenfrequenz des Bodens) stattfindet. Weitere Erläuterungen erfolgen bei der Auswertung der eigenen Versuche in Kapitel 3.3.

KÜHN (1980) beobachtete eine nicht gewollte Auflockerung des Korngerüstes bei längerer Vibration im Resonanzbereich. Damit widersprechen seine Ergebnisse denen von POTEUR (1971). Eventuell ist auch die Zeitdauer entscheidend für eine optimale Energieübertragung.

Vertikalbelastungen

Der größte Teil der Veröffentlichungen über Vibrationspfähle bezieht sich nur auf die Eindringgeschwindigkeit und nicht auf die Tragfähigkeit. Dabei werden fast alle vibrierten Pfähle und auch zunehmend die häufig einvibrierten Spundbohlen für Baugrubenwände vertikal hoch belastet, besonders wenn sie später ins Bauwerk integriert werden sollen. Der Untersuchungsbedarf bezüglich der Tragfähigkeit ist daher gegeben.

Wie schon in Kapitel 2.2.2.1 erläutert, hat MAZURKIEWICZ (1986) an geramnten und vibrierten Stahlbetonpfählen festgestellt, daß die Tragfähigkeit vibrierter Pfähle durchschnittlich nur ca. 60 % der Tragfähigkeit von geramnten Pfählen entspricht. VIPULANANDAN et al. (1990) stellten bei 65 % relativer Lagerungsdichte eine durchschnittlich 25 % höhere Mantelreibung und einen ca. 15 % höheren Spitzendruck als beim vibrierten Pfahl fest. Nur bei sehr dichter Lagerung ist die Tragfähigkeit vibrierter Pfähle größer. Diese Ergebnisse werden von O'NEILL et al. (1990) bestätigt.

Wichtig ist die Feststellung aller genannten Autoren, daß sich der Tragfähigkeitsunterschied auch über einen größeren Zeitraum nicht durch eventuell auftretende unterschiedlich entwickelte Festwachseffekte der Pfähle änderte.

Wird der vibrierte Pfahl anschließend ca. 3 m zusätzlich gerammt, entspricht die Tragfähigkeit der eines geramnten Pfahles (MAZURKIEWICZ 1986).

MOSHER (1987) führte ebenfalls vergleichende Untersuchungen an offenen Stahlrohren durch. In Bild 31 sind die Ergebnisse von vibrierten und geramnten Druck- und Zugpfählen zusammengestellt.

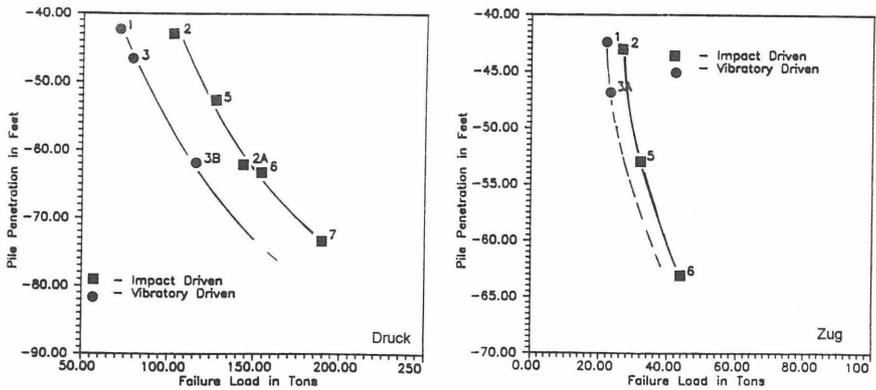


Bild 31: Vergleich der Tragfähigkeiten von vibrierten und gerammten Druck- und Zugpfählen (MOSHER 1987)

Genauere Angaben über die Vibrationsfrequenz und die Resonanzfrequenz des Bodens wurden nicht angegeben. Die Unterschiede in den Tragfähigkeiten blieben auch über die Zeit bestehen. Eine mögliche Erklärung für die geringere Tragfähigkeit vibrierter Pfähle ist die geringere Verdichtung am Pfahlfuß, die zu verminderter Spitzendruckkraft führt. Aus Bild 31 ist beim Vergleich der Abstände der Last-Setzungslinien vibrierter und gerammter Pfähle zu erkennen, daß bei Zugpfählen (nur Mantelreibung) die Differenz der aktivierten Zugkraft nicht sehr groß ist. Der Unterschied bei den Druckpfählen wird also im wesentlichen durch den Spitzendruck verursacht.

Ein zusätzlicher Hinweis für die Annahme des geringeren Spitzendrucks bei vibrierten Pfählen ist auch die Tatsache, daß Vibrationspfähle, die nachgerammt werden, die gleichen Tragfähigkeiten erreichen, wie Pfähle die von Anfang an gerammt werden.

2.2.3 Bohrpfähle

WEINHOLD (1977) bestätigt, daß bis zur Mitte der siebziger Jahre darauf verzichtet wurde, bei der wissenschaftlichen Betrachtung der Tragfähigkeit von Bohrpfählen, herstelltechnische Einflüsse mit zu berücksichtigen. Er selbst ist aber der Meinung, daß gerade bei überdurch-

schnittlichen Schwierigkeiten (große Durchmesser, besondere Tiefenlagen, fließgefährdete nichtbindige Böden) die Tragfähigkeit in einem viel größeren Ausmaß durch die herstellbedingten Faktoren beeinflusst wird, als allgemein bekannt ist.

An einem konkreten Untersuchungsprogramm kann GÜNTHER (1983) belegen, daß die Bodenverhältnisse nicht als Ursache für die beobachteten Unterschiede im Tragverhalten anzuführen sind, da der Untergrund gleichwertig war. Vielmehr müssen es die Unsicherheiten bei der Pfahlherstellung sein, deren Einfluß auf das Tragverhalten des Einzelpfahles stärker ist als alle anderen Bedingungen. Als mögliche Ursachen kommen u.a. eine aufgelockerte Bohrlochsohle und ein Absetzen von Schwebstoffen auf der Bohrlochsohle in Frage.

Die von BEGEMAN (1976), WEISS, HANACK (1983) und DE BEER (1988) durchgeführten Drucksondierungen vor und nach der Bohrpfahlherstellung deuten auf eine Abnahme der Festigkeitseigenschaften des Bodens hin. Diese Reduzierung wird auf eine durch den Bohrvorgang verursachte Auflockerung des Bodens zurückgeführt. Auch QUAST (1993) konnte eine deutliche Abnahme des Spitzendrucks nach der Bohrpfahlherstellung feststellen (Bild 32).

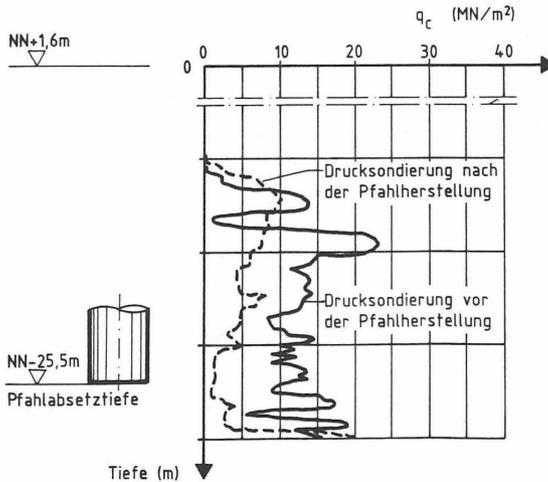


Bild 32: Drucksondierungsergebnisse vor und nach der Bohrpfahlherstellung (QUAST 1993)

STOCKER (1980) kommt zusammenfassend zu dem Ergebnis, daß eine gewisse Auflockerung der Bohrlochsohle bzw. Entspannung derselben offensichtlich selbst bei sorgfältiger Herstellung nicht zu vermeiden ist.

WEINHOLD (1977) bezeichnet das Durchflußverhältnis Bohrwerkzeug/Verrohrung (siehe auch Kapitel 3.5.3.2) als wichtigstes Qualitätskriterium für die Vermeidung schädlicher Sogwirkungen, die zu Auflockerungen führen können. Um eine Entspannung der Bodenschichten auszuschließen, empfiehlt MARTIN (1977) das Vordrücken der Verrohrung um bis zu 3 m.

Weiterhin berichtet WEINHOLD (1977) von einer Baustelle, auf der Erschütterungsmessungen während der Herstellung verrohrter Pfahlbohrungen in ca. 15 m Tiefe durchgeführt wurden. An der Innenschale einer naheliegenden Tunnelröhre wurden in horizontaler Richtung eine maximale Schwinggeschwindigkeit von 4 mm/s und in vertikaler Richtung von maximal 0,8 mm/s registriert. Diese Ergebnisse verdeutlichen, daß die Bodenstruktur um den Pfahlschaft nicht nur durch Auflockerungen, sondern auch durch Erschütterungen verändert werden kann.

Sehr interessante Versuche mit eingedrückten, eingegrabenen und gebohrten Modellpfählen haben ABOUTAHA et al. (1993) vorgestellt. Die Herstellung der gebohrten Modellpfähle erfolgte durch Eindringen eines unten offenen Stahlrohrs. Anschließend wurde der innerhalb des Stahlrohrs vorhandene Sand abgesaugt und ein mit Spannungsaufnehmern bestückter Fertigpfahl eingestellt (Bild 33).

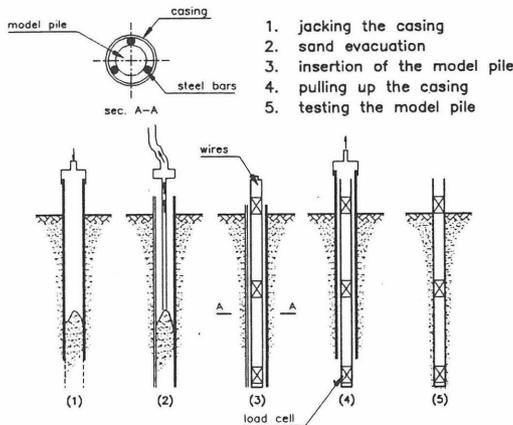


Bild 33: Herstellung eines Modellbohrpfahls (ABOUTAHA et al. 1993)

Durch das Ziehen der Verrohrung ließ man im freiwerdenden Ringraum zwischen Außenseite Verrohrung und Pfahloberfläche eine lokale Entspannung des Sandes dicht am Pfahl zu. Durch

die Möglichkeit, die Bodenspannungen am Rand des Modellstandes und direkt am Pfahl zu messen, ergaben sich interessante Ergebnisse, die zumindest tendenziell auch in-situ eintreten können.

Die Ergebnisse zeigten, daß durch das Eindringen der Verrohrung eine Verdichtung im Boden aufgetreten ist, die auch nach dem Ziehen der Verrohrung nicht abgebaut wurde. Die relativ kleine Tragfähigkeit des Modellpfahls wird durch die Sandbewegung zum Pfahl während des Ziehens der Verrohrung erklärt. Das bedeutet, daß die Bodenparameter des sehr dicht am Pfahl befindlichen Sandes die Mantelreibung von Bohrpfählen bestimmen. So wie im Modell wird kein Bohrpfahl hergestellt, trotzdem sind die grundsätzlichen Erkenntnisse auf die in-situ-Verhältnisse übertragbar.

In Bild 34 wird deutlich, daß durch größere Innendurchmesser der Verrohrung $d_a = 45, 50$ und 60 mm beim gleichbleibenden Pfahldurchmesser von $d = 42$ mm, mehr Sand aufgelockert wird und das Tragverhalten sich weiter verschlechtert.

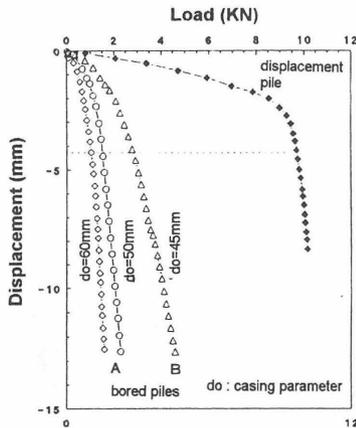


Bild 34: Last-Setzungslinien verschiedener hergestellter Pfähle (nach ABOUTAHA et al. 1993)

Wie auch schon andere Autoren früher, stellten ABOUTAHA et al. (1993) fest, daß die Mantelreibung bei Verdrängungspfählen sehr stark von der Ausgangslagerungsdichte abhängt. Die Mantelreibung bei den Bohrpfählen ist dagegen nicht so stark von der anfänglichen Lagerungsdichte abhängig. Je nach Größe der Sandbewegung kann sich auch der aktive Erd- druck entwickeln, der zu einer reduzierten Mantelreibung führt.

Verrohrung

Bei nichtstandfesten, wasserführenden Böden muß eine Verrohrung zur Bohrlochsicherung und zur Führung der Bohrwerkzeuge mitgeführt werden. Die Verrohrung wird am häufigsten durch eine oszillierende, hydraulisch angetriebene Verrohrungsmaschine abgeteuft. Wichtig ist die ständige Bewegung der gesamten Verrohrung, da die Mantelreibung dann nur ca. 40 % - 60 % der Mantelreibung während der Ruhe beträgt (KÜHN, SCHULER 1977).

Gelöst und ausgehoben wird der innerhalb der Verrohrung befindliche Boden durch Bohreimer oder Schnecken. Dabei ist darauf zu achten, daß die Unterkante der Verrohrung immer mindestens einen halben Pfahldurchmesser tiefer ist als die Unterkante des Bohreimers (Voreilung), um so eine Sicherheit gegenüber dem Einspülen von Sand während des Ziehens des Bohreimers zu erhalten (DIN 4014 Abs. 6.2.2).

Die bei der Herstellung von Pfählen unterhalb des Grundwasserspiegels im Wasser schwebenden kleinsten Sand- und Schluffpartikel setzen sich auf der Bohrlochsohle ab. Innerhalb kurzer Zeit können diese Bohrrückstände mehrere 10 cm dick sein (ENDO 1977). Sie müssen kurz vor dem Betonieren unbedingt vorsichtig entfernt werden, da sonst der Pfahlfuß - durch den weichen Untergrund - kaum Spitzendrucke abtragen kann.

Auflockerungen

In nichtbindigen Böden ist eine Auflockerung der Pfahlsohle, selbst bei sorgfältigster Herstellung, kaum zu vermeiden (STOCKER 1980, FLEMING et al. 1985, FEDA 1986). Im wesentlichen sind dafür zwei Aspekte verantwortlich:

- Die Entspannung der Pfahlsohle infolge der Entlastung durch den Bodenaushub und der reduzierten räumlichen Gewölbewirkung bei größerem Durchmesser. WALLAYS (1977) gibt für einen Pfahl mit einem Durchmesser von $D = 125$ cm eine Entspannung auf fast die Hälfte der ursprünglichen Spannung an, während bei einem Pfahl mit $D = 50$ cm kaum eine Entspannung festzustellen war.
- Die aufwärts gerichtete Wasserströmung, die kleine Sandpartikel löst oder im schlimmsten Fall zu einem hydraulischen Grundbruch führt. Hervorgerufen wird diese Wasserströmung durch den relativen Wasserunterdruck innerhalb der Verrohrung, der durch das Hochziehen des Bohreimers sowie durch Wasserspiegelabfall beim Heraus-

ziehen des Bohreimers entsteht. Eine Auflockerung kann auch entstehen, wenn beim Übergang Ton - Sand auf artesisch gespanntes Grundwasser gestoßen wird (SOMMER 1979).

Da die genannten Aspekte theoretisch während jedes Ziehvorgangs des Bohreimers auftreten können (bis auf den Fall des artesisch gespannten Grundwassers) und nicht immer davon auszugehen ist, daß diese Auflockerungen auf den Boden innerhalb der Verrohrung begrenzt bleiben, kann auch der sich außerhalb der Verrohrung befindende Boden aufgelockert werden. Die eigenen Versuche werden die Größenordnungen und die Konsequenzen dieser Auflockerungen untersuchen.

Hydraulischer Grundbruch

Wie eben beschrieben, können Wasserströmungen in der Bohrlochsohle durch unterschiedliche Wasserdrücke innerhalb und außerhalb der Verrohrung entstehen. Mit jeder Wasserströmung können Bodenteilchen gelöst und transportiert werden.

WITTMANN (1980) teilt die Erscheinungsformen der hydraulisch bedingten Bodenumlagerungen, die in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit entstehen, auf in:

- Erosion
- Suffosion
- Kolmation
- hydraulischer Grundbruch

Erosion ist vorhanden, wenn Sandpartikel an einer Sickerwasseraustrittsfläche allmählich fortgespült werden, so daß der Bodenkörper Volumen verliert.

Suffosion tritt auf, wenn aus dem Boden nur die feineren Kornfraktionen vom strömenden Wasser ausgespült werden. Das Grobskelett des Bodens bleibt erhalten, allerdings nimmt die Festigkeit ab und die Durchlässigkeit zu.

Kolmation nennt man die Ablagerung von feinen Teilchen im vorhandenen Porenraum, die von der Grundwasserströmung transportiert wurden.

Hydraulischer Grundbruch entsteht durch die aufwärts gerichtete Strömungskraft, die größer ist als die Wichte des Bodens unter Auftrieb. Dann können größere Mengen an Bodenmaterial in die Verrohrung strömen und zu Auflockerungen außerhalb der Verrohrung führen.

Außer von der Fließgeschwindigkeit ist die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs auch von der Bodenart abhängig. Fließsande, insbesondere locker gelagerte abgerundete Sande, die eventuell durch geringe Schluffanteile einen reduzierten Reibungswinkel haben, neigen schon bei sehr geringen Wasserdruckunterschieden zu hydraulischen Grundbrüchen.

2.2.4 Betonieren von Ortbetonpfählen

Die meisten Bohrpfähle sind Ortbetonpfähle, werden also direkt vor Ort aus Frischbeton hergestellt. Aber auch bei Verdrängungspfählen - wie Ortbetonrammpfählen oder Teil- und Vollverdrängern - erfolgt das Betonieren auf der Baustelle. Das in den Boden abgeteufte Stahlrohr stellt bei allen genannten Pfahlssystemen eine temporäre Schalung dar. Je nach Einbringmethode wird der außen anliegende Boden verdichtet, aufgelockert oder im Idealfall nicht in seiner Lagerungsdichte verändert.

Nach dem Einstellen des Bewehrungskorbs in die Verrohrung wird diese mit Beton verfüllt. Dies geschieht entweder im Kontraktorverfahren, wenn in der Verrohrung Grundwasser ansteht, oder durch einen Schütttrichter mit einem 2 m langen Schüttrohr. Bei beiden Betonierverfahren kann je nach Situation die Verrohrung sukzessive mit dem Ansteigen des Betonspiegels oder in einem Stück gezogen werden. Bei den meist etwas kleinen Durchmessern der Verdrängungsbohrpfähle wird die gesamte Verrohrung mit Beton verfüllt und entweder unter freiem Luftdruck oder mit Hilfe von Druckluft - die direkt auf die Betonsäule wirkt - gezogen.

Wie zur Veranschaulichung in Bild 35 dargestellt, entsteht während des Ziehens der Verrohrung, direkt an der Unterkante der Verrohrung, für eine kurze Zeit ein Hohlraum von der Dicke der Stahlrohrwandung (Bild 35).

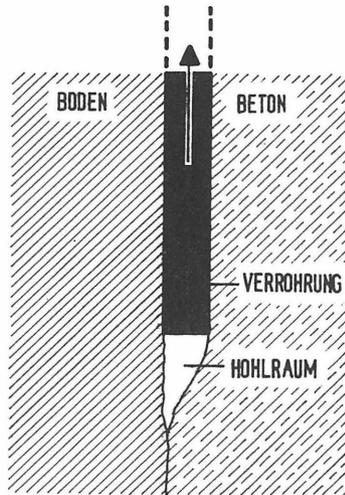


Bild 35: Kurzzeitiger Hohlraum unterhalb der Verrohrung während des Ziehens

Je nach Spannungszustand des umliegenden Bodens und des Betons, bewegt sich der Boden zum Beton (Entspannung) oder der Beton fließt zum Boden (Verspannung) oder es erfolgt eine Kombination von beiden Vorgängen. Durch diese Bewegungen entsteht im Boden und im Beton der gleiche Horizontalspannungszustand.

Mehrere Untersuchungen (VAN IMPE 1988 und 1991, BOTTIAU 1993) deuteten darauf hin, daß gerade bei kleineren Durchmessern der Verrohrung und vielen Bewehrungsseisen der "Siloeffekt" einen sehr starken Einfluß auf den entstehenden Horizontalspannungszustand hat. Das bedeutet, daß die horizontale Frischbetonspannung geringer ist als das Ergebnis der Multiplikation aus Wichte des Betons und der Höhe der Betonsäule (Bild 36).

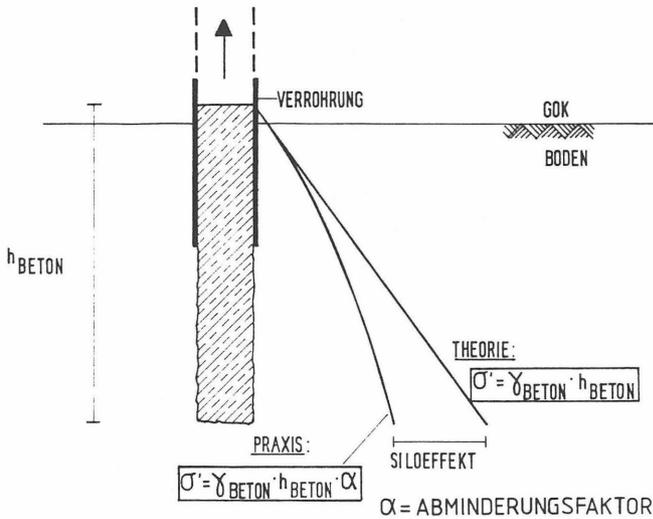


Bild 36: Siloeffekt des Frischbetondrucks

Könnte man den Siloeffekt verringern (z.B. fließfähigeren Beton) oder durch Druckluft (BOTTIAU 1993) die Auflast auf die Betonsäule vergrößern, hätte dies eine bessere Verzahnung zwischen Boden und Beton sowie einen höheren horizontalen Spannungszustand im Boden zur Folge, der sich vorteilhaft auf das Tragverhalten auswirken würde.

Die Erhärtung des Betons beginnt sofort nach dem Einbauen. Der damit einsetzende Schrumpfungsprozeß verursacht eine Volumenminderung, die eine Entspannung des Bodens in Richtung des Spannungszustandes vor dem Betonieren hervorrufen. Die sehr kurze Zeitdauer (ein paar Stunden) des hohen Betondrucks scheint nicht zu einer permanenten Erhöhung der Bodenspannung zu führen (KULHAWY et al. 1980).

2.3 Zusammenfassung und Untersuchungsbedarf

Das Tragverhalten von Pfählen wird von sehr vielen Parametern beeinflusst, die sich grundsätzlich in die vier Kategorien Herstellung, Belastung, Pfahl und Boden einteilen lassen. Da sich die Parameter nicht nur innerhalb einer Kategorie beeinflussen, sondern auch Auswirkungen auf

die Parameter der anderen Kategorien haben, wird deutlich, wie komplex das Tragverhalten und die wirtschaftliche Dimensionierung von Pfahlgründungen sind.

Vor diesem Hintergrund ist es verständlich, daß die Berechnungswerte für den Spitzendruck und die Mantelreibung stark variieren. Außerdem fehlen in der internationalen Literatur genauere Hinweise bzw. es gibt nicht nachvollziehbare, widersprüchliche Angaben, unter welchen Bedingungen (Bodenart, Herstellung) ein parabolischer oder linearer Verlauf der Mantelreibung entsteht und in welchem Ausmaß sich Kornbrüche unterhalb der Pfahlspitze entwickeln.

Die Auswirkungen der Dilatanz, der Verflüssigung und der Umwandlung elastischer in plastische Verformungen des Bodens sind bezüglich des Tragverhaltens der Pfähle zumindest in Ansätzen qualitativ bekannt. Inwieweit sie durch den Herstellvorgang des eigentlichen und der benachbarten Pfähle beeinflusst werden und die daraus folgenden Konsequenzen für das Tragverhalten der Pfähle wurden noch nicht ausreichend untersucht.

Die Veröffentlichungen, die sich mit Herstellereinflüssen befaßten, untersuchen diese unter dem Aspekt der Eindringgeschwindigkeit und der zerstörungsfreien Herstellung. Die eigentliche Aufgabe der Pfähle - die Lastabtragung - wurde nur in sehr wenigen Untersuchungen berücksichtigt.

Bei den Ramm- und Vibrationspfählen werden die quasi-statischen Verdrängungen von dynamischen Schwingungen überlagert, die je nach Art und Stärke zu unterschiedlichen Umlagerungen der Kornstruktur führen. Vibrationspfähle haben im Durchschnitt nur ca. 60 % der Tragfähigkeit vergleichbarer, gerammter Pfähle. Vermutlich ist der reduzierte Spitzendruck der Vibrationspfähle für die geringere Gesamttragfähigkeit verantwortlich. Aus der Tiefenverdichtung ist bekannt, daß der Verdichtungserfolg stark von dem Verhältnis der Erregerfrequenz zur Resonanzfrequenz des Bodens abhängt. In keiner Veröffentlichung über Vibrationspfähle wurden die beiden Frequenzen angegeben. Wie die eigenen Versuche zeigen werden, sind diese Angaben aber für die Eindringgeschwindigkeit und die anschließende Tragfähigkeit der Vibrationspfähle entscheidend.

Untersuchungen von Erschütterungsmessungen während der Pfahlrammung belegen, daß der Energieübergang vom Pfahl in den Boden außer von der eingetragenen Energie auch von der Impedanz des Pfahls abhängt. Je höher die Impedanz, desto steifer der Pfahl, desto größer der Energieanteil, der für das eigentliche Eintreiben des Pfahles aufgewendet wird und desto geringer die Bodenschwingungen neben dem Pfahl. In keiner Veröffentlichung über die

Herstellereinflüsse wurden genauere Hinweise auf die Pfahlimpedanz und die Bodenschwinggeschwindigkeiten angegeben. Selbst vollständige Angaben über Fallhöhe, Gewichtsverhältnis (von Rammbar zu Pfahl) und Rammfutter sind nicht immer vorhanden. Das läßt nur den Schluß zu, daß die Relevanz dieser Einflußparameter nicht ausreichend erkannt bzw. erfaßt oder sie als unwichtig eingestuft wurden.

Bei der verrohrten Bohrpfahlherstellung in rolligen Böden mit Grundwasser wurden vereinzelt Auflockerungen in den dicht am Pfahlschaft liegenden Bodenbereichen durch Vergleich der Sondierergebnisse vor und nach der Herstellung festgestellt. Vermutlich entstehen diese Auflockerungen durch Entspannungen und Sogwirkungen während des Entfernens des innerhalb der Verrohrung befindlichen Bodens mittels Bohreimer. Genauere Angaben über die Gesetzmäßigkeiten des relativen Wasserunterdrucks, der während des Ziehens des Bohreimers innerhalb der Verrohrung entsteht, gibt es nicht. Gleichmaßen fehlen Hinweise über die Größenordnungen der Auflockerungen, die durch Suffosion und hydraulische Grundbrüche entstehen können und Angaben darüber, welche Auswirkungen diese Auflockerungen auf das Tragverhalten von Bohrpfählen haben.

Nach der Durcharbeitung der relevanten Literaturstellen durch den Verfasser kann festgestellt werden, daß über das Tragverhalten von Pfählen zum Teil widersprüchliche Feststellungen bestehen. Bezüglich der Herstellereinflüsse, die sich nicht nur auf die Eindringgeschwindigkeit, sondern auch auf das spätere Tragverhalten der Pfähle beziehen, ist festzustellen, daß die Auswirkungen der Herstellverfahren bisher unterschätzt wurden. Die rein qualitativen Ausführungen müssen genauer analysiert werden, damit sie auch bezüglich ihrer Größenordnung entsprechend berücksichtigt werden können.

Wie diese Zusammenfassung zeigt, sind die Einflüsse der Herstellung auf die Tragfähigkeit von Pfählen weitgehend ungeklärt. Um diese Einflüsse qualitativ und quantitativ erfassen zu können, wurden eigene Versuche durchgeführt, die im nächsten Kapitel beschrieben werden.

3. DURCHGEFÜHRTE VERSUCHE ZUR ERMITTLUNG DER HERSTELL- EINFLÜSSE AUF DIE PFAHLTRAGFÄHIGKEIT

3.1 Einleitung

In den nachfolgend beschriebenen Modell- und in-situ-Versuchen sollen neben den aus der Literatur erarbeiteten weitere wesentliche Parameter der Pfahlherstellung bezüglich ihres Einflusses auf das Tragverhalten der Modellpfähle untersucht werden. Daher wurde nach jeder Pfahlherstellung eine statische Probelastung durchgeführt und die Last-Setzungslinie entsprechend ausgewertet.

Bei den Ramm- und Vibrationspfählen wurden während des Abteufens am Pfahlkopf und auf der Bodenoberfläche Schwingungsmessungen durchgeführt, die anschließend im Zeit- und Frequenzbereich ausgewertet wurden. Der direkte Vergleich gerammter und vibrierter Pfähle bestätigte die geringere Tragfähigkeit herkömmlich vibrierter Pfähle. Er zeigt aber auch, daß die Tragfähigkeit größer sein kann, wenn mit anderen Frequenzen vibriert wird.

Bei den Bohrpfählen erfolgten vor und nach der Herstellung neben dem Pfahlschaft Rammsondierungen. Aus der Differenz der Sondierschläge ergaben sich Hinweise über die Größe der Auflockerungen. In-situ-Messungen von relativen Wasserunterdrücken, die während des Ziehens des Bohreimers entstehen, bestätigten die früher durchgeführten FEM-Berechnungen (HARTUNG 1993) und die für die Laborversuche getroffenen Annahmen. Die abschließenden ersten Probeversuche mit der Laborflügelsonde zur Bestimmung der Veränderungen der Scherfestigkeiten von Sanden zeigten den großen Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die Scherfestigkeiten. Sie ergaben aber auch eine Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Zeit.

Wie in Bild 37 beispielhaft an einem Ramppfahl gezeigt, gibt es grundsätzlich drei Methoden, den Einfluß der Pfahlherstellung auf das Bodengefüge zu erfassen:

Methoden:

INDIREKT:	I	Statische Probelastung	
DIREKT:	II	Baugrunduntersuchung: Vorher/Nachher	
	III	Messungen: Während des Einbringvorgangs	
RAMMENERGIE → PFAHL → BODENGEFÜGE → PFAHL-BODEN-MODELL			
- Fallhöhe	- Ramm-	- Energie-	- Tragfähigkeit des
- Rammgewicht	futter	aufnahme-	Pfahles
	- Pfahl-	fähigkeit	
	impedanz		

Bild 37: Methoden zur Erfassung des Einflusses der Pfahlherstellung auf das Bodengefüge

Bei der indirekten Methode versucht man, Rückschlüsse aus der Last-Setzungslinie der statischen Probelastung auf die Einflüsse der Pfahlherstellung zu ziehen. Nach Beendigung einer Versuchsserie erkennt man zwar, bei welcher Herstellmethode das beste Ergebnis erzielt worden ist, doch man erkennt nicht den Grund. Aus den direkten Methoden erhält man nicht das Endergebnis (Tragverhalten), aber durch den Vergleich der Bodenparameter vor und nach der Pfahlherstellung, sowie bestimmten Messungen während der Pfahlherstellung, ergeben sich Hinweise auf die Ursachen.

Alle drei Methoden ergeben gemeinsam einen vollständigen, redundanten Einblick in die Auswirkungen verschiedener Herstellmethoden auf das Bodengefüge und damit auf das Tragverhalten. Die entscheidende Frage ist, welches Meßverfahren man einsetzt und wie die Ergebnisse interpretiert werden.

Generell ist zu den Laborversuchen mit Modellpfählen anzumerken, daß der Pfahl und die Belastungen durch entsprechende Maßstabsfaktoren den in-situ-Verhältnissen angepaßt werden können. Der Sand läßt sich aber nicht entsprechend verkleinern. Die Ergebnisse sind daher nur bedingt anwendbar für die quantitative Übertragung auf in-situ-Verhältnisse. Für die Bestimmung der Relevanz einzelner Einflußfaktoren ist nicht unbedingt deren absolute Größe in den Laborversuchen wichtig, sondern der relative Unterschied zwischen den einzelnen Versuchen ergibt eine Aussage über den quantitativen Einfluß.

Qualitative Tendenzen lassen sich im Labor unter kontrollierten, idealen Bedingungen relativ schnell und sicher feststellen. Gerade für die Variation eines Parameters und das Konstanthalten aller weiteren Parameter sind die Laborversuche gut geeignet. Damit die Ergebnisse vergleichbar sind, müssen immer die gleichen Bedingungen geschaffen werden. Aus diesem Grunde wurden mit Hilfe aufwendiger Vorversuche entsprechende Verfahren entwickelt, die sicherstellen, daß z.B. der Laborsand im Modellstand immer die gleiche Lagerungsdichte hat. Da das Einbringen eines Pfahles den umliegenden Boden mindestens in einem Bereich von fünf bis sechs Pfahldurchmessern beeinflußt, wurde der Versuchssand nach jedem Versuch neu eingebaut.

Die Versuche wurden im trockenen und im wassergesättigten Sand durchgeführt.

3.2 Ramppfähle

3.2.1 Ziel

Ziel dieser Versuche war die Überprüfung der Relevanz der in der Literatur angegebenen Einflußfaktoren für die Eindringgeschwindigkeit - Fallhöhe, Rammgewicht und Rammfutter - auf die Tragfähigkeit. Durch Messung der Pfahlkopf- und Bodenschwinggeschwindigkeit während des Rammens sowie deren Darstellung im Zeit- und Frequenzbereich sollten sich Anhaltswerte für die Effektivität des Energieübergangs vom Rammgewicht in den Pfahl und vom Pfahl in den Boden ergeben.

3.2.2 Versuche mit Modellpfählen

3.2.2.1 Versuchsstand: Trockener Sand

Als Ergebnis der Vorversuche wurde ein Modellstand aus Fertigbetonringen gewählt, dessen Fußring eine größere Öffnung zum Entleeren des Sandes hat (Bild 38).

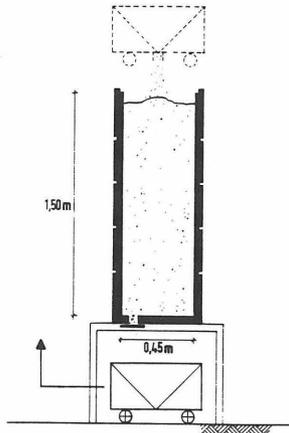


Bild 38: Versuchszustand: Trockener Sand

Nach jedem Versuch wurde der Sand in eine Lore gefüllt, die sich unterhalb des Versuchszustandes befand. Mit Hilfe eines Krans wurde sie bis oberhalb der Betonringe angehoben und der Sand aus gleichbleibender Höhe wieder in die Betonringe gefüllt. Mit einem Außenrüttler erfolgte anschließend die gleichmäßige Verdichtung des Sandes.

Um eine Schiefstellung des Pfahls während des Abteufens zu verhindern, wurde er mit Hilfe von zwei Führungsstangen in Position gehalten.

3.2.2.2 Versuchszustand: Wassergesättigter Sand

Dieser Versuchszustand wurde auch für die Herstellung der Vibrationspfähle und Bohrpfähle eingesetzt. Er besteht aus zwei Versuchsschächten, die jeweils aus vier wasserdichten Betonringen zusammengesetzt sind (Bild 39).

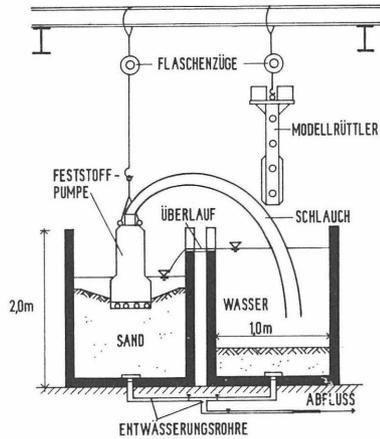


Bild 39: Versuchsstand: Wassergesättigter Sand

Nur einer dieser Versuchsschächte ist bis ca. 1,85 m mit Sand aufgefüllt. Nach Abschluß eines Versuchs wurde der Sand mit Hilfe einer Feststoffpumpe in den daneben befindlichen, leeren Schacht umgepumpt. Mit Hilfe eines Tiefenrüttlers, der an Flaschenzügen geführt wurde, erfolgte die kontrollierte Verdichtung des Sandes. Auch hier wurde durch entsprechende Führungen die Schiefstellung der Pfähle während des Abteufens verhindert.

3.2.2.3 Versuchssand

Zur Verfügung stand ein stark grobsandiger Mittelsand mit einer Ungleichförmigkeitszahl $U < 3$. Im Bild 40 ist die Körnungslinie dargestellt.

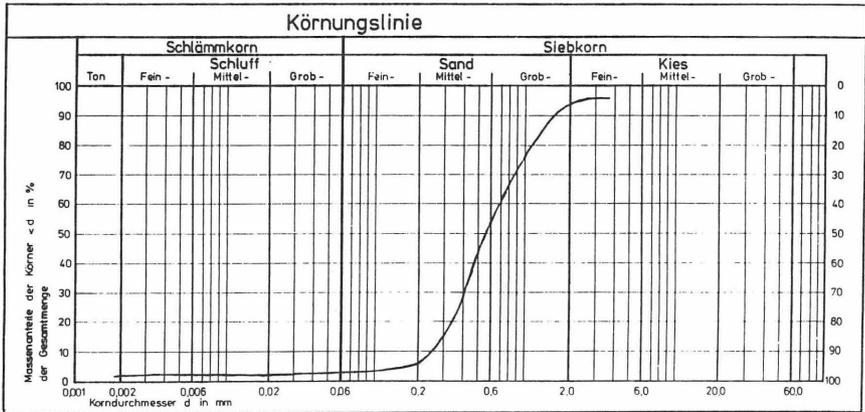


Bild 40: Körnungslinie des Versuchssandes

3.2.2.4 Versuchspfähle

Zu Beginn der Laborversuche war die Anzahl der Lastplatten und damit die Größe der Belastungen bei den statischen Probelastungen aus Sicherheitsgründen limitiert. Daher wurde je Versuchsstand der maximal mögliche Durchmesser der Pfähle verwendet, bei dem die Bruchlast in einer bestimmten Lagerungsdichte erreicht werden konnte. Bei den Rammfahlversuchen im trockenen Sand ergaben die Vorversuche, daß ein massiver Stahlpfahl mit Durchmesser 32 mm und im wassergesättigten Sand ein massiver Stahlpfahl mit Durchmesser 22 mm die Anforderungen erfüllen. Beide Versuchspfähle waren 1,25 m lang, hatten alle 10 cm eine Markierung zum Zählen der Rammschläge und einen flachen Pfahlfuß ohne Verbreiterung.

3.2.2.5 Rammfutter

Aufgrund der im Kapitel 2.2.2.2 erläuterten Ergebnisse der Literaturrecherche war bekannt, daß die Steifigkeit des Rammfutters das Eindringverhalten des Pfahles entscheidend beeinflusst. Da das üblicherweise verwendete Rammfutter aus Holz praktisch nach jedem Rammschlag eine andere Steifigkeit besitzt, wurde Material ausgewählt, das dem anfänglichen weichen Verhalten des Holzes und das nach ca 2000 Rammschlägen steife Verhalten des Holzes entspricht. Weiter war für die Auswahl des Materials wichtig, daß die Materialien selbst langzeitstabil sind und nicht ihre Steifigkeit - selbst nach 2000 Rammschlägen - verändern. Zum Einsatz kam ein Gummifutter (weich) und ein Rammfutter aus Polyethylen (hart) (PE).

3.2.2.6 Meßtechnik

Zur Bestimmung der Schwinggeschwindigkeit am Pfahlkopf und auf der Bodenoberfläche wurden Beschleunigungsaufnehmer der Firma Bruel + Kjaer verwendet. Der Abstand auf der Bodenoberfläche zum Pfahl wurde mit 17 cm so festgelegt, daß einerseits eventuelle Störungen dicht am Pfahlschaft ausgeschlossen werden konnten und andererseits die Bodenschwingungen für eine Erfassung und Auswertung groß genug waren. Mit Hilfe einer Versorgungseinheit, die auch gleichzeitig die Beschleunigungsmeßwerte zur Geschwindigkeit integriert, wurden die Geschwindigkeitssignale zur analogen Datenspeicherung an einen 9-Kanal-Kassetten-Recorder weitergeleitet. Später erfolgte die Auswertung der vertikalen Komponenten der Schwinggeschwindigkeiten im Zeit- und Frequenzbereich. Bild 41 zeigt beispielhaft die grafische Darstellung der Auswertung.

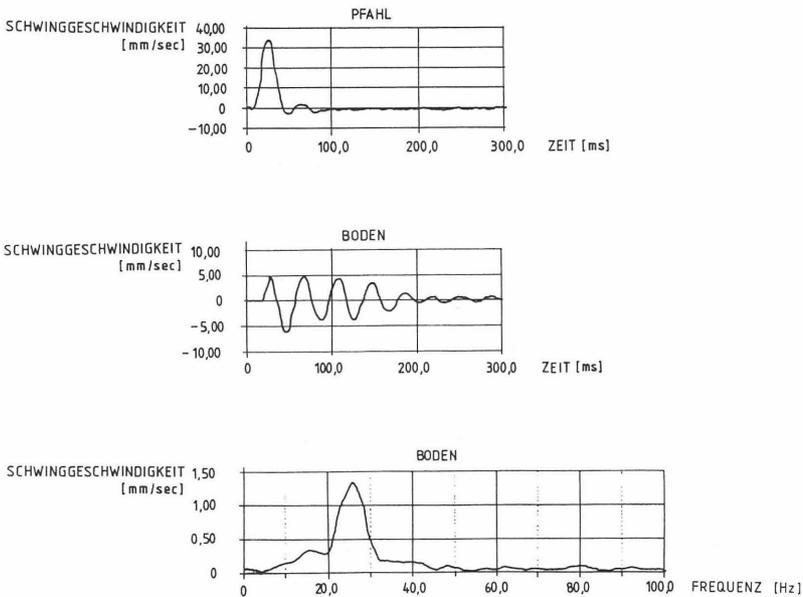


Bild 41: Beispielhafte Auswertung der Schwinggeschwindigkeit des Pfahlkopfes und der Bodenoberfläche, sowie der Frequenzanalyse der Bodenschwingungen

Die obere Skizze in Bild 41 stellt den Zeitverlauf der Schwinggeschwindigkeit des Pfahlkopfes während des Rammschlages dar. Aus dem Verlauf (Amplitude, Steigung, Zeitdauer) lassen sich Rückschlüsse auf das Tragverhalten ziehen (Kapitel 3.2.3.6). Die mittlere Skizze zeigt die sinusförmigen Bodenschwingungen des gleichen Rammschlages, deren Amplituden sich durch die Bodendämpfung mit der Zeit reduzieren. Im unteren Teil von Bild 41 ist die Frequenzanalyse der Bodenschwingungen dargestellt.

3.2.2.7 Ermittlung der Last-Setzungslinie

Entsprechend DIN 1054 wurde eine statische Probelastung an den Pfählen durchgeführt. Im niedrigen Lastbereich ist dies am einfachsten durch Aufbringen von einzelnen Gewichten (Lastplatten) durchzuführen (Bild 42).

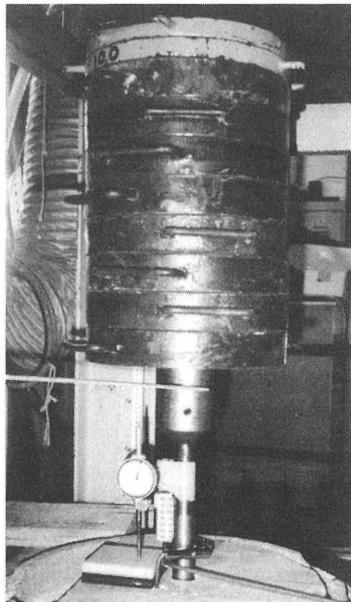


Bild 42: Statische Probelastung für den niedrigen Lastbereich im Labor

Da die Last-Setzungslinien nicht immer einen eindeutigen Übergang vom flachen zum abfallenden Ast aufweisen (Bild 43), wurden zur Vergleichbarkeit der Versuche die Tragfähigkeiten einheitlich für alle Pfähle bei folgenden Setzungen festgelegt:

- Trockener Sand, Pfahldurchmesser $D = 32 \text{ mm}$:
Tragfähigkeit bei Setzung $s = 3,5 \text{ mm}$
- Wassergesättigter Sand, Pfahldurchmesser $D = 22 \text{ mm}$:
Tragfähigkeit bei Setzung $s = 1,0 \text{ mm}$

Bei diesen Setzungen war die Grenzlast immer überschritten.

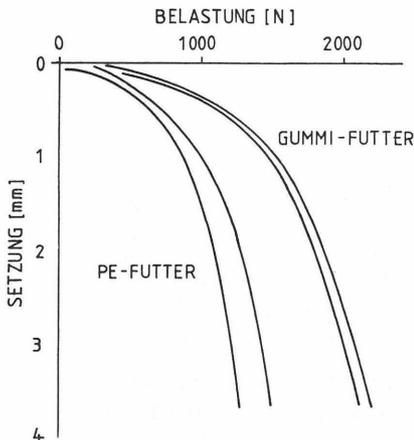


Bild 43: Typische Last-Setzungslinien von Rammpfählen im trockenen Sand

3.2.2.8 Ablauf der Rammfahlvorsuche

Folgende Variationen wurden am Rammfahl durchgeführt:

- Fallhöhe : 0,1 m, 0,2 m, 0,3 m
- Rammgewichte : 50 N, 100 N, 200 N
- Rammfutter : PE, Gummi
- Feuchtigkeit des Sandes : trocken, wassergesättigt
- Lagerungsdichte : locker, mitteldicht

Gemessen wurden folgende Parameter:

- Pfahlkopfgeschwindigkeit
 - Bodenschwinggeschwindigkeit (17 cm Abstand zum Pfahl)
 - Anzahl der Rammschläge auf den letzten 10 cm
 - Last
 - Setzung
- } daraus: Last - Setzungslinie

Zusätzlich wurden mit Hilfe der gemessenen Parameter die folgenden Werte analysiert:

- Frequenz der Bodenschwingungen
- Zeitdauer des Schlages
- Zeitlicher Verlauf des Schlages
- Pfahlkopfbeschleunigung

3.2.2.9 Versuchsergebnisse

Grundsätzlich wurden für jede Einbringart zwei Versuche durchgeführt. Wichen die Ergebnisse der statischen Probelastung mehr als 15 % voneinander ab, wurde ein dritter Versuch durchgeführt. Die Werte der Tragfähigkeiten in den folgenden Bildern sind Mittelwerte (ohne den Extremwert). Die Abweichungen könnten durch kleine Störungen (z.B. unbeabsichtigtes Drehen oder Berühren des Pfahles) entstanden sein. Daher können die Ergebnisse nur Tendenzen aufzeigen, die sich aber bei den Versuchen sehr deutlich herausgestellt haben.

Zur Auswertung der gemessenen und analysierten Parameter wurden die letzten drei Rammschläge vor Erreichen der Endtiefe der Pfähle herangezogen, damit die Ergebnisse unmittelbar mit den Tragfähigkeitswerten korrespondieren.

In der folgenden Analyse und Diskussion der Versuchsergebnisse erfolgt die grafische Darstellung der einzelnen Ergebnisse entsprechend der Versuchsserien, getrennt für trockenen und wassergesättigten Sand, sowie für PE- und Gummifutter.

3.2.3 Analyse und Diskussion der Versuchsergebnisse

3.2.3.1 Einfluß der Fallhöhe

Bei der Anwendung eines PE-Futters beim Einrammen der Pfähle sind keine relevanten Unterschiede in der Tragfähigkeit durch die Variation der Fallhöhe zu erkennen. Kommen die weicheren Gummifutter zum Einsatz, macht sich der Einfluß der Fallhöhe im trockenen und wassergesättigten Sand unterschiedlich bemerkbar.

Im trockenen Sand gibt es keine Unterschiede zwischen 0,1 m und 0,2 m Fallhöhe, während die Tragfähigkeit bei 0,3 m Fallhöhe um ca. 20 % abfällt (Bild 44).

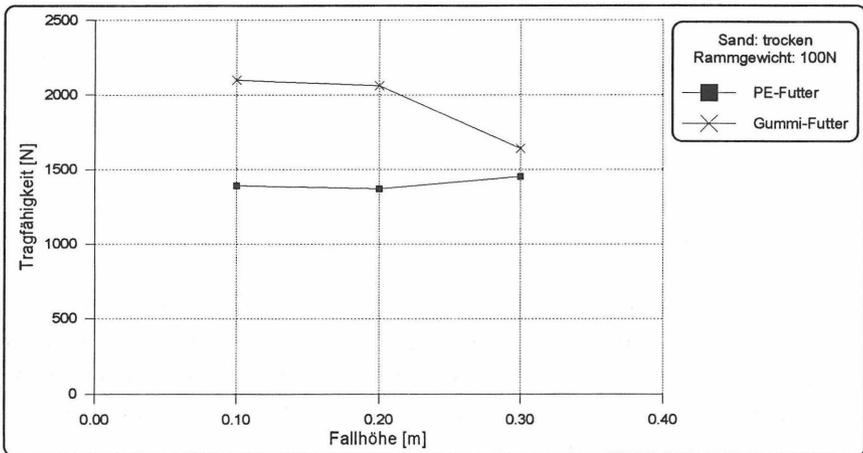


Bild 44: Einfluß der Fallhöhe auf die Tragfähigkeit, trockener Sand

Der starke Abfall der Tragfähigkeit bei der Fallhöhe von 0,3 m ist eventuell auf das Zurückspringen des Rammgewichts gleich nach dem Auftreffen auf das Rammfutter zu erklären. Damit war die Zeit zum Überleiten der Rammenergie in das Rammfutter zu kurz.

Beim Rammen im wassergesättigten Sand ist der Einfluß der Fallhöhe entgegengesetzt. Die Tragfähigkeit steigt mit der Fallhöhe von 0,1 m auf 0,2 m um ca. 9 % und nochmals von 0,2 m auf 0,3 m Fallhöhe um ca. 7 % (Bild 45).

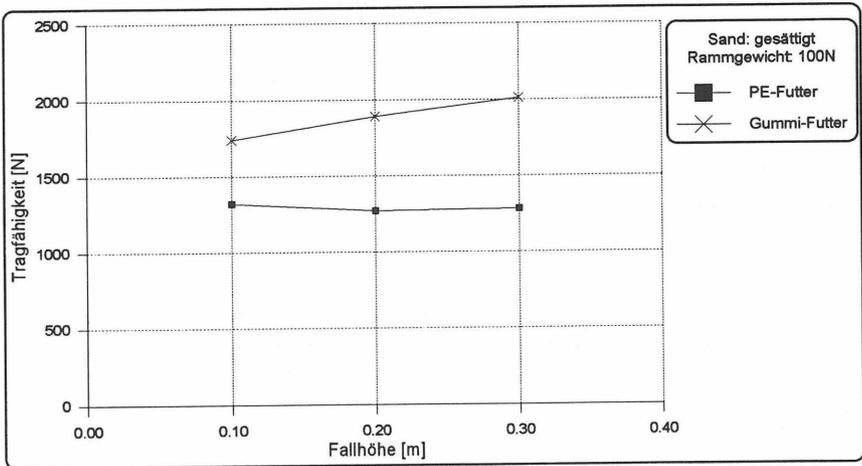


Bild 45: Einfluß der Fallhöhe auf die Tragfähigkeit, wassergesättigter Sand

Insgesamt kann festgehalten werden, daß die Fallhöhe kaum einen relevanten Einfluß auf die Tragfähigkeit hat. Damit können die aufgrund der Sondierergebnisse von KRÄMER (1981) festgestellten Erkenntnisse, daß der Sondierwiderstand unabhängig von der Fallhöhe ist, bestätigt werden. Denn der Sondierwiderstand entspricht unter Berücksichtigung des dynamischen Dämpfungsbeiwertes, der Tragfähigkeit des Modellpfahles. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse ist gewährleistet, da die Durchmesser der Sondierstangen ungefähr den Durchmessern der Modellpfähle entsprechen.

Die Fallhöhe beeinflusst allerdings stark die Einbringgeschwindigkeit und damit die Wirtschaftlichkeit des Rammens. Je größer die Fallhöhe, desto geringer die Schlagzahlen pro 10 cm Eindringung, desto höher aber auch die im Pfahl auftretenden Geschwindigkeiten und Spannungen.

Die eingetragene Energie aus Fallhöhe x Rammgewicht muß größer sein als der vom Boden entgegenwirkende Widerstand, damit der Pfahl eindringen kann. Das 50 N Rammgewicht (Gummifutter) war z.B. bei einer Fallhöhe von 0,1 m nicht in der Lage, den Pfahl im wassergesättigten Boden abzuteufen.

3.2.3.2 Einfluß des Rammgewichtes

Aufgrund der angedeuteten sicherheitstechnischen Schwierigkeiten bei der Aufbringung der Last für die statische Probelastung haben die Versuchspfähle im trockenen und wassergesättigten Sand einen unterschiedlichen Durchmesser und damit auch ein anderes Gewichtsverhältnis zu den Rammgewichten. In Bild 46 sind die gerundeten Gewichtsverhältnisse dargestellt (Pfahlgewicht ($D = 32$ mm, trockener Sand): 118 N, Pfahlgewicht ($D = 22$ mm, wassergesättigter Sand): 100 N).

Rammgewicht [N]	Sand	
	trocken	wassergesättigt
50	0.42	0.5
100	0.84	1.0
200	1.68	2.0

Bild 46: Verhältnis: Rammgewicht zu Pfahlgewicht

Im trockenen Sand unterscheiden sich die Tragfähigkeiten der Pfähle, die mit einem Rammgewicht von 100 N und 200 N abgeteuft werden, kaum. Beim Verhältnis Rammgewicht zu Pfahlgewicht von 0,42 (= Rammgewicht: 50 N) reduziert sich die Tragfähigkeit im Durchschnitt um ca. 25 %. Diese Tendenz ist bei beiden Rammfuttern zu erkennen (Bild 47).

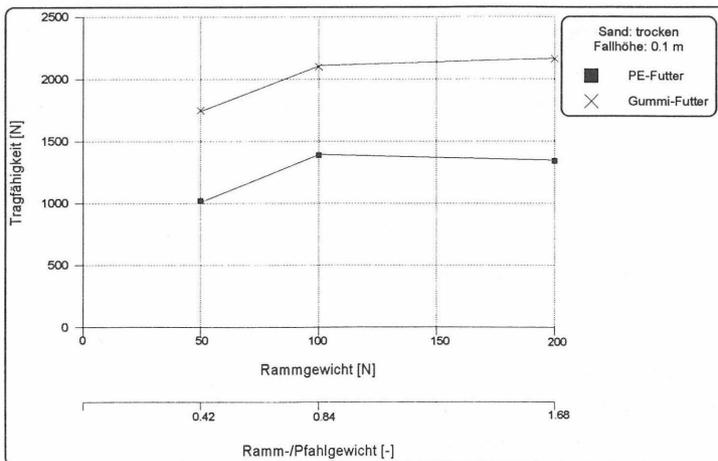


Bild 47: Einfluß des Rammgewichtes auf die Tragfähigkeit, trockener Sand

Bei den Rammversuchen im wassergesättigten Sand sehen die Kurven qualitativ gleich aus. Auch hier ist eine Steigerung der Tragfähigkeit um ca. 25 % nur zwischen den mit 50 N und mit 100 N Rammgewicht gerammten Pfählen zu erkennen. Ein höheres Rammgewicht bringt keine wesentliche Steigerung in der Tragfähigkeit. Das 50 N Rammgewicht war in Verbindung mit dem Gummifutter nicht in der Lage, den Pfahl auf Endtiefe zu rammen (Bild 48).

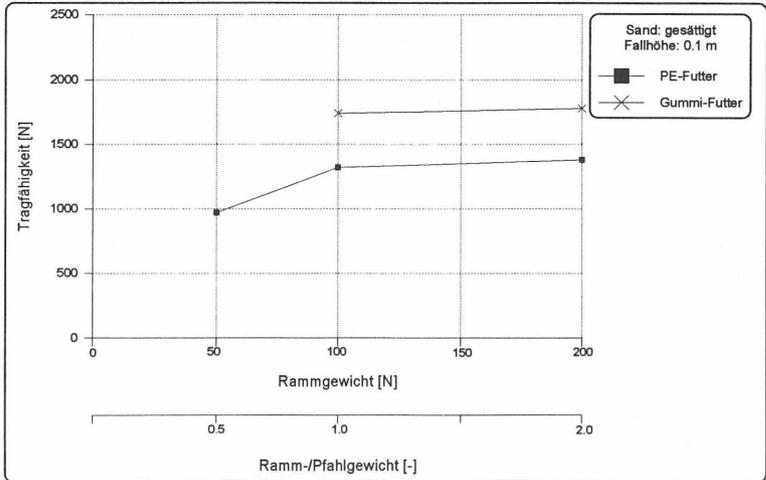


Bild 48: Einfluß des Rammgewichtes auf die Tragfähigkeit, wassergesättigter Sand

Die in der Literatur angegebenen optimalen Gewichtsverhältnisse (Rammgewicht/Rammpfahl) zwischen 1:1 und 2:1 können, neben dem optimalen Wirkungsgrad zum Abteufen, auch auf die Tragfähigkeit bezogen werden. Bei einem Gewichtsverhältnis von 0,42:1 bzw. 0,5:1 war die Tragfähigkeit ca. 25 % niedriger als beim Gewichtsverhältnis 0,84:1 bzw. 1:1, obwohl die notwendigen Schlagzahlen zum Abteufen 50 % - 60 % größer waren.

Hiermit können die von YAMAGUCHI et al. (1985) vorgestellten Ergebnisse, die eine 20 - 40 %ige Tragfähigkeitssteigerung bei doppelter Rammenergie festgestellt haben, bestätigt werden, allerdings nur bei Steigerung der Gewichtsverhältnisse von 0,5:1 auf 1:1. Eine weitere Erhöhung des Rammgewichtes führt nur zu einer geringen weiteren Tragfähigkeitszunahme. Ein höheres Rammgewicht kann die Schlagzahlen reduzieren und damit die Eindringgeschwindigkeit steigern. Ähnlich wie bei der Fallhöhe dürfen die eingetragenen Energien nicht zu groß werden, um den Pfahl nicht zu beschädigen.

Die von FRANKE (1989) empfohlene Reduzierung von 33 % der rechnerischen Tragfähigkeit bei überschweren Rammbären mit einem 1,5-fachen Pfahlgewicht konnte bei diesem Modellversuch nicht bestätigt werden.

Ebenfalls widersprechen die Ergebnisse der in BALTHAUS (1986) gegebenen Erklärung, daß bei leichterem Rammergerät höhere Tragfähigkeiten in nichtbindigen Böden entstehen. Die notwendige längere Rammdauer führt nicht zu einer stärkeren Verdichtung des Bodens um den Pfahl und damit nicht zu größeren Tragfähigkeiten. Das Gegenteil ist der Fall. Bei einer hohen Anzahl von Rammschlägen besteht eventuell die Gefahr von horizontalen Schwingungen des Pfahlschaftes.

Ständige horizontale Schwingungen in alle Richtungen während des Abteufens des Pfahles drücken den angrenzenden Boden horizontal zur Seite. Der nach dem Rammen verbleibende Ringspalt bzw. die Zone geringerer Lagerungsdichte - im feuchten Sand durch "scheinbare Kohäsion" verstärkt - bewirkt eine reduzierte Radialspannung auf den Pfahl und somit eine geringere Tragwirkung des Pfahlmantels (Bild 49).

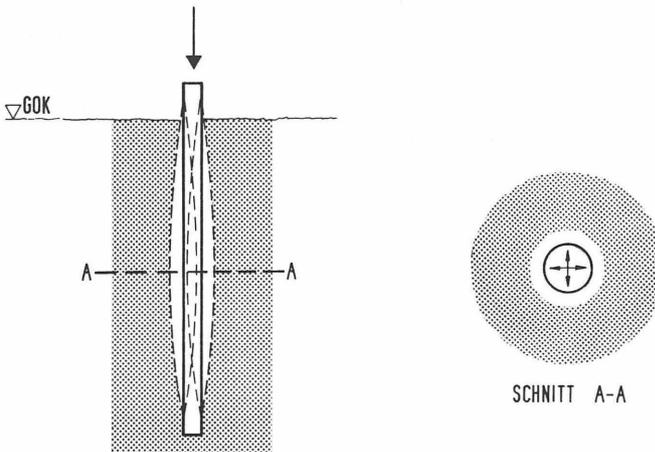


Bild 49: Ringspaltbildung durch horizontale Schwingungen des Pfahles während jedes Rammschlages

Wenn der Rammbär die Pfahlkopfoberfläche exzentrisch trifft, entstehen extreme Zug- und Druckspannungen im Pfahl, die auch zu horizontalen Schwingungen mit den eben beschriebenen Folgen führen können.

Zu empfehlen ist daher, neben einer stabilen Führung des Rammgewichtes, ein gutes Rammfutter, das die Energie der exzentrischen Rammschläge ausgeglichen an den Pfahl weitergibt.

3.2.3.3 Einfluß des Rammfutters

An den letzten Bildern ist eindeutig der unterschiedliche Einfluß des PE- und Gummifutters zu erkennen. Bei allen Versuchen konnte eine zum Teil deutlich höhere Tragfähigkeit bei den Pfählen registriert werden, die mit dem Gummifutter gerammt wurden.

Im trockenen Sand ergeben sich bei der Analyse der Tragfähigkeiten die größte Differenz (72 %) zwischen PE- und Gummifutter bei der kleinsten Energie (Rammgewicht \times Fallhöhe) und die kleinste Differenz (18 %) bei der höchsten Energie. Durchschnittlich ergibt sich eine 50 % höhere Tragfähigkeit der mit Gummifutter gerammten Pfähle. (Alle Prozentwerte sind auf den niedrigeren Wert der mit PE-Futter gerammten Pfähle bezogen.) Bild 50.

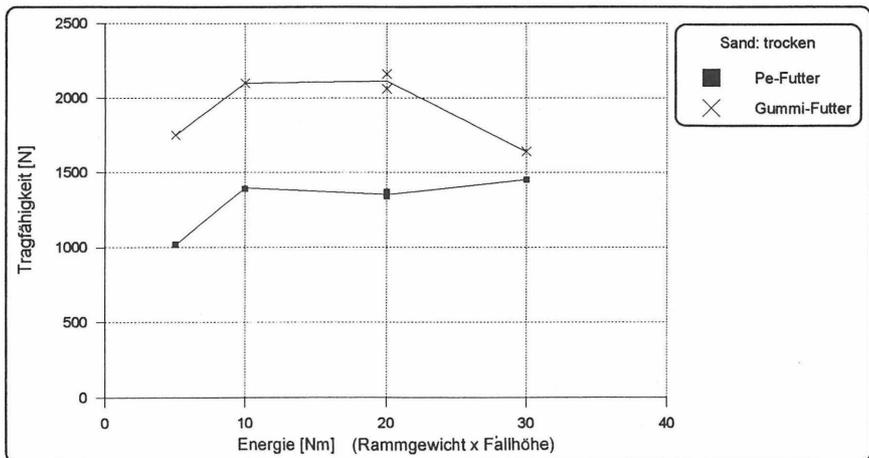


Bild 50: Einfluß des Rammfutters auf die Tragfähigkeit, trockener Sand

Beim wassergesättigten Sand schwanken die Unterschiede in der Tragfähigkeit nicht so stark wie im trockenen Sand. Die mit Gummifutter gerammten Pfähle besitzen durchschnittlich eine 30 % - 40 % höhere Tragfähigkeit als die mit einem PE-Futter gerammten Pfähle (Bild 51).

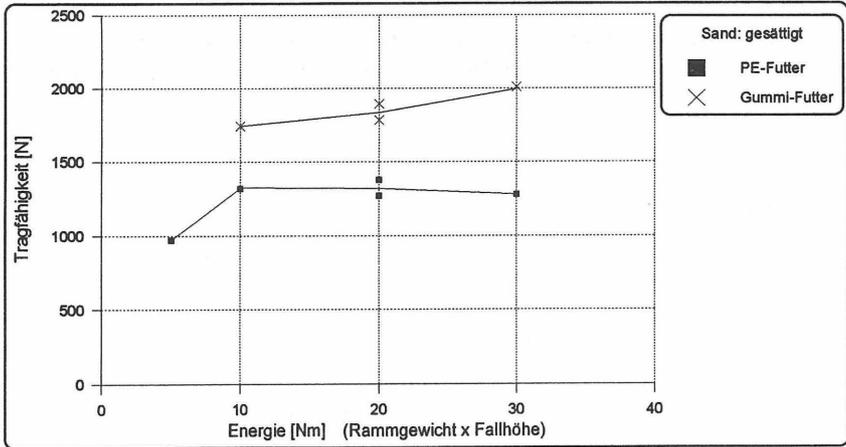


Bild 51: Einfluß des Rammfutters auf die Tragfähigkeit, wassergesättigter Sand

Es kann festgehalten werden, daß das weichere Gummifutter die Tragfähigkeiten zwischen 30 % und 50 % erhöht. Allerdings ist die notwendige Anzahl der Rammschläge zum Abteufen des Pfahles auch ca. 30 % - 65 % höher.

Die Auswertung der maximalen Schwinggeschwindigkeit des Pfahlkopfes während des Rammschlages (Bild 52) hat ergeben, daß die maximale Geschwindigkeit der mit Gummifutter gerammten Pfählen niedriger ist als bei mit PE-Futter gerammten Pfählen.

Pfahlkopfgeschwindigkeit						
Rammgewicht [N]	Fallhöhe [m]	Energie [Nm]	trockener Sand		wassergesättigter Sand	
			PE [mm/s]	Gummi [mm/s]	PE [mm/s]	Gummi [mm/s]
50	0.1	5	186	143	218	-
100	0.1	10	381	315	356	300
100	0.2	20	572	452	504	494
100	0.3	30	639	555	555	525
200	0.1	20	574	356	572	331

Bild 52: Maximale Pfahlkopfgeschwindigkeit während des Rammschlages in Abhängigkeit vom Rammgewicht, der Fallhöhe und des Rammfutters

Das weichere Gummifutter wirkt eher wie eine Feder mit einem längeren Weg. Durch diese größere Bewegungsmöglichkeit wird der Spitzenwert des Rammschlages reduziert, die Energie gespeichert und anschließend über einen längeren Zeitraum an den Pfahl weitergegeben. In Bild 53 sind die Verformungen harter und weicher Rammfütter dargestellt.

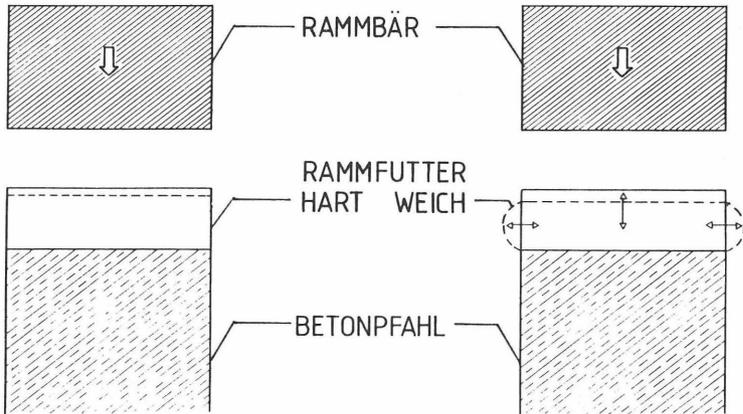


Bild 53: Verformungen von hartem und weichem Rammfutter

Durch den Einsatz des weicheren Gummifutters erhöht sich die Anzahl der notwendigen Rammschläge zum Abteufen des Pfahles. Der gleiche Effekt wird durch Einbau von frischem Holz als Rammfutter erreicht, mit dem in Bild 21 (Kapitel 2.2.2.2) gezeigten Resultat der reduzierten Pfahlsetzung je Schlag (HELLMAN, LARSSON 1976).

Da die Rammenergie beim Gummifutter gedämpft in den Pfahl übertragen wird, ist davon auszugehen, daß auch die induzierten Spannungen niedriger sind. So läßt sich der Pfahl schonender einrammen.

Bei der Wahl des Rammfutters muß in jedem Einzelfall zwischen einer möglichst schnellen Rammung (PE-Futter, geringere Tragfähigkeit) und einer möglichst schonenden Rammung (Gummifutter, höhere Tragfähigkeit) des Pfahles abgewogen werden.

3.2.3.4 Einfluß der Pfahlkopfgeschwindigkeit

Die Pfahlkopfgeschwindigkeit wird durch den am Pfahlkopf befindlichen Beschleunigungsaufnehmer ermittelt. Sie ist die maximale Geschwindigkeit, die der Pfahl während des Rammstoßes erfährt und ist neben dem Rammgewicht, der Fallhöhe und dem Rammfutter auch vom Bodenwiderstand abhängig.

Die Pfahlkopfgeschwindigkeit ist bis zu einer bestimmten Grenze proportional zum eingeleiteten Impuls (= Gewicht x auftreffende Geschwindigkeit). In Bild 54 ist die Beziehung beispielhaft für den trockenen Sand dargestellt.

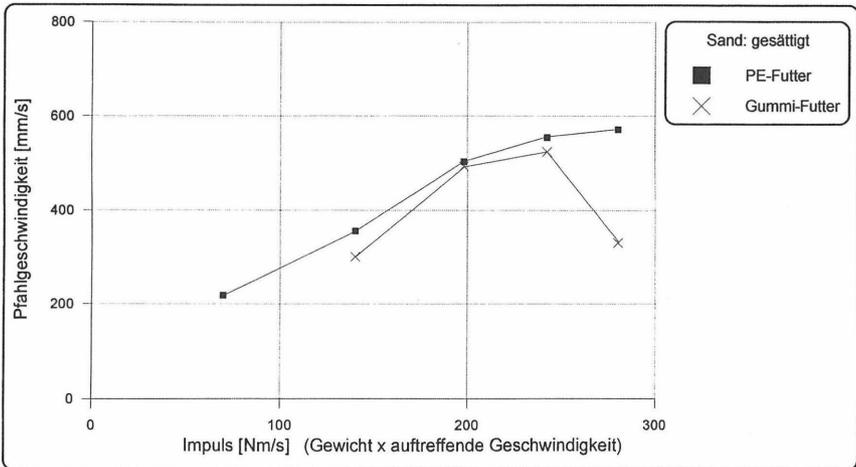


Bild 54: Pfahlkopfgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom eingeleiteten Impuls, trockener Sand

Deutlich zu erkennen ist die niedrigere Pfahlkopfgeschwindigkeit der mit Gummifutter gerammten Pfähle, die durch die größeren Dämpfungseigenschaften des Gummifutters erklärt werden kann.

Eine detaillierte Untersuchung der Versuchsdaten ergibt, daß die Pfahlkopfgeschwindigkeit in einem größeren Maße von der Fallhöhe als vom Rammgewicht abhängig ist. Da die Fallhöhe selbst keinen relevanten Einfluß auf die Tragfähigkeit hat (Kapitel 3.2.3.1), gibt es auch keinen direkten Zusammenhang zwischen Pfahlkopfgeschwindigkeit und Tragfähigkeit (Bild 55).

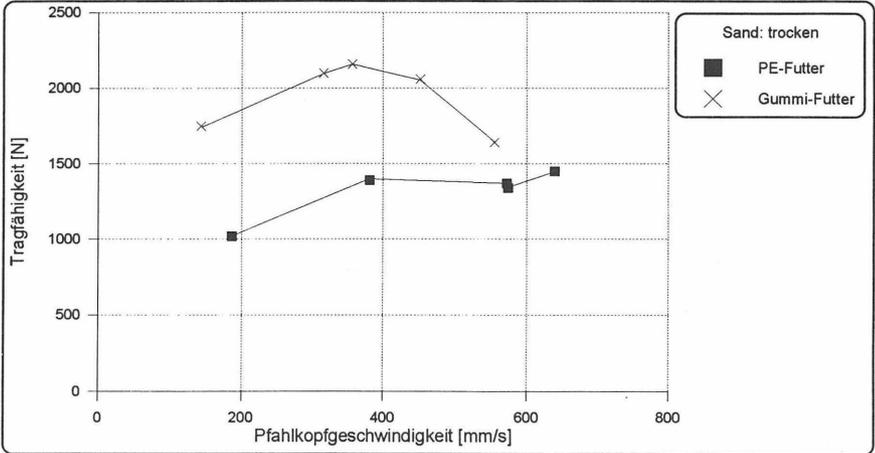


Bild 55: Einfluß der Pfahlkopfgeschwindigkeit auf die Tragfähigkeit, trockener Sand

Das Abknicken der Kurvenverläufe, der mit Gummifutter grammten Pfähle in Bild 54 und Bild 55 ist wahrscheinlich auf eine reduzierte Energieübertragung zurückzuführen, die durch das rückspringende Rammgewicht bei großen Fallhöhen verursacht wird.

Im wassergesättigten Sand verlaufen die Kurven ähnlich.

3.2.3.5 Einfluß der Pfahlkopfbeschleunigung

Wertet man den linearen Anstieg der Geschwindigkeitskurven des Pfahlkopfes aus, erhält man die Pfahlkopfbeschleunigung. Die Pfahlkopfbeschleunigung wurde zwar direkt gemessen, aber wie zuvor schon erläutert, sofort zur Geschwindigkeit integriert und als solche abgespeichert. Eine gleichzeitige Aufnahme der Geschwindigkeits- und Beschleunigungswerte ist nicht möglich.

Die Beschleunigung der Pfähle, die mit PE-Futter gerammt wurden, war für jede Versuchskonstellation deutlich höher als die mit Gummifutter gerammt Pfähle (Bild 56).

Pfählkopfbeschleunigung					
Ramm- gewicht [N]	Fallhöhe [m]	trockener Sand		wassergesättigter Sand	
		PE [mm/s]	Gummi [mm/s]	PE [mm/s]	Gummi [mm/s]
50	0.1	15	5	15	-
100		22	18	26	18
	0.2	35	22	26	20
	0.3	40	35	38	31
200	0.1	25	10	32	16

Bild 56: Pfählkopfbeschleunigung in Abhängigkeit vom Rammgewicht, von der Fallhöhe und vom Rammfutter

Dies ist ein weiterer Hinweis auf die starke Dämpfung des weichen Gummifutters. Eine bei der Pfählgkopfgeschwindigkeit auftretende Differenz zwischen trockenem und wassergesättigtem Sand läßt sich bei der Pfählgkopfbeschleunigung nicht eindeutig feststellen. Offensichtlich ist die Pfählgkopfbeschleunigung unabhängig von der Dämpfung des Bodens.

3.2.3.6 Verlauf der Geschwindigkeitskurve des Pfählgkopfes

Neben der Beschleunigung lassen sich auch die Formen der Geschwindigkeitskurven des Pfählgkopfes auswerten. Typische Unterschiede ergeben sich zwischen den beiden Rammfuttern.

Während der Pfählgkoprämmung mit einem PE-Futter ist der Anstieg steiler (= Beschleunigung höher, siehe Bild 56), die Amplitude höher und die gesamte Zeitdauer kürzer als während der Pfählgkoprämmung mit einem Gummifutter. Zwei typische Verläufe sind in Bild 57 qualitativ dargestellt:

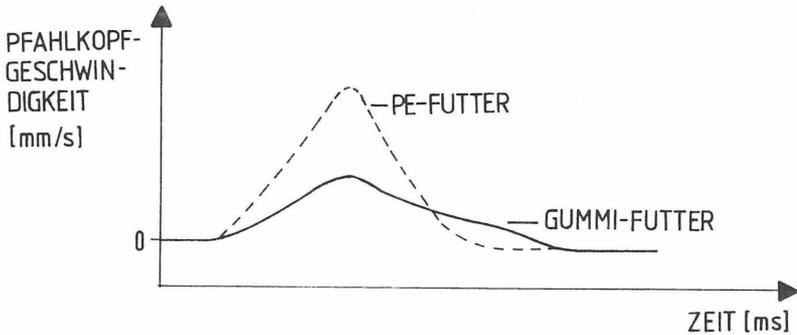


Bild 57: Typische Geschwindigkeitsverläufe am Pfahlkopf während der Energieübertragung bei der Pfahlrammung mit PE- und Gummifutter

Die geringere Beschleunigung, die geringere maximale Geschwindigkeit am Pfahlkopf und die längere Kraftereinleitung des Gummifutters gegenüber dem PE-Futter hängen eng mit den Dämpfungseigenschaften des Materials Gummi zusammen. Der Pfahl wird so schonender in den Boden gerammt, wodurch offensichtlich ein positiver Einfluß auf die Tragfähigkeit erreicht wird. Der Zeitverlauf entspricht auch eher der von HELLMAN, LARSSON (1976) vorgeschlagenen optimalen theoretischen Form einer Schlagkurve (Bild 22, Kapitel 2.2.2.2).

Allerdings darf die Zeitdauer der Energieübertragung beim Gummifutter nicht zu lang sein. Bei kurzen Stahlpfählen könnte sonst der Energieübergang vom Rammbaren zum Pfahl enden, wenn die am Pfahlfuß entstehende Zugwelle wieder den Pfahlkopf erreicht. Dann ist die Pfahlkopfgeschwindigkeit entgegengesetzt und größer als die Geschwindigkeit des Rammgewichts. Der Kontakt zwischen beiden wäre dann nach der Zeit

$$t = \frac{2 \cdot L}{C} \text{ [sec]}$$

L = Länge [m]

C = Wellengeschwindigkeit [m/s]

unterbrochen.

3.2.3.7 Einfluß der Bodenschwinggeschwindigkeit

Während des Rammens der Pfähle wurden in einem Abstand von rd. 17 cm die vertikalen Schwingungen der Bodenoberfläche mit Hilfe eines Beschleunigungsaufnehmers registriert. Ziel dieser Messungen ist eine Aussage, inwieweit die in den Boden abgegebene Energie mit der Tragfähigkeit korreliert.

In den Bildern 58 und 59 sind die Tragfähigkeit und die Bodenschwinggeschwindigkeit dargestellt.

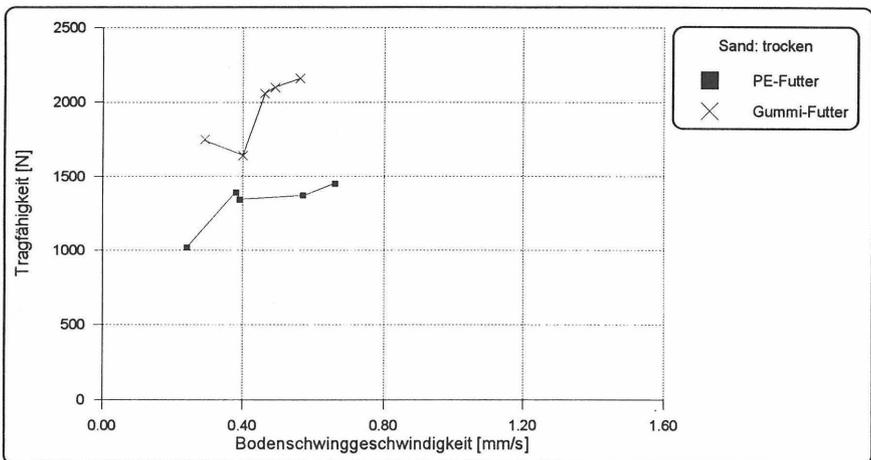


Bild 58: Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Bodenschwinggeschwindigkeit, trockener Sand

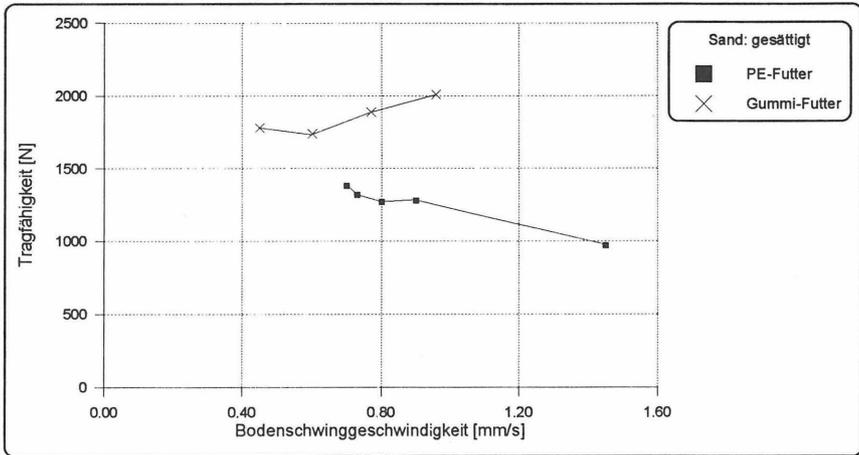


Bild 59: Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Bodenschwinggeschwindigkeit, wassergesättigter Sand

Im trockenen Sand und beim Gummifutter im wassergesättigten Sand besteht, bis auf einen Ausreißer, ein fast linearer Zusammenhang. Je höher die Bodenschwinggeschwindigkeiten, desto höher die Tragfähigkeiten der Pfähle. Wenn die durch den Rammvorgang in den Boden eingebrachten Energien hoch sind (hohe Bodenschwinggeschwindigkeiten), lagert sich der Boden optimaler um und kann höhere Lasten aufnehmen.

Obwohl die mit Gummifutter gerammten Pfähle generell über höhere Tragfähigkeiten verfügen, erzeugen sie bei gleicher Versuchskonstellation keine höheren oder niedrigeren Bodenschwinggeschwindigkeiten als die mit PE-Futter gerammten Pfähle. Eventuell kann sich die längere Zeitdauer der Energieübertragung der mit Gummifutter gerammten Pfähle positiv auf die Umlagerung der Bodenstruktur auswirken (siehe auch Kap. 4.2).

3.2.3.8 Frequenz der Bodenschwinggeschwindigkeit

Die Frequenzanalyse der Bodenschwinggeschwindigkeiten hat für alle Versuche ergeben, daß die Bodenfrequenz unabhängig von der Intensität des Rammeschlages und vom Rammfutter ist. Nur der Zustand des Bodens (mit/ohne Grundwasser und Lagerungsdichte) beeinflusst das Antwortspektrum.

Folgende Bodenfrequenzen haben sich, unabhängig von der Versuchsdurchführung, ergeben:

- Trockener Sand → 27 Hz
- Wassergesättigter Sand :
 - Lagerungsdichte $D = 0,25$ → 55 Hz
 - Lagerungsdichte $D = 0,36$ → 63 Hz
 - Lagerungsdichte $D = 0,39$ → 70 Hz

Die Vermutung, daß sich ein optimaler Energieübergang vom Pfahl in den Boden mit entsprechender hoher Tragfähigkeit bei einer bestimmten Frequenz einstellt, konnte nicht bestätigt werden.

3.2.3.9 Einfluß der Lagerungsdichte des wassergesättigten Sandes

Da der Sand nach dem Einspülen in die Versuchsschächte mit einem Tiefenrüttler verdichtet wurde, konnte über die Verdichtungszeit die Lagerungsdichte in einem gewissen Umfang verändert werden. In Bild 60 sind die Tragfähigkeiten der Rammpfähle bei unterschiedlichen Lagerungsdichten und Rammgewichten dargestellt.

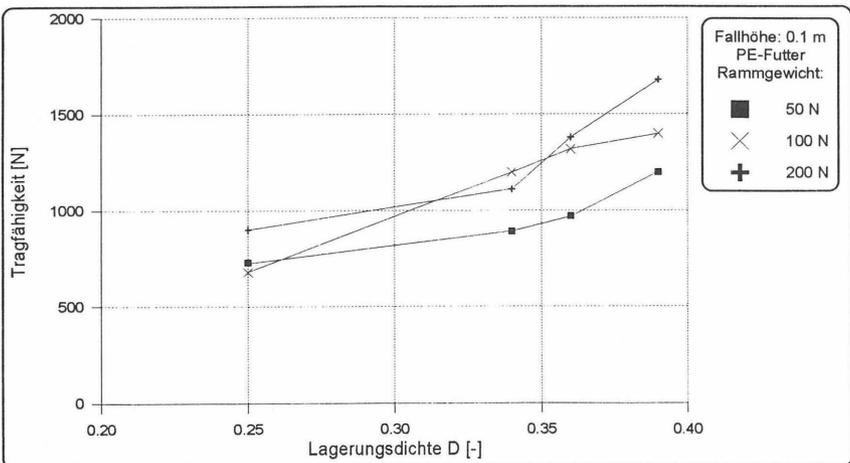


Bild 60: Einfluß der Lagerungsdichte des Versuchssandes auf die Tragfähigkeit

Deutlich ist der Anstieg der Tragfähigkeit mit der Zunahme der Lagerungsdichte bei allen Rammgewichten zu erkennen. Bestätigt wird hier nochmals die bei der Analyse der Rammgewichte gewonnene Erkenntnis, daß schwere Rammgewichte höhere Tragfähigkeiten hervorrufen. Bei höherer Lagerungsdichte wird der Unterschied noch deutlicher.

3.2.3.10 Einfluß der Anzahl der Rammschläge

In den veröffentlichten Untersuchungen über Variationen der Rammgewichte und der Fallhöhen war nur die Zeit zum Abteufen des gesamten Pfahls entscheidend. Je schneller ein Pfahl in den Boden getrieben werden konnte, desto effektiver und wirtschaftlicher ist das Rammverfahren. Dieser Aspekt hat Priorität, wenn nach Pfahlänge ausgeschrieben wird. Dann kommt es darauf an, möglichst schnell die ausgeschriebene Anzahl von Pfählen auf die vorgegebene Endtiefe zu rammen. Wird aber nach Tragfähigkeit ausgeschrieben, ist es wirtschaftlich entscheidend, wieviel der einzelne Pfahl bei welchem Herstelleraufwand trägt.

Zunächst wird untersucht, welchen Einfluß die Anzahl der Rammschläge auf die Tragfähigkeit hat. Da die Ergebnisse sich im trockenen und im wassergesättigten Sand qualitativ nicht unterscheiden, wird in Bild 61 beispielhaft für den trockenen Sand die Anzahl der Rammschläge für die letzten 10 cm den Tragfähigkeiten gegenübergestellt.

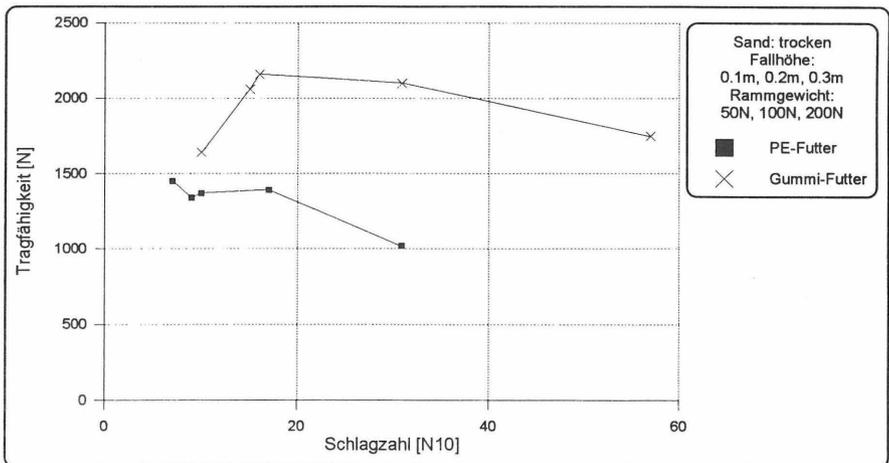


Bild 61: Einfluß der Anzahl der Rammschläge auf die Tragfähigkeit, trockener Sand

Nachdem die Tragfähigkeiten der mit Gummifutter gerammten Pfähle zunächst mit der Anzahl der Rammschläge bis zu einem Grenzwert zunehmen, fällt die Kurve, wie bei mit PE-Futter gerammten Pfählen von Anfang an, linear ab. Das bedeutet, daß eine höhere Anzahl an Rammschlägen nicht generell zu einer Tragfähigkeitszunahme führen, wie BALTHAUS (1986) es erläutert hat (siehe Kapitel 2.2.2.2).

3.2.3.11 Effektivität des Rammvorgangs

Will man den Rammvorgang bezüglich der Tragfähigkeit optimieren, muß der Gesamtaufwand zum Erfolg in Beziehung gesetzt werden. Dazu wird die Leistung (= Rammgewicht \times Fallhöhe \times Anzahl der Rammschläge auf den letzten 10 cm) durch die erreichte Tragkraft geteilt. Die errechnete Effektivität gibt an, wieviel Leistung notwendig ist, um 1 N Tragkraft zu erreichen; je kleiner der Wert, desto wirtschaftlicher (Bilder 62 und 63).

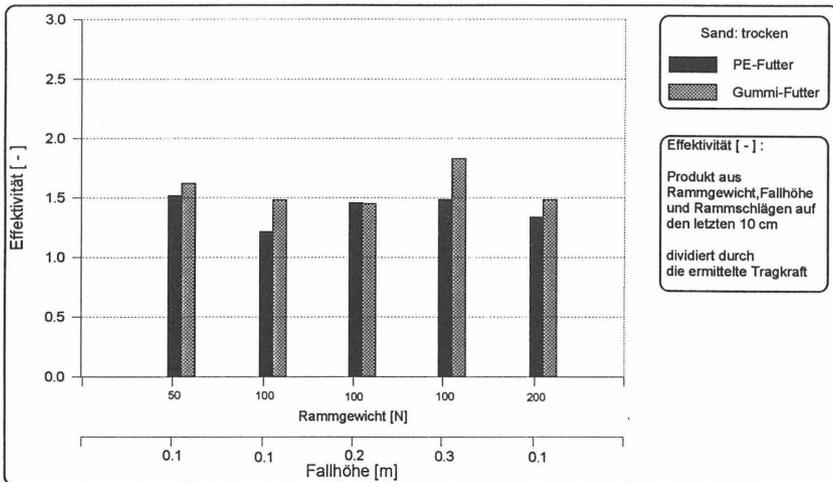


Bild 62: Effektivität des Rammvorgangs, trockener Sand

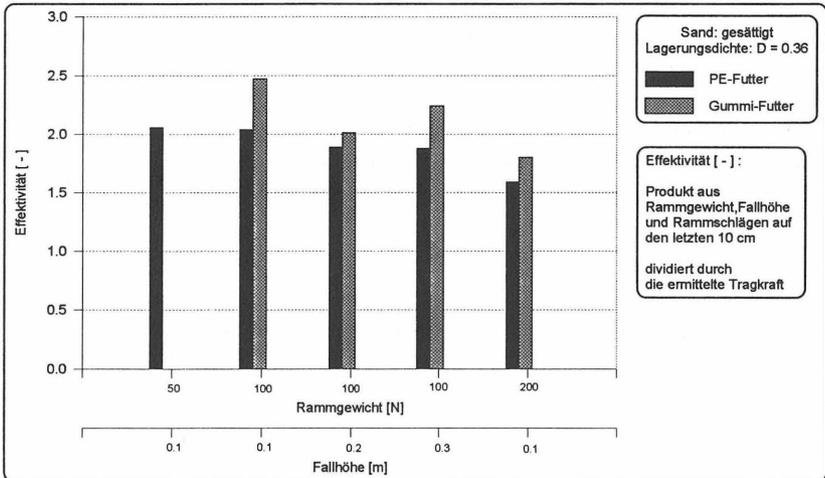


Bild 63: Effektivität des Rammvorgangs, wassergesättigter Sand

Deutlich ist im trockenen Sand die größte Effektivität bei einem Rammgewicht von 100 N (= Gewichtsverhältnis: Rammgewicht zu Pfahlgewicht von 1:1) und einer Fallhöhe 0,1 m zu erkennen. Im wassergesättigten Sand ist das Verhältnis 2:1 bei der Fallhöhe 0,1 m optimal. PE- und Gummifutter verhalten sich gleich, wobei die Effektivität bei Pfählen mit Gummifutter immer ungünstiger ist. Allerdings lassen sich im Durchschnitt bis zu 50 % höhere Tragfähigkeiten (im wassergesättigten Sand 42 %) erreichen als bei mit PE-Futter gerammten Pfählen. Der Mehraufwand an Rammschlägen beträgt ca. 65 % (im wassergesättigten Sand 60 %).

3.2.4 Zusammenfassende Beurteilung

Die in der Literatur veröffentlichten Angaben über die Einflußparameter der Pfahlerstellung beziehen sich im wesentlichen auf das zerstörungsfreie und schnelle Abteufen des Pfahles, nicht aber auf seine eigentliche Aufgabe, Vertikallasten abzutragen.

Die eigenen Untersuchungen bezüglich der Herstelleneinflüsse auf die Tragfähigkeit ergaben folgende Resultate:

Fallhöhe:

Die Fallhöhe hat keinen relevanten Einfluß auf die Tragfähigkeit, sondern nur auf die Eindringgeschwindigkeit. Allerdings muß die aufgebrachte Energie (Fallhöhe x Rammgewicht) größer sein als der Bodenwiderstand, damit der Pfahl in den Boden eindringen kann.

Rammgewicht:

Die Gewichtsverhältnisse Ramm- zu Pfahlgewicht zwischen 1:1 bis 2:1 wirken sich neben der in der Literatur beschriebenen schnellen Eindringgeschwindigkeit auch positiv auf das Tragverhalten aus. Bei 0,5:1 ergaben sich 25 % niedrigere Werte, während die Tragfähigkeit ab einem Gewichtsverhältnis von 1:1 (für trockenen Sand) und 2:1 (für wassergesättigten Sand) zu keiner wesentlichen weiteren Steigerung der Tragfähigkeit führt. Die von YAMAGUCHI et al. (1985) vorgestellten Tragfähigkeitssteigerungen bei doppelter Rammenergie sind daher nur bis zu den genannten Gewichtsverhältnissen nachvollziehbar.

Die von BALTHAUS (1986) gegebene Erläuterung für die höhere Tragfähigkeit von Pfählen, die mit einem leichten Rammbaren abgeteufelt wurden, kann bei den durchgeführten Modellversuchen nicht bestätigt werden. Die dadurch bedingten längeren Rammzeiten führen nicht unbedingt zu einer größeren Verdichtung und damit zu höheren Tragfähigkeiten. Eine hohe Anzahl von Rammschlägen führt wahrscheinlich verstärkt zu horizontalen Schwingungen, die neben der von KRAFT (1991) und RODATZ (1993) beschriebenen Spannungsreduzierungen des Bodens durch Erschütterungen des weiteren Rammvorgangs zu einer Ringspaltbildung um den Pfahl führen können. Der Ringspalt kann je nach Ausbildung eine reduzierte Radialspannung auf den Pfahlmantel bewirken, obwohl die Bodenbereiche neben dem Pfahl eine höhere Lagerungsdichte besitzen.

Rammfutter:

Die mit dem weichen Gummifutter gerammten Pfähle erreichten bei allen Versuchen eine im Durchschnitt 30 - 50 % größere Tragfähigkeit als die Pfähle, die mit einem PE-Futter gerammt wurden. Allerdings sind dafür auch durchschnittlich 30 - 65 % mehr Rammschläge notwendig.

Geschwindigkeit und Beschleunigung des Pfahlkopfes:

Die beiden Faktoren haben im vorliegenden Fall keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit ergeben.

Geschwindigkeitsverlauf des Pfahlkopfes:

Entsprechend den höheren Dämpfungseigenschaften des Gummifutters ist die Amplitude geringer und der Verlauf der Geschwindigkeitskurve flacher. Außerdem ist die Zeit der Energieübertragung länger als bei mit PE-Futter gerammten Pfählen und entspricht damit eher der von HELLMAN, LARSSON (1976) vorgeschlagenen optimalen theoretischen Schlagkurve.

Bodenschwinggeschwindigkeit:

Wurden während der Rammung höhere Bodenschwinggeschwindigkeiten festgestellt, entwickelten sich später auch höhere Tragfähigkeiten. Die Bodenschwinggeschwindigkeit kann also ein Hinweis auf eine optimale Umstrukturierung des Bodenaufbaus sein. Da keine wesentlichen Unterschiede in der Amplitude während der Rammung mit einem PE- oder Gummifutter festgestellt wurden, kann angenommen werden, daß sich die längere Zeitdauer der Energieübertragung während der Rammung mit einem Gummifutter positiv auf die Umlagerung der Bodenstruktur auswirkt.

Bodenfrequenz:

Die Frequenzanalyse der Bodenschwinggeschwindigkeit ist unabhängig von der Intensität des Rammschlages und des Rammfutters. Das Antwortspektrum des Bodens wird nur von der Lagerungsdichte und dem Wassergehalt bestimmt.

Lagerungsdichte:

Je höher die Lagerungsdichte des Sandes war, desto größer wurden die erreichten Tragfähigkeiten und desto deutlicher wurde die Differenz der Tragfähigkeit der Pfähle, die mit den 50 N-, 100 N- und 200 N-Rammgewichten abgeteufelt wurden.

Anzahl der Rammschläge:

Zum Einbringen der Pfähle mit einem Gummifutter wurden im Durchschnitt 30 % - 65 % mehr Rammschläge benötigt als mit einem PE-Futter. Unabhängig vom Rammfutter führen längere Rammzeiten im allgemeinen zu reduzierten Tragfähigkeiten (bei lockerer und mitteldichter Lagerung). Eventuell führt das sehr lange Rammen zu horizontalen Querschwingungen des Pfahles, die eine Ringspaltbildung hervorrufen und damit einen Abbau der Radialspannungen auf den Pfahlschaft bewirken können.

Effektivität des Rammvorgangs:

Der geringste Leistungsaufwand (Gewicht x Fallhöhe x Anzahl der Schläge für die letzten 10 cm Eindringung) für 1 N Tragfähigkeit wurde im trockenen Sand bei einem Gewicht-

verhältnis von 1:1, im wassergesättigten Sand bei 2:1 mit jeweils einer Fallhöhe von 0,1 m erreicht. Aufgrund der höheren notwendigen Anzahl von Rammschlägen zum Abteufen der Pfähle ergeben sich für die mit einem Gummifutter gerammten Pfähle ungünstigere Effektivitäten. Allerdings muß berücksichtigt werden, daß die mit Gummifutter gerammten Pfähle im Durchschnitt 50 % mehr Tragfähigkeit entwickeln können als die mit PE-Futter gerammten Pfähle.

3.3 Vibrationspfähle

3.3.1 Ziel

Einige Autoren berichten, daß der Verdichtungserfolg bei der Tiefenverdichtung optimiert werden kann, wenn die Erregerfrequenz mit der Resonanzfrequenz des Bodens übereinstimmt.

Ziel dieser Laborversuche soll daher neben der quantitativen und qualitativen Feststellung der Einflußfaktoren sein, zu überprüfen, ob der Nachteil der Vibrationspfähle bezüglich der niedrigeren Tragfähigkeit durch eine nachträgliche Verdichtung mit Resonanzfrequenz des Bodens ausgeglichen werden kann. Der Vorteil der Vibrationspfähle, das sehr viel schnellere Abteufen, soll durch eine relativ hohe Einbringfrequenz (40 Hz - 50 Hz) aufrecht erhalten werden. Nach Erreichen der Endtiefe wird für einen kurzen Zeitraum die Vibration auf die Resonanzfrequenz des Bodens umgestellt und der Boden, entsprechend den Erkenntnissen aus der Tiefenverdichtung, um den Pfahl herum verdichtet. Die Tragfähigkeit sollte nun gleich oder sogar höher sein als bei vergleichbaren Rammpfählen.

Vibratoren mit extrem niedriger Frequenz (kleiner 17 Hz) gewährleisten zwar eine größere Amplitude und dadurch eine bessere Rammwirkung (Kapitel 2.2.2.3). In bebauten Gebieten aber sind diese Maschinen nicht einsetzbar, da die Eigenfrequenz der Gebäude in diesem Frequenzbereich liegt und somit sehr hohe Gebäudeschwingungen auftreten können. Aus diesem Grunde wurde bei den Versuchen diese niedrigere Frequenz nicht mituntersucht.

3.3.2 Versuche mit Modellpfählen

3.3.2.1 Versuchsstand und Versuchssand

Da der Einsatz von Vibratoren zum Abteufen von Pfählen im trockenen Sand nicht effektiv und zum Teil gar nicht möglich ist (wie in Kapitel 2.2.2.3 erläutert), wurden alle Versuche im wassergesättigten Sand durchgeführt. Dazu wurde der gleiche Versuchsstand und der gleiche Versuchssand wie bei den Versuchen mit den Ramppfählen (Kapitel 3.2.2.2 und 3.2.2.3) eingesetzt.

3.3.2.2 Versuchspfahl

Im Vergleich zu den Versuchen mit den Ramppfählen wurde ein größerer Durchmesser gewählt, um auch Meßgeber im Pfahlfuß einbauen zu können.

Der Vibrationspfahl hat einen Außendurchmesser von 36 mm und eine Länge von 1,5 m. Im Inneren ist er hohl (Innendurchmesser 16 mm), so daß die Meßkabel der am Pfahlfuß befestigten Beschleunigungs- und Temperaturlaufnehmer innen zum Pfahlkopf geführt werden können. Der Pfahlfuß selbst ist flach. An der glatten Mantelfläche befinden sich alle 10 cm Markierungen. Mit Hilfe der Zeitmessung läßt sich so die Eindringgeschwindigkeit bestimmen (Bild 64).

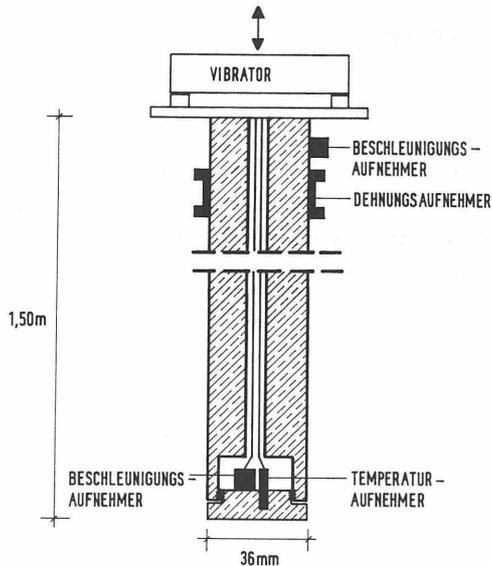


Bild 64: Modell-Vibrationspfahl

3.3.2.3 Meßtechnik und Versuchsablauf

Zusätzlich zu den an den Rammpfählen (Kapitel 3.2.2.6) durchgeführten Messungen wurden an den Vibrationspfählen die Dehnungen am Pfahlkopf sowie die Temperatur und die Beschleunigung am Pfahlfuß gemessen.

Die Dehnungen wurden mit Hilfe von Dehnungsaufnehmern gemessen, die auch für die Tragfähigkeitsbestimmung bei den dynamischen Pfahltests eingesetzt werden. Ziel war, neben der besseren Überprüfung der Erregerfrequenz, die Bestimmung der inneren Spannungen im Pfahl.

Mit Hilfe eines Temperaturlaufnehmers (PT 100) am Pfahlfuß sollte versucht werden, festzustellen, wieviel Energie über Reibung (= Temperatur) durch den Pfahlfuß verloren geht. Die Temperatur wurde während des Einvibrierens und 5 Minuten nach Abschalten des Vibrators gemessen. Die festgestellte Temperaturdifferenz ist ein Maß für die Umformung der

Schwingungsenergie in Reibung, die dann nicht für Umlagerung von Bodenteilchen zur Verfügung steht.

Die Durchführung der statischen Probelastung erfolgte aufgrund der notwendigen höheren Kräfte mit einem Pneumatikzylinder, der sich an einer über dem Versuchsstand befestigten Traverse, abstützen konnte. Dieser gab seine über ein Luftventil geregelte Druckkraft in den Pfahl. Anschließend wurde der Pfahl mit einem Drehmomentschlüssel gedreht, um einen Anhaltswert für die Mantelreibung zu erhalten.

Mit einer gleichmäßig drehenden Seilwinde erfolgte das Ziehen des Pfahls aus dem Sand. Parallel wurde die maximale und die Restzugkraft mit Hilfe einer Zugmeßdose erfaßt. Die Differenz der maximalen Zugkraft und der Restzugkraft stellt ein Maß für das dilatante Verhalten des am Pfahlschaft anliegenden Sandes dar (Kapitel 2.1.4).

Drehmomentmessung und maximale Zugkraft stimmten qualitativ überein und ergaben so Hinweise auf die Mantelreibung. Aufgrund vieler Ergebnisse von Pfahlbelastungen ist bekannt, daß die Mantelreibung auf Zug im Durchschnitt ca. 70 % - 100 % der Mantelreibung auf Druck entsprechen kann. Angenommen wurde daher für alle Versuche, daß die ermittelte Zugmantelreibung 70 % der Mantelreibung auf Druck entspricht. Dieser Wert wurde von der ermittelten Tragfähigkeit bei 7,2 mm Setzung (entspricht $0,2 \times$ Durchmesser) abgezogen. Der verbleibende Rest entsprach dem Spitzendruck.

Bei der Versuchsserie mit Nachverdichtung wurden die Pfähle nach dem Erreichen der Endtiefe zwei Minuten mit der Resonanzfrequenz des Bodens von ca. 22 Hz vibriert.

Bei der Änderung des Gewichtsverhältnisses zwischen Vibrator und Pfahl von 1:1 auf 2:1 wurden zusätzliche Gewichte außen am Vibratorgehäuse befestigt.

Mit Hilfe der Laborversuche sollen die aus der Literatur bekannten Einflußfaktoren der Eindringgeschwindigkeit um die Erkenntnisse über deren Einfluß auf die Tragfähigkeiten erweitert werden. Ziel ist es, die relevanten Einflußgrößen zu quantifizieren. Dazu wurde folgendes Versuchsprogramm durchgeführt:

Parametervariation am Vibrationspfahl:

- Soll-Vibrationsfrequenzen	:	20 Hz, 30 Hz, 40 Hz, 50 Hz
- Fliehkraft	:	800 N, 2000 N
- Gewichtsverhältnis (Vibrator/Pfahl)	:	1:1, 2:1
- Nachverdichtung	:	ja/nein

Gemessen wurden folgende Parameter:

- Schwinggeschwindigkeiten	-	Pfahlkopf
	-	Pfahlfuß
	-	Boden (17 cm Abstand zum Pfahl)
- Dehnungen am	-	Pfahlkopf
- Temperaturen am	-	Pfahlfuß
- Vibrationszeit (Eindringgeschwindigkeit)		
- Last	}	daraus: Last - Setzungslinie
- Setzung		
- Drehmoment		
- Zugkraft: Maximal/Rest		

Zusätzlich wurden mit Hilfe der gemessenen Parameter folgende Werte analysiert:

- Frequenz der Schwingungen am Pfahlkopf und Pfahlfuß
- Frequenz der Bodenschwingungen
- Mantelreibung
- Spitzendruck
- Dilatanzverhalten

3.3.2.4 Versuchsergebnisse

Die grundsätzliche Durchführung und Darstellung der Ergebnisse entspricht den der Ramm-
pfähle (Kapitel 3.2.2.9).

Die an der Steuereinheit des Vibrators eingegebene Soll-Frequenz stimmte oft nicht mit den Frequenzanalysen der Schwinggeschwindigkeit am Pfahlkopf und der Pfahlkopfdrehung überein. Diese Differenzen zwischen der eingestellten und der analysierten Vibrationsfrequenz wurden durch Gesamtsystemresonanzen verursacht. Zur Auswertung kamen nur die aufgrund der Schwingungs- und Dehnungsmessungen am Pfahl analysierten Vibrationsfrequenzen, die kurz vor Erreichen der Endtiefe des Pfahles ermittelt wurden. Daher stimmen die Vibrationsfrequenzen der einzelnen Versuchsserien nicht immer exakt überein.

Die Vibrationszeit bezieht sich einheitlich für alle Pfähle auf die notwendige Zeit zum Einvibrieren der letzten 50 cm.

In der folgenden Analyse und Diskussion der Versuchsergebnisse erfolgt die grafische Darstellung der einzelnen Ergebnisse entsprechend der Versuchsserien, getrennt für das Gewichtsverhältnis 2:1 und 1:1 sowie für mit und ohne Nachverdichtung.

3.3.3 Analyse und Diskussion der Versuchsergebnisse

3.3.3.1 Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die Tragfähigkeit

Mit dieser Analyse soll die Auswirkung unterschiedlicher Vibrationsfrequenzen auf die Tragfähigkeit bestimmt werden (Bilder 65 und 66). Die Zahlen neben den Meßwerten geben die Vibrationszeit an.

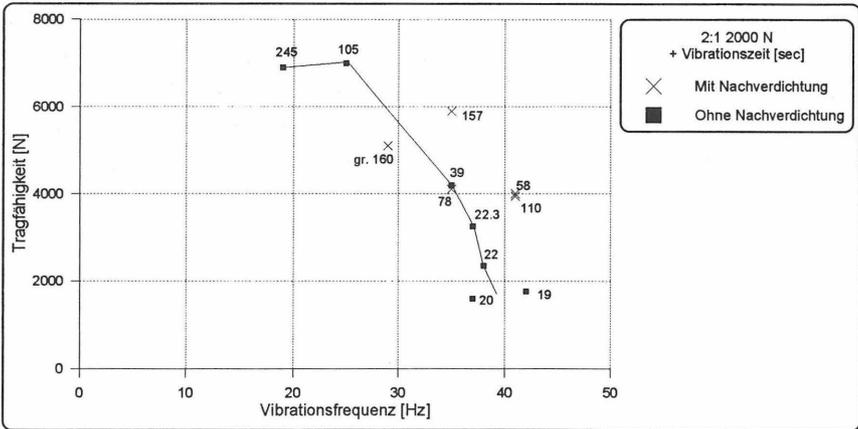


Bild 65: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die Tragfähigkeit, Gewichtsverhältnis 2:1, Fliehkraft 2000 N

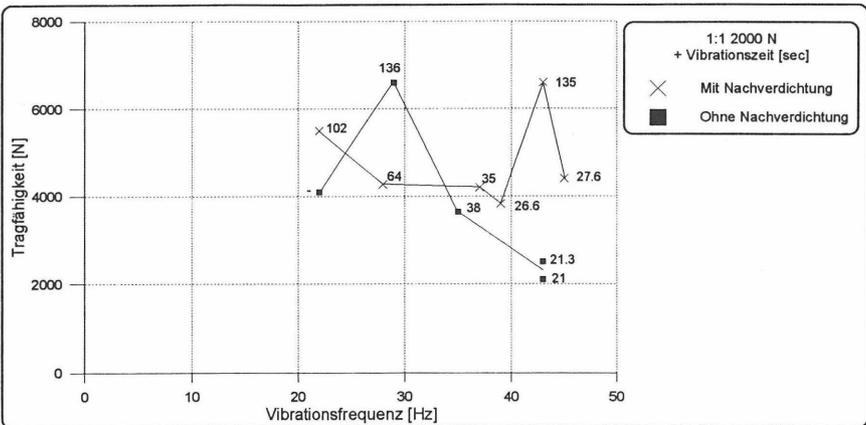


Bild 66: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die Tragfähigkeit, Gewichtsverhältnis 1:1, Fliehkraft 2000 N

Sehr deutlich ist der Abfall der Tragfähigkeit bei höheren Vibrationsfrequenzen und ohne Nachverdichtung zu beobachten. Wurde der Pfahl anschließend 2 Minuten mit der Resonanzfrequenz des Sandes (ca. 22 Hz) vibriert, der Boden also verdichtet, glichen sich die Tragfähigkeiten der mit unterschiedlichen Vibrationsfrequenzen hergestellten Pfähle wieder an. Die in den Bildern gezeigten Vibrationszeiten bestätigen, daß bei höheren Vibrationsfrequenzen die Pfähle schneller einzubringen sind.

Die Gewichtsverhältnisse zwischen Vibrator und Pfahl scheinen weder einen deutlichen Einfluß auf die Vibrationszeit noch auf die Tragfähigkeit zu haben.

Die schon bei der Analyse der Rammpfahlversuche nach KRAFT (1991) und RODATZ (1993) beschriebene Spannungsreduzierung im Boden durch Vibrationen ist offensichtlich stark von der Frequenz der Schwingungen abhängig. Würden die Schwingungen mit der Resonanzfrequenz des Bodens erfolgen, könnten sich eventuell die Radialspannungen und damit die Tragfähigkeiten erhöhen und nicht reduzieren.

3.3.3.2 Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Mantelwiderstand

Zur Klärung der Frage, ob die im Vergleich zu den Rammpfählen niedrigere Tragfähigkeit der vibrierten Pfähle durch einen reduzierten Mantelwiderstand oder einen verminderten Pfahlfußwiderstand entsteht, wird die Tragkraft aufgeteilt.

Die Bestimmung des Mantelwiderstandes erfolgte indirekt über die Drehmoment- und Zugkraftmessung. Wobei dieser Wert, wie in Kapitel 3.3.2.3 erläutert, einheitlich für alle Versuche als 70 % des Mantelwiderstandes auf Druck angenommen wurde (Bilder 67 und 68).

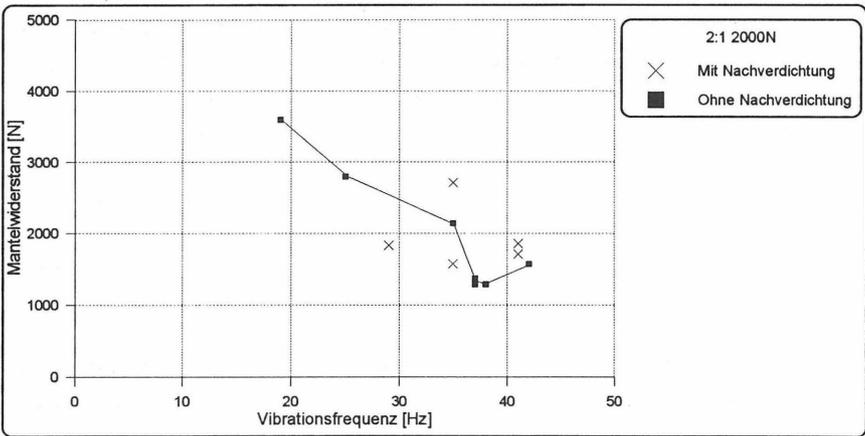


Bild 67: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Mantelwiderstand, Gewichtsverhältnis 2:1, Fliehkraft 2000 N

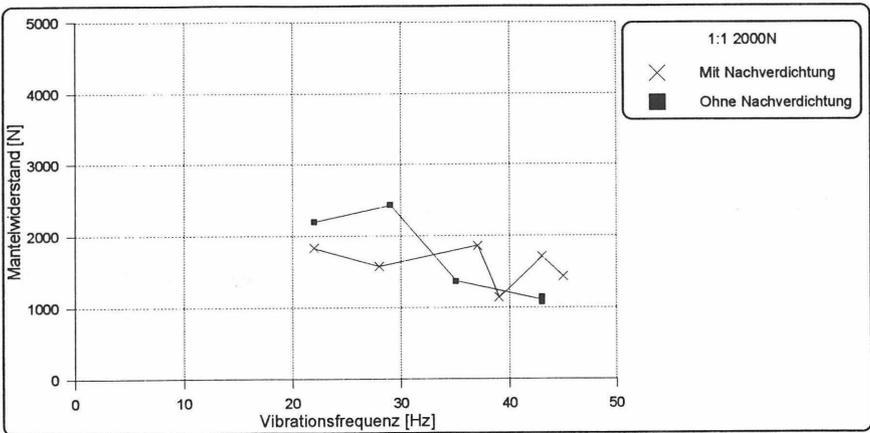


Bild 68: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Mantelwiderstand, Gewichtsverhältnis 1:1, Fliehkraft 2000 N

Der Einfluß verschiedener Vibrationsfrequenzen auf den Mantelwiderstand ist unterschiedlich stark ausgeprägt. Bei einem hohen Gewichtsverhältnis zwischen Vibrator und Pfahl (2:1) ist der Einfluß deutlicher als wenn Vibrator und Pfahl gleich schwer sind. Der Mantelwiderstand nimmt im ersten Fall mit zunehmender Frequenz ab.

Bei beiden Gewichtsverhältnissen ist zu erkennen, daß Pfähle, die mit einer hohen Frequenz einvibriert wurden, nach der Nachverdichtung einen höheren Mantelwiderstand aktivieren können. Pfähle, die mit niedrigeren Frequenzen einvibriert wurden, besitzen nach der Nachverdichtung einen geringeren Mantelwiderstand als vorher.

Wie schon bei der Darstellung der Gesamttragfähigkeit zu erkennen war, vereinheitlicht die Nachverdichtung die Mantelwiderstände. Sie verbessert die geringtragfähige Bodenstruktur der hochfrequenten Pfähle, verschlechtert jedoch die hochtragfähige Bodenstruktur, die durch das Einvibrieren mit niedrigen Frequenzen entstanden ist.

MOSHER (1987) stellte in seinen Untersuchungen eine geringe Differenz der Mantelreibung zwischen gerammten und vibrierten Zugpfählen fest. Obwohl die Angaben über die Einbringfrequenz und die Resonanzfrequenz des Bodens fehlen, läßt sich seiner Schlußfolgerung zustimmen, daß die geringeren Tragfähigkeiten vibrierter Pfähle im Vergleich zu gerammten Pfählen nicht durch unterschiedliche Mantelreibung, sondern im wesentlichen durch den unterschiedlichen Spitzendruck entstehen.

3.3.3.3 Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Pfahlfußwiderstand

Der Pfahlfußwiderstand wurde aus der Differenz von Gesamttragfähigkeit bei einer Setzung von $s = 7,2$ mm und Mantelwiderstand (Kapitel 3.3.3.2) ermittelt (Bilder 69 und 70).

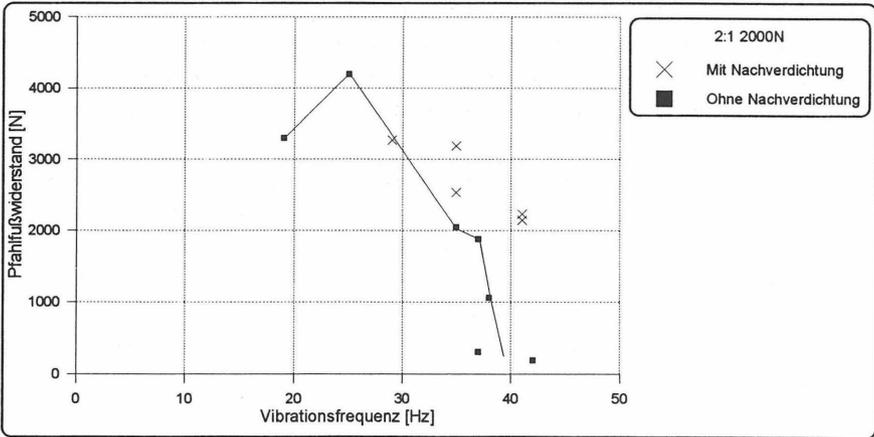


Bild 69: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Pfählfußwiderstand, Gewichtsverhältnis 2:1, Fliehkraft 2000 N

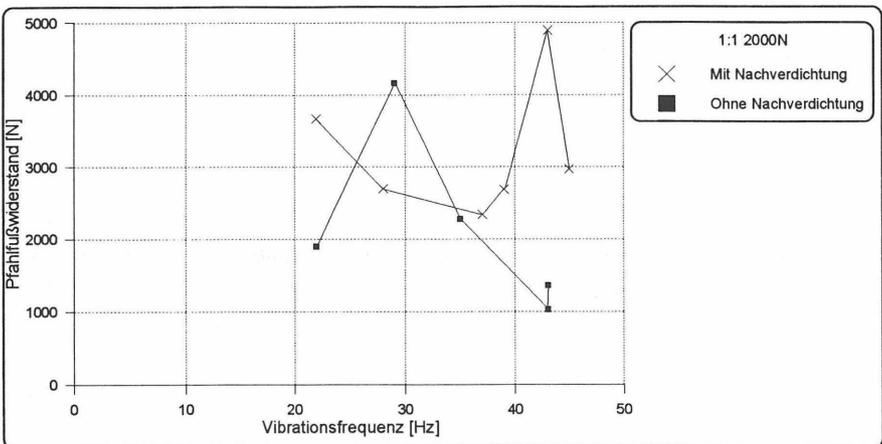


Bild 70: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Pfählfußwiderstand, Gewichtsverhältnis 1:1, Fliehkraft 2000 N

Der Pfahlfußwiderstand wird in einem hohen Maße von der Vibrationsfrequenz beeinflusst. Je höher die Vibrationsfrequenz, desto niedriger der Pfahlfußwiderstand. Der Einfluß der Gewichtsverhältnisse ist unbedeutend. Interessant ist bei den Pfählen ohne Nachverdichtung, daß der Höchstwert des Pfahlfußwiderstandes bei ca. 25 - 29 Hz erreicht wird. Niedrigere und höhere Einbringfrequenzen ergeben nur kleinere Pfahlfußwiderstände. Dies kann durch die Resonanzfrequenz des Bodens erklärt werden, die unterhalb des Pfahlfußes durch die ständige Verdichtung beim Einvibrieren höher ist als im übrigen Mantelbereich (ca. 22 Hz) des Pfahls. Außerhalb des Resonanzbereichs des Bodens entstehen beim Vibrieren größere Schwinggeschwindigkeitsunterschiede zwischen Pfahl und Boden, d.h. es entstehen Relativbewegungen und somit Reibungen, die nach der Analyse der Temperaturmessungen am Pfahlfuß zu einer Temperaturerhöhung führen. Dadurch findet kein optimaler Energieübergang zwischen Pfahl und Boden statt.

Schwingt der Pfahlfuß mit der Resonanzfrequenz des Bodens, wird der Boden so umgelagert, daß sehr hohe Pfahlfußwiderstände möglich sind. Bei Vibrationsfrequenzen, die höher oder niedriger als die Resonanzfrequenz des Bodens sind, entwickeln sich nur sehr viel niedrigere Pfahlfußwiderstände.

Bei den Pfählen mit anschließender Nachverdichtung werden die Pfahlfußwiderstände auf einem relativ hohen Niveau vereinheitlicht (Bild 69). Das ist dadurch zu erklären, daß die Nachverdichtung mit ungefähr der Resonanzfrequenz des Bodens durchgeführt wird. Bei einem Gewichtsverhältnis von 1:1 (Bild 70) erreichen die nachverdichteten Pfähle, die mit 22 Hz und 43 Hz abgeteuft wurden, zum Teil höhere Pfahlfußwiderstände als die mit Resonanzfrequenz des Bodens abgeteufte Vibrationspfähle.

Nach VIPULANDAN et al. (1990) ist der Spitzendruck vibrierter Pfähle ca. 15 % niedriger als der Spitzendruck vergleichbar gerammter Pfähle. Da sie keine Hinweise über die Vibrations- und die Bodenfrequenzen angeben, handelt es sich wahrscheinlich um einen Pfahl, der mit einer Frequenz zwischen 40 Hz und 50 Hz einvibriert wurde. Wie die eigenen Ergebnisse zeigen, ist der Pfahlfußwiderstand stark von der Vibrationsfrequenz abhängig. Ist die Differenz zur Resonanzfrequenz des Bodens groß, reduzieren sich die Pfahlfußwiderstände sehr stark. Dies kann eine Erklärung für die geringe Tragfähigkeit der mit gewöhnlich zwischen 40 Hz bis 50 Hz einvibrierten Pfähle sein.

3.3.3.4 Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die vertikale Bodenschwing- und Pfahlkopfgeschwindigkeit

Die Effektivität der Energieübertragung zwischen Pfahl und Boden läßt sich durch die während des Einvibrierens der Pfähle gemessene Bodenschwinggeschwindigkeit bestimmen. Bild 71 zeigt die Meßwerte der Versuchsserie ohne anschließende Nachverdichtung.

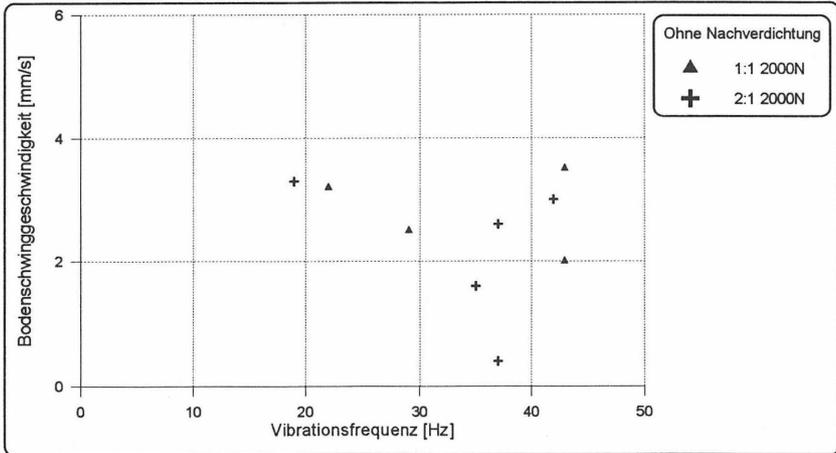


Bild 71: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die Bodenschwinggeschwindigkeit

Die relativ hohen Fehlermöglichkeiten bei der Bestimmung der Bodenschwinggeschwindigkeit lassen keine eindeutigen, sondern nur tendenzielle Aussagen zu. Zu erkennen sind hohe Bodenschwinggeschwindigkeiten bei Vibrationsfrequenzen von 21 Hz und 42 Hz. Vermutlich handelt es sich hierbei um Resonanz und Doppelresonanz.

Wird der Pfahl mit der Resonanzfrequenz des Bodens (≈ 22 Hz) einvibriert, schwingen die Sandkörner im gleichen Rhythmus wie der Pfahl. Der Energieübergang ist optimal, da kaum Reibung (= Energieverlust) zwischen Pfahl und Boden entsteht. Die Bodenschwinggeschwindigkeit ist entsprechend hoch. Dies Ergebnis entspricht den Untersuchungen von KÜHN (1978). Bei 42 Hz, also ungefähr doppelter Resonanzfrequenz, können die Sandkörner jede zweite Schwingung mit dem Pfahl gemeinsam ausführen. Daher ist die Bodenschwinggeschwindigkeit auch bei 42 Hz fast so hoch wie beim ersten Resonanzfall mit 21 Hz.

Unterstützt wird diese Erkenntnis durch die Betrachtung der Pfahlkopfgeschwindigkeit (Bild 72).

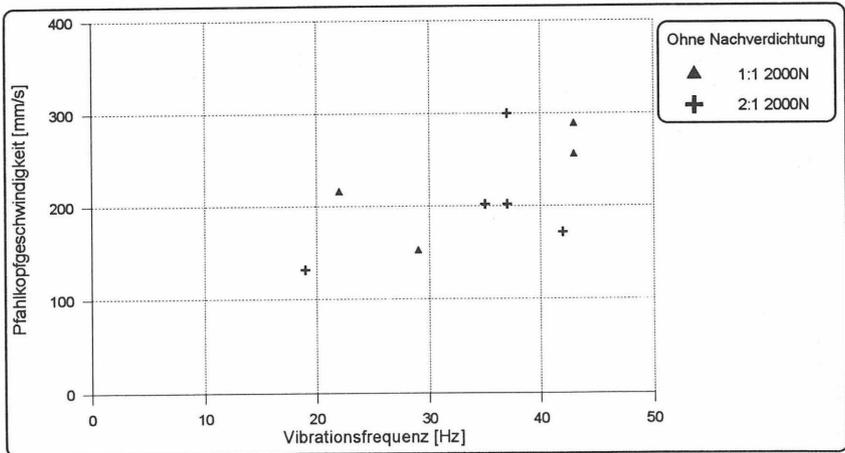


Bild 72: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die Pfahlkopfgeschwindigkeit

Die geringere Pfahlkopfgeschwindigkeit im Bereich der Resonanzfrequenz (≈ 22 Hz) des Bodens ist tendenziell zu erkennen. Wenn der Pfahl im Resonanzbereich des Bodens vibriert, sinkt seine Schwinggeschwindigkeit und die des Bodens nimmt zu. Wie oben schon erläutert, bewegen sich die am Pfahlschaft anliegenden Sandkörner bei Resonanzfrequenz des Bodens mit. Dadurch muß der Vibrator nicht nur den Pfahl bewegen, sondern auch sämtliche mit-schwingenden Sandkörner. Als Konsequenz dieses erhöhten Energiebedarfs ergibt sich die reduzierte Pfahlkopfgeschwindigkeit.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß der optimale Energieübergang zwischen Pfahl und Boden bei Vibrationsfrequenzen liegen, die der Resonanzfrequenz des Bodens entsprechen.

3.3.3.5 Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die Tragfähigkeitsänderung infolge Dilatanz

Als Dilatanz bezeichnet man, wie bereits in Kapitel 2.1.4 näher erläutert, die Volumenvergrößerung während einer Scherbeanspruchung mit der daraus folgenden Erhöhung der

Radialspannung. Sie tritt nur in dicht gelagerten Böden auf und bewirkt sehr hohe Mantelreibungen. Nach Überschreiten des Spitzenwertes reduziert sich der Wert bei weiteren Verschiebungen auf die Restscherspannung.

Die Differenz zwischen dem Spitzenwert der Zugkraft und der Restzugkraft während des Ziehens des Pfahles ist ein Ausmaß für das dilatante Verhalten eines Bodens. Um zu berücksichtigen, auf welchem Niveau das dilatante Verhalten bei den Vibrationsversuchen stattfindet, wurde die Differenz auf die Restzugkraft bezogen:

$$\text{Dilatanzfaktor [\%]} = \frac{(\text{max. Zugkraft (Anfang)} - \text{Restzugkraft})}{\text{Restzugkraft}} \times 100$$

In den Bildern 73 und 74 ist der Dilatanzfaktor [%] für beide Gewichtsverhältnisse aufgezeigt.

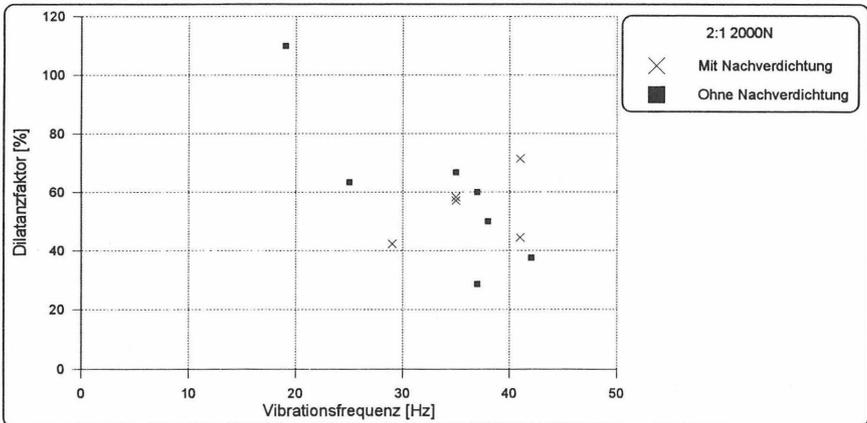


Bild 73: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Dilatanzfaktor, Gewichtsverhältnis 2:1, Fliehkraft 2000 N

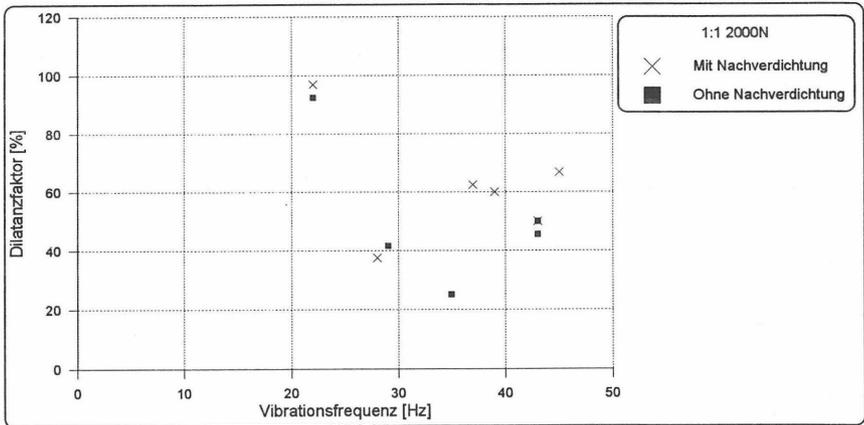


Bild 74: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Dilatanzfaktor, Gewichtsverhältnis 1:1, Fliehkraft 2000 N

Aus den Bildern ist zu entnehmen, daß das Dilatanzverhalten bei niedrigeren Vibrationsfrequenzen stärker ausgeprägt ist als bei höheren Vibrationsfrequenzen.

In dem Bild 74 ist bei den Pfählen ohne anschließende Nachverdichtung ein erneutes Ansteigen des Dilatanzfaktors im Bereich von 42 Hz festzustellen. Eventuell handelt es sich hierbei, ähnlich wie bei der Bodenschwinggeschwindigkeit (Kapitel 3.2.3.4), um eine günstigere Verdichtung im Bereich der doppelten Resonanzfrequenz. In Bild 73 ist nur um 20 Hz ein sehr hohes Dilatanzverhalten zu verzeichnen.

Nach der Nachverdichtung ist das Dilatanzverhalten vereinheitlicht, d.h. daß die Vibrationsfrequenz beim Einbringen des Pfahles nicht mehr ausschlaggebend ist für das Tragverhalten.

3.3.3.6 Einfluß der Pfahlkopfgeschwindigkeit auf die Tragfähigkeit

Es wurde oben schon erläutert, daß der optimale Energieübergang zwischen Pfahl und Boden sich dann entwickelt, wenn die Bodenschwinggeschwindigkeit beim Einvibrieren mit der Resonanzfrequenz des Bodens am höchsten ist. Dann ist gleichzeitig die Pfahlkopf-

geschwindigkeit am niedrigsten. Dabei stellt sich eine geringe Relativbewegung zwischen Pfahl und Boden ein, denn der Pfahl regt den Sand in einem größeren Bereich um seinen Schaft zum Mitschwingen an. Diese große Masse verbraucht sehr viel Energie, die dem Pfahl selbst zum schnellen Schwingen fehlt.

In Bild 75 ist die Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Pfahlkopfgeschwindigkeit dargestellt.

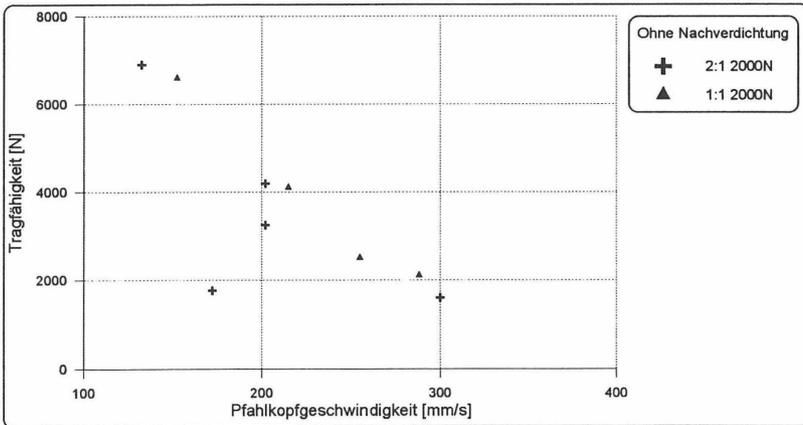


Bild 75: Einfluß der Pfahlkopfgeschwindigkeit auf die Tragfähigkeit, ohne Nachverdichtung

Wie den Bildern 71 und 72 zu entnehmen war, bewirken mit der Resonanzfrequenz des Bodens einvibrierte Pfähle einen guten Energieübergang zwischen Pfahl und Boden, erkennbar durch eine hohe Bodenschwing- und eine niedrigere Pfahlkopfgeschwindigkeit. Aus Bild 75 wird deutlich, daß der gute Energieübergang bei niedrigen Pfahlkopfgeschwindigkeiten zu hohen Tragfähigkeiten führt.

Offensichtlich bewirken ein optimaler Energieübergang bzw. die hohe Energieaufnahmefähigkeit des Bodens bei Resonanzfrequenz eine großräumige Verdichtung und Verspannung des Pfahles mit dem Boden, der anschließend hohe Traglasten aufnehmen kann.

Da Bauwerke gewöhnlich bei Anregung mit Resonanzfrequenz höchsten internen Belastungen ausgesetzt sind, bestand die Befürchtung, daß auch im Vibrationspfahl hohe innere

Spannungen (Druck und Zug) während des Vibrierens mit Resonanzfrequenz entstehen. Mit Hilfe der Ergebnisse der Dehnungsmessungen konnten unter Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls und der Querschnittsfläche des Vibrationspfahls die inneren Spannungen im Pfahlkopfbereich ermittelt werden. In Bild 76 sind die inneren Spannungen im Pfahl in Abhängigkeit von der Pfahlkopfgeschwindigkeit dargestellt.

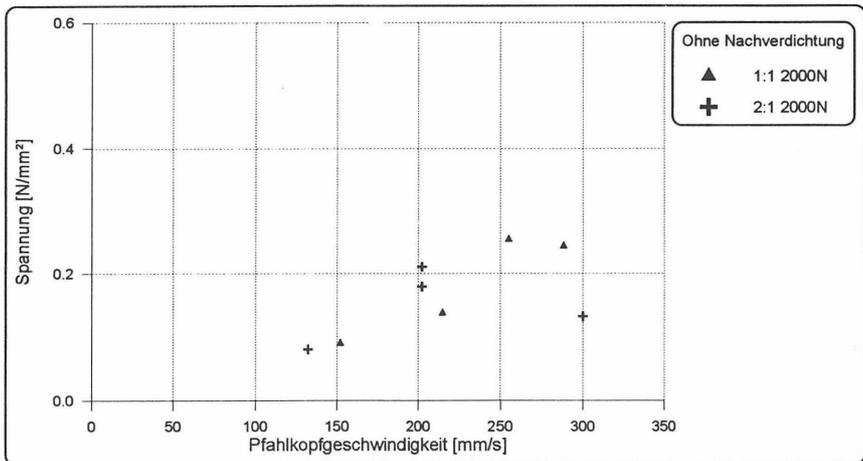


Bild 76: Einfluß der Pfahlkopfgeschwindigkeit auf die Spannung im Pfahl, ohne Nachverdichtung

Die Spannungen im Pfahl sind tendenziell am geringsten, wenn auch die Pfahlkopfgeschwindigkeit niedrig ist. Das bedeutet, daß beim Einvibrieren mit der Resonanzfrequenz des Bodens die Energie aus dem Vibrationsmotor durch den Pfahl in den Boden übergeleitet wird, ohne den Pfahl selbst stärker zu belasten.

3.3.3.7 Einfluß der Vibrationszeit auf die Tragfähigkeit

Die Vibrationszeit, also die benötigte Zeit zum Abteufen des Vibrationspfahls bis auf Endtiefe, wird in erster Linie durch den Abstand der Vibrationsfrequenz von der Resonanzfrequenz des Bodens bestimmt. Je dichter die beiden Frequenzen beieinanderliegen, desto länger dauert der Vibrationsvorgang, aber desto höher ist auch die Tragfähigkeit der Pfähle.

In Bild 77 ist die notwendige Vibrationszeit zum Abteufen der Vibrationspfähle in Abhängigkeit von der Vibrationsfrequenz dargestellt. Die Zahlen neben den Meßpunkten sind die Werte der Tragfähigkeit.

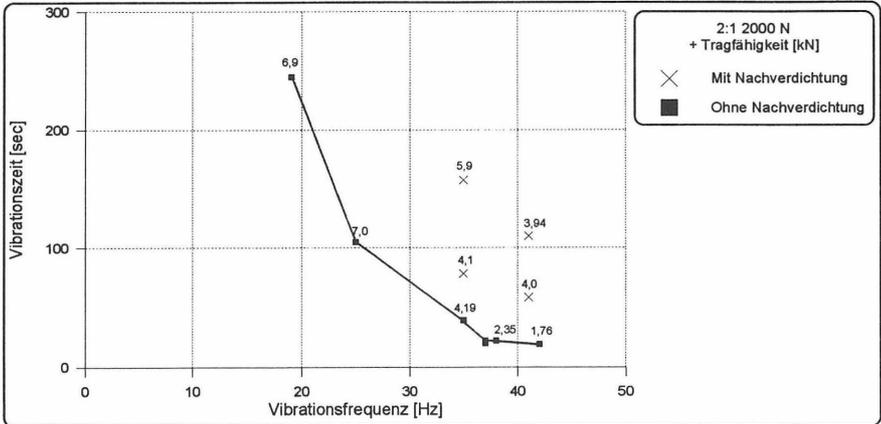


Bild 77: Einfluß der Vibrationsfrequenz auf die notwendige Vibrationszeit

Deutlich ist die längere Vibrationszeit im Bereich der Resonanzfrequenz des Bodens (≈ 22 Hz) zu erkennen. Ab einer Vibrationsfrequenz von 30 Hz sind die Vibrationszeiten kürzer, allerdings reduzieren sich auch die Werte der Tragfähigkeit.

Bei der direkten Darstellung der Tragfähigkeit über die Vibrationszeit erkennt man bei den Pfählen ohne Nachverdichtung den asymptotischen Verlauf der Kurven. Die Pfähle mit Nachverdichtung verzeichnen anfangs einen horizontalen Verlauf und nach Überschreiten einer Grenzzeit einen linearen Anstieg (Bilder 78 und 79).

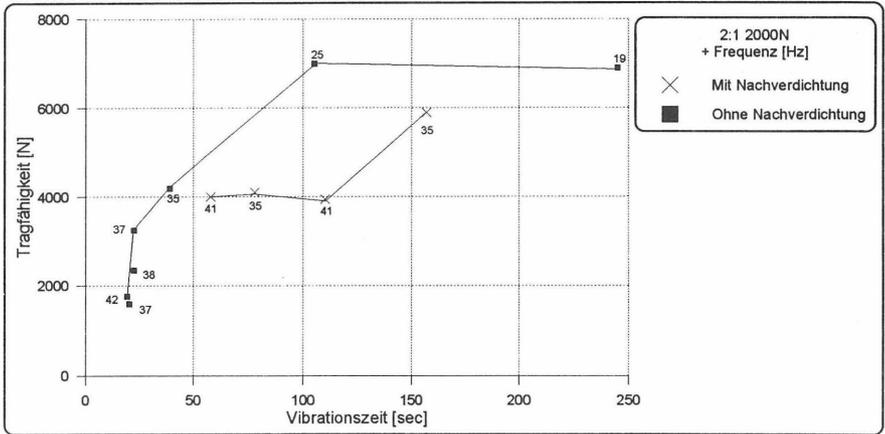


Bild 78: Einfluß der Vibrationszeit auf die Tragfähigkeit, Gewichtsverhältnis 2:1, Fliehkraft 2000 N

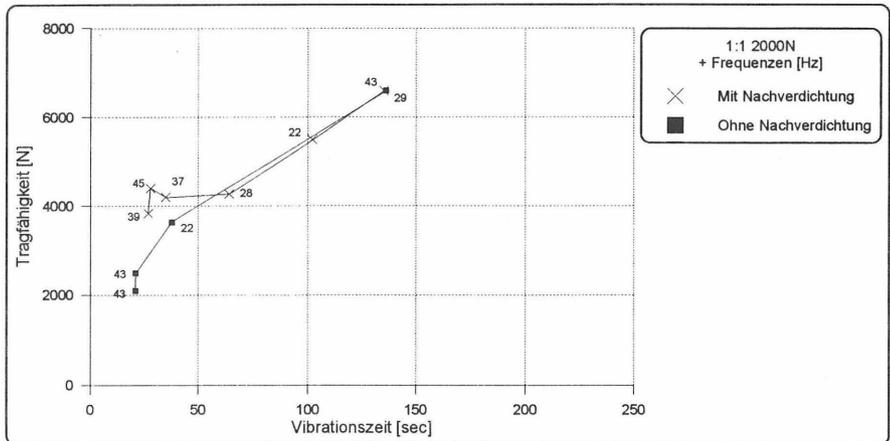


Bild 79: Einfluß der Vibrationszeit auf die Tragfähigkeit, Gewichtsverhältnis 1:1, Fliehkraft 2000 N

Die Vibrationszeit konnte nicht direkt gesteuert werden, da der Pfahl durch sein Eigengewicht (+ Vibrator) in den Boden versinkt. Die Einbringgeschwindigkeit und damit die Vibrationszeit wird allein durch die Vibrationsfrequenz bestimmt.

Mit einer geringen Zunahme der Vibrationszeit, hervorgerufen durch eine niedrigere Frequenz, lassen sich anfänglich hohe Tragfähigkeitszuwächse erreichen. Ab einer gewissen Grenze läßt sich durch noch längere Vibrationszeiten keine weitere Steigerung der Tragfähigkeit erzielen. Beim Gewichtsverhältnis von 1:1 konnte diese Grenze noch nicht erreicht werden.

Die Erkenntnis aus den Bildern 78 und 79 bestätigt, daß die Nachverdichtung einen positiven Effekt auf die Pfähle hat, die mit hohen Frequenzen einvibriert wurden. In der Regel bedeuten hohe Vibrationsfrequenzen niedrigere Eindringzeit, aber auch niedrigere Tragfähigkeiten. Mit Hilfe der Nachverdichtung werden die Tragfähigkeiten auf ein Niveau angehoben, das sonst von Pfählen erreicht wird, die mit einer Frequenz von ca. 5 bis 10 Hz oberhalb der Resonanzfrequenzen des Bodens einvibriert werden. Die sehr hohen Tragfähigkeiten der Pfähle, die mit Resonanzfrequenz des Bodens einvibriert wurden, können aber auch mit der Nachverdichtung nicht erreicht werden.

Werden allerdings Pfähle, die mit einer Frequenz nahe der Resonanzfrequenz des Bodens einvibriert wurden, anschließend noch nachverdichtet, besteht die aus Bild 68 erkannte Gefahr, daß die Bodenstruktur aufgelockert wird und die Tragfähigkeit sich reduziert. Auch KÜHN (1980) beobachtete nicht gewollte Auflockerungen beim längeren Vibrieren mit der Resonanzfrequenz des Bodens, während POTEUR (1971) diese in keinem seiner Versuche feststellte. Seine Ergebnisse lassen sich aufgrund fehlender Angaben über die Frequenzen nur bedingt nachvollziehen.

3.3.4 Zusammenfassende Beurteilung

Die Eindringgeschwindigkeit und das Tragverhalten von einvibrierten Pfählen wird entscheidend durch den Abstand der Vibrationsfrequenz von der Resonanzfrequenz des Bodens geprägt.

Tragfähigkeit des Pfahls:

Im allgemeinen gilt, je höher die Vibrationsfrequenz (also je größer die Differenz zur Resonanzfrequenz des Bodens), desto schneller lassen sich die Pfähle einvibrieren, desto

geringer sind aber auch die späteren Tragfähigkeiten. Eine nach dem Einvibrieren des Pfahls durchgeführte Nachverdichtung mit der Resonanzfrequenz des Bodens, vereinheitlicht die Tragfähigkeit auf einem relativ hohen Niveau. Pfähle, die mit hohen Frequenzen schnell einvibriert wurden, also eine nur geringe Tragfähigkeit besitzen, können durch die Nachverdichtung auf ein Tragfähigkeitsniveau angehoben werden, das sonst von Pfählen erreicht wird, die mit einer Frequenz im Abstand von 5 Hz bis 10 Hz von der Bodenresonanzfrequenz - entsprechend länger - einvibriert wurden.

Die höheren Tragfähigkeiten der mit der Resonanzfrequenz des Bodens einvibrierten Pfähle konnten durch die Nachverdichtung nicht erreicht werden. Eventuell muß die Resonanzfrequenz des Bodens genauer erfaßt und der Vibrator entsprechend geregelt werden (die Resonanzfrequenz ändert sich ständig durch die zunehmende Verdichtung des Bodens), damit die Tragfähigkeiten noch weiter gesteigert werden können.

Die von KRAFT (1991) und RODATZ (1993) beschriebenen Spannungsreduzierungen durch Vibrationen sind aufgrund dieser Ergebnisse stark von der Differenz der Vibrations- zur Resonanzfrequenz des Bodens abhängig. Die beiden Frequenzen sollten daher bei der Beurteilung berücksichtigt werden.

Mantelwiderstand:

Der Einfluß der Vibrationsfrequenz auf den Mantelwiderstand ist je nach Gewichtsverhältnissen unterschiedlich stark ausgeprägt. Bei einem Gewichtsverhältnis von 2:1 nimmt sie mit höherer Vibrationsfrequenz stärker ab als wenn Pfahl und Vibrator gleich schwer sind. Die Nachverdichtung vereinheitlicht sie, d.h. niedrigere Mantelwiderstände werden angehoben, aber sehr hohe Werte können auch reduziert werden.

Pfahlfußwiderstand:

Der Pfahlfußwiderstand wird sehr stark durch die Vibrationsfrequenz geprägt. Im Resonanzfrequenzbereich des Bodens ist der Pfahlfußwiderstand am höchsten, während er bei geringen Differenzen der Vibrations- zur Resonanzfrequenz stark abfällt.

Obwohl weder MOSHER (1987) noch VIPULANDAN et al. (1990) Hinweise über Vibrationsfrequenzen und Resonanzfrequenzen von Böden angegeben haben, kann aufgrund der eigenen Versuche bestätigt werden, daß für die im Vergleich zu den Rammpfählen geringere Tragfähigkeit der mit 40 Hz bis 50 Hz vibrierten Pfähle - bei einer Resonanzfrequenz des Bodens von ≈ 22 Hz - im wesentlichen der geringere Pfahlfußwiderstand verantwortlich ist.

Pfahlkopf- und Bodenschwinggeschwindigkeit:

Wird der Pfahl mit einer Frequenz einvibriert, die der Resonanzfrequenz des Bodens entspricht, schwingt der Boden am stärksten und der Pfahl am geringsten. In diesem Fall gibt es kaum eine Relativbewegung zwischen Pfahl und Boden und somit nur sehr geringe Reibung (die Analysen der Pfahlfußtemperaturen bestätigen dies). Daraus kann gefolgert werden, daß ein optimaler Energieübergang zwischen Pfahl und Boden beim Vibrieren mit der Resonanzfrequenz des Bodens stattfindet. Als Konsequenz dieses optimalen Energieübergangs wird der Boden so umstrukturiert, daß der Pfahl höhere Lasten abtragen kann.

Spannungen:

Die Messungen der Dehnungen am Pfahlkopf geben Hinweise auf die inneren Spannungen (Druck und Zug) während des Vibrierens. Sie sind beim Vibrieren mit der Resonanzfrequenz des Bodens niedriger, das bedeutet, daß die Energie vom Vibrator durch den Pfahl in den Boden geleitet wird, ohne den Pfahl selbst stärker zu belasten.

Dilatanzverhalten:

Ein für die Tragfähigkeit günstiges Dilatanzverhalten entwickelt sich beim Einvibrieren der Pfähle mit einer Frequenz im Resonanz- und im Doppelresonanzbereich des Bodens. Die Nachverdichtung vereinheitlicht alle Werte auf einem relativ hohen Niveau.

Vibrationszeit:

Je dichter die Vibrationsfrequenz und die Resonanzfrequenz des Bodens beieinander liegen, desto länger dauert der Vibrationsvorgang. Eine anfängliche geringere Verlängerung der Vibrationszeit (durch Reduzierung der Vibrationsfrequenz) bewirkt eine rasche Zunahme der Tragfähigkeit. Ab einer gewissen Grenze sind keine weiteren Steigerungen der Tragfähigkeit zu erreichen. Wird jedoch mit Resonanzfrequenz des Bodens über einen längeren Zeitraum nachverdichtet, können die ebenfalls von KÜHN (1980) beobachteten Auflockerungen entstehen und die Tragfähigkeiten der Pfähle reduzieren sich wieder.

3.4 Vergleich gerammter und einvibrierter Stahlpfähle

Im Laufe der Versuche und deren Auswertung wurden immer wieder neue Erkenntnisse bezüglich des Tragverhaltens und der Meßtechnik der Pfähle gewonnen. Dadurch konnten für die jeweils nächsten Versuchsserien entsprechende Modifikationen vorgenommen werden. Das hat den Vorteil, daß die neuen Erfahrungen gleich angewendet werden konnten. Nachteilig ist

aber, daß die Versuche zwischen den einzelnen Pfahlsystemen nicht mehr vergleichbar waren, da jeweils andere Versuchspfähle zum Einsatz kamen.

Bei dieser Versuchsserie wurde der Versuchspfahl aus den Vibrationsversuchen (Durchmesser $D = 36$ mm, Länge 1,5 m) (Kapitel 3.3.2.2) mit den entsprechenden Meßsystemen eingesetzt.

Sämtliche Versuche wurden im wassergesättigten Sand durchgeführt, deren Abläufe den der Modellversuche mit Ramppfählen (Kapitel 3.2.2.8) und Vibrationspfählen (Kapitel 3.3.2.3) entsprachen.

Im wesentlichen wurden mit diesen Versuchen zwei Ziele verfolgt. Zum einen sollten an ausgewählten Versuchskonstellationen die Erkenntnisse der ersten Versuchsserien überprüft werden, um die Sicherheit dieser Erkenntnisse zu erhöhen. Zum anderen sollte derselbe Pfahl in den gleichen Boden eingerammt und nach dem Ziehen aus dem Boden einvibriert werden, um die zwei Einbringverfahren bezüglich der Tragfähigkeit der Pfähle direkt miteinander vergleichen zu können.

Nachdem der Versuchspfahl bis auf 1,1 m Tiefe eingebracht wurde, erfolgte die statische Probelastung mit einem Pneumatikzylinder. Während der Auswertung der Last-Setzungslinie konnte nicht immer eindeutig die Grenzlast festgestellt werden, so daß entsprechend der Auswertung der Vibrationsversuche, die Tragfähigkeit für alle Versuche bei einer Setzung von 7,2 mm ($= 0,2 \times D$) angenommen wurde.

In Bild 80 sind die Tragfähigkeiten des selben Modellpfahls als Ramm- und als Vibrationspfahl dargestellt.

Ramppfahl					
Rammgewicht [N]	Ramm- zu Pfahlgewicht [-]	Fallhöhe [m]	Rammfutter [-]	Tragfähigkeit [N]	Zeitaufwand zum Abteufen [sec]
100	1.0	0.3	PE	2340	226
100	1.0	0.3	Gummi	2730	284
200	2.0	0.1	PE	2320	214
200	2.0	0.1	Gummi	2450	270
Vibrationspfahl					
Vibrations- frequenz [Hz]	Fliehkraft [N]	Nachverdichtung		Tragfähigkeit [N]	Zeitaufwand zum Abteufen [sec]
		Frequenz [Hz]	Dauer [sec]		
30	2000	-	-	3030	46
50	2000	-	-	1480	12
50	2000	20	120	2940	12 + 120
50	2000	20	300	2400	12 + 300
50	2000	50	120	2070	12 + 120

Bild 80: Vergleich der Tragfähigkeiten des selben Modellpfahls im gleichen wassergesättigten Sand als Ramm- und als Vibrationspfahl

Ramppfahl

Die Erkenntnisse der ersten Versuchsserie bestätigen sich. Der mit einem Gummifutter gerammte Pfahl hat immer eine höhere Tragfähigkeit als ein mit PE-Futter gerammter Pfahl. Bei dem mit PE-Futter gerammten Pfahl ergibt sich, im Gegensatz zu den mit Gummifutter gerammten Pfählen, kaum eine Änderung in der Tragfähigkeit, wenn mit unterschiedlichen Rammgewichten und Fallhöhen abgeteuft wird.

Vibrationspfahl

Auch hier können die wesentlichen Erkenntnisse der ersten Versuchsserie bestätigt werden. Der mit einer geringen Differenz zur Resonanzfrequenz des Bodens (≈ 22 Hz) einvibrierte Pfahl (30 Hz) erreichte die höchste Tragfähigkeit (3030 N), während der mit 50 Hz einvibrierte Pfahl nur ca. die Hälfte der Tragfähigkeit (1480 N) des mit 30 Hz einvibrierten Pfahls erreichte. Erfolgt anschließend eine zweiminütige Nachverdichtung mit 20 Hz, kann die Tragfähigkeit fast verdoppelt werden (2940 N). Bei einer fünfminütigen Nachverdichtung reduziert sich die Tragfähigkeit wieder auf 2400 N. Wird statt mit Resonanzfrequenz zwei Minuten weiter mit 50 Hz vibriert (das weitere Einsinken des Pfahls muß hierbei, im Gegensatz zur Nachverdichtung mit Resonanzfrequenz, verhindert werden), ist die Tragfähigkeit höher (2070 N) als ohne Nachverdichten, aber insgesamt sehr viel kleiner als bei Nachverdichtung mit der Resonanzfrequenz des Bodens.

In der Praxis wurden bisher solche Herstellverfahren eingesetzt, die ein schnelles, zerstörungsfreies Abteufen der Pfähle ermöglichen. Daher erfolgte das Einvibrieren der Vibrationspfähle mit einer möglichst hohen Frequenz. Aus Bild 80 wird deutlich, daß der mit 50 Hz einvibrierte Pfahl nur ca. 64 % der Tragfähigkeit eines mit PE-Futter eingebrachten Rammpfahls entwickelt. Das entspricht den Erfahrungen von MAZURKIEWICZ (1986), VIPULANANDAN et al. (1990) und O'NEILL et al. (1990).

Wird dieser Pfahl anschließend zwei Minuten mit der Resonanzfrequenz des Bodens nachverdichtet, ist seine Tragfähigkeit anschließend ca. 26 % höher als die Tragfähigkeit der mit PE-Futter gerammten Pfähle. Betrachtet man den gesamten Zeitaufwand zum Abteufen und Nachverdichten, ist der vibrierte Pfahl mit 134 Sekunden ca. 40 % schneller als die durchschnittlich benötigte Rammzeit mit einem PE-Futter von ca. 220 Sekunden. Den geringsten Zeitaufwand (46 sec.) bis zum Erreichen der Endtiefe benötigte der mit 30 Hz einvibrierte Pfahl, der auch anschließend die höchste Last von 3030 N abtragen konnte.

Die in FRANKE (1989) beschriebene Empfehlung, nach der bei Vibrationspfählen nur 66 % der rechnerischen Tragfähigkeit von gerammten Pfählen angesetzt werden sollten, gilt daher nur bei Pfählen, die mit höheren Frequenzen (40 Hz - 50 Hz) einvibriert werden. Bei Modellpfählen im Labor, die anschließend für ca. zwei Minuten mit der Resonanzfrequenz des Bodens nachverdichtet wurden, ergeben sich höhere Tragfähigkeiten als bei vergleichbaren gerammten Pfählen.

3.5 Bohrpfähle

3.5.1 Einleitung und Ziel

In den bisherigen Veröffentlichungen beschrieben die Autoren lediglich ansatzweise den qualitativen Einfluß der Ausführungsarbeiten auf das Tragverhalten der Pfähle (Kapitel 2.2.3). Eine detaillierte Ausarbeitung über die relevanten Einflußfaktoren der Bohrpfahlherstellung existiert nicht.

Angeregt durch einen Schadenfall auf einer Baustelle wurden im Labor an einem einfachen, mit Wasser gefüllten Standrohr einzelne Parameter des Bohreimers und die Ziehgeschwindigkeit verändert, um sie qualitativ und quantitativ zu beurteilen. Mit Hilfe der Erkenntnisse aus der Hydromechanik konnte anschließend ein Berechnungsmodell aufgestellt werden, das die Gesetzmäßigkeit der Wasserströmungen im Bohrrohr während des Ziehens des Bohreimers simuliert. Über die Modellgesetze waren so Extrapolationen auf in-situ-Verhältnisse möglich. Die Ergebnisse sind in HARTUNG (1989) zusammengefaßt.

Nachdem die Größenordnungen des durch das Ziehen des Bohreimers verursachten relativen Wasserunterdrucks innerhalb der Verrohrung - im Vergleich zum Grundwasserdruck außerhalb der Verrohrung - ermittelt waren, bestand der nächste Schritt darin, festzustellen, welchen Einfluß diese relativen Wasserunterdrücke auf den Boden haben. Der relative Wasserunterdruck innerhalb der Verrohrung verursacht eine Wasserströmung von außen in die Verrohrung. In weiteren Voruntersuchungen wurde festgestellt, daß starke Wasserströmungen, die durch große relative Wasserunterdrücke entstanden sind, zu Sandeinspülungen in die Verrohrung führen. Aber auch geringe Wasserströmungen führen zum Lösen von Feinstteilen aus dem Bodengefüge, die dann eingespült werden. Diese in Kapitel 2.2.3 beschriebenen Erosionen, Suffosionen und hydraulischen Grundbrüche verursachen einen Bodenzug unterhalb und neben der Verrohrung und führen damit zu Auflockerungen, wie in Bild 81 skizziert.

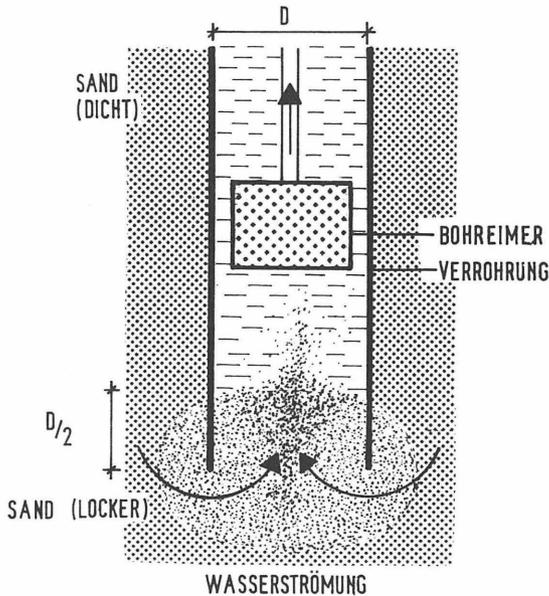


Bild 81: Auflockerungen unterhalb und neben der Verrohrung durch Erosion, Suffosion und hydraulischen Grundbruch (nach HARTUNG 1993)

Hieraus ergeben sich drei Fragen:

- Von welchen Parametern hängen diese Auflockerungen ab?
- Wie groß können die Auflockerung und der Einflußbereich sein?
- Welchen Einfluß haben die Auflockerungen auf das Tragverhalten der Bohrpfähle?

Mit Hilfe einer FEM-Berechnung, die auf sehr einfachen Annahmen der Bodenparameter basierte, wurde versucht diese Fragen zu klären. Eine genauere Beschreibung der Berechnung und die Analyse der Ergebnisse sind in HARTUNG (1993) enthalten.

Die Durchflußfläche ist die Fläche zwischen Verrohrung und Bohrer, durch die das Wasser während des Ziehvorgangs des Bohrers zum Druckausgleich nach unten strömen kann. Zur Vergrößerung der Durchflußfläche wird von den Herstellern ein zusätzliches Nachsaugrohr in den Bohrer eingebaut, damit der Kolben- bzw. Sogeffekt und damit der relative Wasserunterdruck nicht zu groß wird. Reduziert sich die vorhandene Durchflußfläche, z.B. durch Verstopfen des Nachsaugrohres, erhöht sich der relative Wasserunterdruck sehr stark.

Dadurch fließt verstärkt das Grundwasser von außen in die Verrohrung und kann zu hydraulischen Grundbrüchen führen.

Beispielhaft für die FEM-Untersuchungen wird in Bild 82 gezeigt, wie groß der durch hydraulischen Grundbruch verursachte aufgelockerte Bodenbereich sein kann und welche Konsequenz dieses für die horizontalen Bodenspannungen hat, wenn die Durchflußfläche des Wassers von 20 % durch eine Verstopfung des Nachsaugrohrs auf 12 % verkleinert wird. Für die Berechnungen konnte aufgrund der Vorversuche angenommen werden, daß sich während des Ziehens des Bohreimers (Durchmesser $D = 1,14$ m) in der Verrohrung (Durchmesser $D = 1,22$ m) mit einer Ziehgeschwindigkeit von 0,6 m/s ein relativer Wasserunterdruck von $\Delta H = 4,0$ m einstellt. Diese Größenordnung konnte durch in-situ-Messungen bestätigt werden (Kapitel 3.5.4).

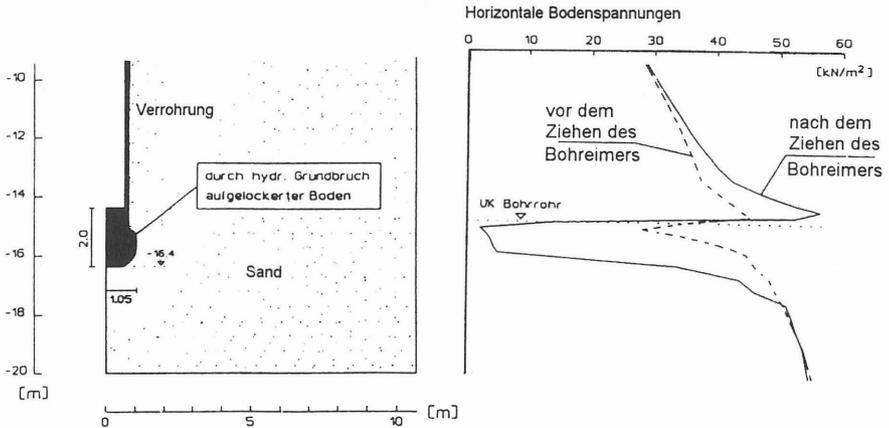


Bild 82: Bereich des durch den hydraulischen Grundbruch aufgelockerten Bodens und der horizontalen Bodenspannungen bei: Voreilung $D/2$, Nachsaugrohr verstopft, relativer Wasserunterdruck $\Delta H = 4,0$ m

Im Bild 82 ist im linken Teil der aufgelockerte Bereich markiert, der durch den entstandenen hydraulischen Grundbruch eines einzelnen Ziehvorgangs des Bohreimers entstanden ist. Deutlich ist zu erkennen, daß der Bereich größer als der Durchmesser der Verrohrung ist. Das kann eine Erklärung für die in Kapitel 2.2.3, Bild 32 dargestellten Auflockerungen der umliegenden Bodenbereiche nach der Bohrfahlherstellung sein.

Die im rechten Teil des Bildes 82 dargestellten horizontalen Bodenspannungen zeigen deren Verlauf vor und nach dem Ziehen des Bohreimers. Im Bereich der stärksten Auflockerungen, an der Unterkante der Verrohrung, treten auch die größten Spannungsreduzierungen auf.

Ohne weiter auf die einzelnen Details einzugehen, sollen kurz die Ergebnisse dieser Untersuchung zusammengefaßt werden:

- Die durch das Ziehen mit dem Bohreimer verursachten Strömungen können beträchtliche hydraulische Grundbrüche verursachen.
- Die Größe des durch diese hydraulischen Grundbrüche beeinflussten Bereichs ist neben der Durchflußfläche, der Ziehgeschwindigkeit und der Voreilung vor allem durch die Funktionsfähigkeit des Nachsaugrohres geprägt.
- Die horizontalen und vertikalen Bodenspannungen reduzieren sich in den durch hydraulische Grundbrüche aufgelockerten Bereichen auf teilweise unter 10 % der Ausgangsspannungen. Dies führt auch zu Spannungsumlagerungen in weiter entfernten Bodenbereichen.

Die im folgenden beschriebenen Laborversuche sollen erstens die Annahmen und die Ergebnisse der FEM-Rechnung überprüfen und zweitens untersuchen, welchen Einfluß die Auflockerungen auf das Tragverhalten von Bohrpfählen haben.

3.5.2 Versuche mit Modellpfählen

Die Versuche mit Modellpfählen sollten im wesentlichen zur Beantwortung der folgenden Fragen beitragen.

- Unter welchen Bedingungen und in welcher Größe werden Auflockerungen in den anliegenden Bodenbereichen durch die Herstellung der Bohrpfähle erzeugt?
- Wie wird das Tragverhalten der Bohrpfähle durch die Auflockerungen in den anliegenden Bodenbereichen beeinflusst?

Dazu wurden folgende Parameter variiert:

- Ziehgeschwindigkeit : 0,06 m/s; 0,12 m/s; 0,18 m/s; 0,24 m/s
- Bohreimerdurchmesser : 98 mm, 106 mm, 112 mm
- Das entspricht einer Durchflußfläche von A_D : 32 %, 20 %, 12 %
- Voreilung : Halber Durchmesser der Verrohrung
- Lagerungsdichte D : 0,34; 0,37; 0,43

Folgende Messungen wurden durchgeführt:

- Voreilung nach jedem Ziehvorgang
- Eingespülte Sandmenge nach jedem Ziehvorgang
- Sondierungen (vorher, nachher) zur Feststellung von Auflockerungen
- Betonverbrauch durch Längen- und Durchmesser-Messungen am abgebundenen Pfahlschaft
- Last }
Setzung } daraus: Last - Setzungslinie

3.5.2.1 Versuchsstand und Versuchssand

Die Versuche wurden in dem gleichen Versuchsstand mit dem gleichen Versuchssand durchgeführt, wie die Versuche für die Ramm- und Vibrationspfähle (Kapitel 3.2.2).

3.5.2.2 Verrohrung und Bohreimer

Als Verrohrung diente ein Stahlrohr, Durchmesser innen 119 mm und außen 127 mm, Länge 1,5 m, das mit entsprechenden Führungsstangen senkrecht gehalten werden konnte.

Ein Metallzylinder, auf dessen oberer Seite eine 1,5 m lange Stange mit einem Griff zum Drehen befestigt war, diente als Bohreimer. Durch aufschiebbarer Hülse war sein Außendurchmesser variierbar. Die untere Seite wurde mit einer Metallplatte verschlossen, die

eine kleine dreieckförmige Öffnung mit einem nach außen gebogenen Schneidkeil besaß. Durch die Drehbewegung der Stange und des Bohreimers löste der Schneidkeil den Boden und förderte ihn in den Bohreimer. Das Herausfließen des Sandes konnte durch eine innen liegende Gummilasche verhindert werden (Bild 83).



Bild 83: Modell-Bohreimer

3.5.2.3 Meßtechnik

Es wurden keine elektrischen Meßsysteme eingesetzt. Ergänzend zu der statischen Probelastung (Kapitel 3.3.2.3) wurden Sondierungen zur Bestimmung der Lagerungsdichte vor und nach der Bohrpfahlherstellung durchgeführt.

3.5.2.4 Versuchsdurchführung

Die Grundvoraussetzung zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse der Modellversuche waren gleiche Bodenverhältnisse in dem Versuchsstand. Daher wurde der Sand nach jedem Versuch aus- und in gleicher Weise wieder neu eingebaut.

Nach dem Einspülen und dem Verdichten des Sandes mit einem Tiefenrüttler wurden an drei Stellen im Abstand von 20 cm von der zukünftigen Pfahlachse Rammsondierungen zur Bestimmung der Lagerungsdichte ausgeführt. Diese dienten zur Überprüfung der Gleichmäßigkeit der Lagerungsdichte. Zusätzlich ergaben diese Sondierergebnisse, im Vergleich mit den Sondierergebnissen nach dem Abteufen der Verrohrung, einen Hinweis auf die Auflockerungen im Boden.

In den Vorversuchen wurde mit einer leichten Rammsonde DPL gearbeitet. Nach den ersten Testversuchen mit dem Bohreimer und der Verrohrung wurde festgestellt, daß sich die Lagerungsdichte durch die Bohrpfahlherstellung sehr stark verringert. Die Rammsonde versank infolge Eigengewicht im Sand. Abhilfe brachte eine eigene spezielle Rammsonde mit einem Durchmesser $D = 22$ mm, Spitzendurchmesser $D = 25,2$ mm, Fallgewicht 2,5 kg und einer Fallhöhe 28,5 cm. Sie war durch ihr geringes Gewicht auch besser in der Lage, kleinere Unterschiede in der Lagerungsdichte zu erfassen. Wichtig war nicht die DIN-gerechte Feststellung der Lagerungsdichte (das konnte weiterhin mit der DPL-Sonde geschehen), sondern der relative Unterschied der Schlagzahlen vor und nach der Bohrpfahlherstellung zur Bestimmung der Auflockerungen. Da jede Versuchskonstellation mindestens zweimal durchgeführt wurde - bei Abweichungen größer 15 % erfolgte ein dritter Versuch, ohne jedoch die Extremwerte zu berücksichtigen - und an drei Stellen Rammsondierungen durchgeführt wurden, sind die Ergebnisse der Sondierungen statistisch relativ gut abgesichert.

3.5.2.5 Bohrpfahlherstellung

Zunächst wurde die Verrohrung in den aufbereiteten Sand ca. 15 cm hineingedrückt. Nach dem Einführen des Bohreimers in die Verrohrung erfolgte die Drehung über das Gestänge, so daß der Schneidkeil den Sand löste und in den Bohreimer förderte. Als kein Bohrfortschritt mehr zu erzielen war, weil der Bohreimer vollständig gefüllt war, wurde er mittels Stahlseil, Umlenkrolle und Elektromotor mit einer definierten Ziehgeschwindigkeit nach oben aus der Verrohrung gezogen (Bild 84).

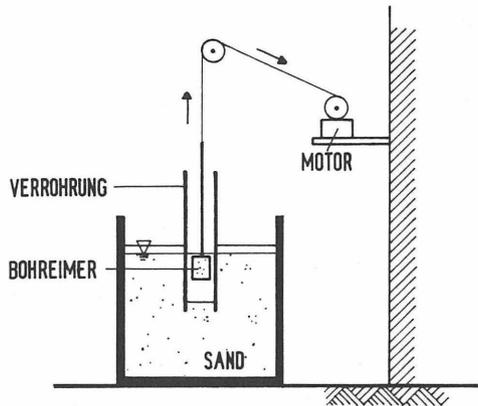


Bild 84: Ziehvorgang des Bohreimers

Nach jedem Ziehvorgang wurden die Höhe der Bohrlochsohle und die Wasserstandshöhe in der Verrohrung gemessen. Die Ergebnisse dieser Messungen ergaben eine Beruhigung der Bohrlochsohle nach ca. 60 Sekunden. Das heißt, die aufgewirbelten Sandteilchen hatten sich zum größten Teil gesetzt bzw. der Bodenaufbruch infolge eines hydraulischen Grundbruchs war zur Ruhe gekommen. Allerdings dauerte es im Durchschnitt 2-3 Minuten, bis sich der Wasserspiegel innerhalb der Verrohrung wieder auf das Niveau des Wasserspiegels außen eingestellt hatte. Anschließend erfolgte das weitere Eindringen der Verrohrung.

Nachdem die gewünschte Bohrtiefe erreicht war, wurde wie in DIN 4014 Abs. 6.2.2 gefordert, die Bohrlochsohle bis zur Unterkante der Verrohrung gesäubert und geräumt. Bevor jetzt der Beton im Kontraktorverfahren eingebaut wurde, erfolgten an drei Stellen im Abstand von 20 cm von der Verrohrungsachse die Sondierungen. Diese Werte konnten anschließend mit den Ergebnissen der Sondierungen vor Bohrbeginn verglichen werden. Die Differenz ist eine Aussage über die Größe der Auflockerung und deren Verteilung über die Tiefe.

Beim Betonieren wurde besonders darauf geachtet, daß der gleiche Beton (B 25, Fertigezrezeptur, Körnung 0 - 8 mm) immer mit der gleichen Konsistenz eingebaut wurde. Veränderte Betonzusammensetzung oder Variieren des Fließverhaltens hätte durch den Siloeffekt (Kapitel 2.2.4) eine andere Horizontalspannung des Betons nach dem Ziehen der Verrohrung zur Folge. Damit wären nicht vergleichbare Spannungszustände im Sand aufgetreten.

Nach zwei Tagen hatte der Beton eine ausreichende Druckfestigkeit erreicht, und der Pfahl konnte statisch probebelastet werden.

3.5.2.6 Versuchsergebnisse

Beispielhaft soll an einer Versuchskonstellation die Auswertung gezeigt werden. Im weiteren werden nur die zusammengefaßten Ergebnisse der Versuche dargestellt und diskutiert.

Laborversuch Nr. 23 stellt die Größenverhältnisse bezüglich der Durchflußfläche (20 %) und der Ziehgeschwindigkeit (0,18 m/s) mit den Originalverhältnissen dar, d.h. es wurden die Durchmesser von Bohreimer und Verrohrung, wie sie auf Baustellen eingesetzt werden, mit Hilfe eines Maßstabsfaktors verkleinert. Entsprechend wurde die auf den Baustellen in der Regel angewandte Ziehgeschwindigkeit des Bohreimers (0,6 m/s) mit dem Maßstabsfaktor für Geschwindigkeiten verkleinert.

Aufgetragen sind die Ergebnisse der Sondierungen (Schläge pro 10 cm Eindringung) vor und nach der Bohrpfahlherstellung. Die Differenz der Schläge in der entsprechenden Tiefe ist als Zahl neben dem Kästchen in Bild 85 angegeben. Zusätzlich ist die Voreilung der Verrohrung und die Einspülung des Sandes nach dem Ziehen des Bohreimers aufgezeigt.

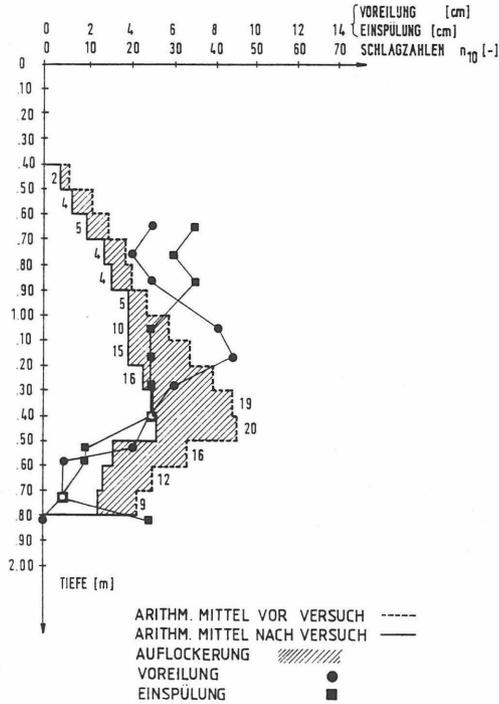


Bild 85: Auswertung des Abteufvorganges der Verrohrung mit Originalverhältnissen (Durchflußfläche 20 %) einer Ziehgeschwindigkeit von 0,18 m/s (= 0,6 m/s Natur)

Deutlich ist aus dieser Grafik zu erkennen, daß es zu Auflockerungen am gesamten Pfahlschaft gekommen ist. Das Einbringen der Verrohrung selbst war nicht optimal, da die Voreilung zwischen 4 und 8 cm schwankte. Die von der DIN 4014 empfohlene Voreilung von $D/2$ entspräche hier ca. 6 cm. Dem Bild 85 ist weiterhin zu entnehmen, daß praktisch nach jedem Ziehvorgang mehrere Zentimeter Sand eingespült worden sind.

Typisch für alle Versuche ist die Abnahme der Schlagzahlen ab einer Tiefe von ca. 1,50 m. Das ist die Folge verfahrensbedingter Schwierigkeiten beim Einspülen und Verdichten des Sandes im Versuchsstand. Es kommt jedoch bei diesen Auswertungen nicht auf die absoluten Größen, sondern auf die relativen Änderungen der Schlagzahlen vor und nach dem Abteufen an.

Die bei derartigen Laborversuchen zwangsläufig auftretenden Fehler können sich summieren. Daher ist bei den Bildern kein eindeutiger Zusammenhang zwischen Einspülrate und Auflockerung erkennbar. Tendenziell besteht der Zusammenhang aber bei jeder Auswertung. Es ist nachzuvollziehen, daß der den anliegenden Bereichen entzogene Boden zu Auflockerungen führen muß.

Die Ergebnisse der Sondierungen lassen sich mit Hilfe entsprechender Formeln der DIN 4094, Beiblatt 1, in die Lagerungsdichte umrechnen. Die Eichung der speziellen Sondierung erfolgte mit Hilfe einer leichten Rammsondierung nach DIN 4094 im Rahmen von Vorversuchen in gleichen Bodenbedingungen.

Die absolute Differenz der Lagerungsdichte vor und nach dem Versuch wurde durch die Ausgangslagerungsdichte geteilt. Dieser Wert entspricht der relativen Änderung der Lagerungsdichte [%], die ein Maß für die Auflockerungen darstellt. Die Werte wurden über die Tiefe gemittelt und sind in den nächsten Bildern dargestellt.

3.5.3 Analyse und Diskussion der Versuchsergebnisse

3.5.3.1 Einfluß der Ausgangslagerungsdichte auf die relative Änderung der Lagerungsdichte

Ziel dieser Auswertung ist es, festzustellen, ob mitteldicht gelagerte Sande gegenüber relativen Wasserunterdrücken in der Verrohrung stabiler sind und weniger zu Auflockerungen neigen als locker gelagerte Sande. In Bild 86 sind die relativen Änderungen der Lagerungsdichte [%] in Abhängigkeit von der Ausgangslagerungsdichte zusammengefaßt.

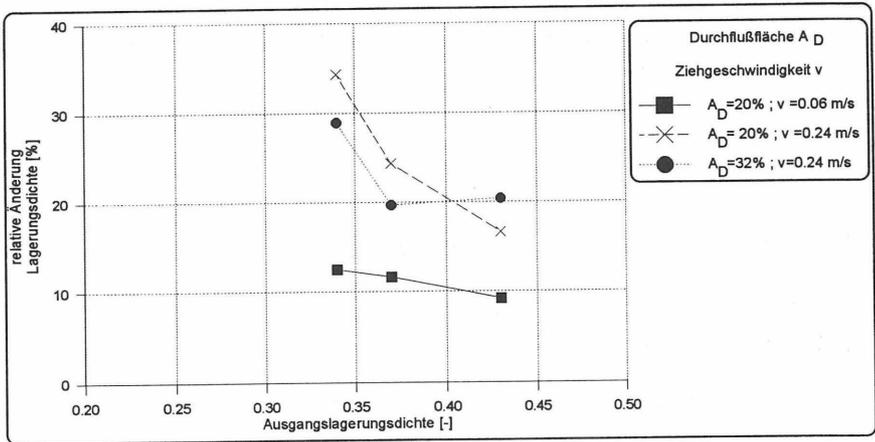


Bild 86: Einfluß der Ausgangslagerungsdichte auf die relative Änderung der Lagerungsdichte

Aus Bild 86 ist zu erkennen, daß je höher die anfängliche Lagerungsdichte, desto weniger Auflockerungen entstehen bei gleicher Ziehgeschwindigkeit und gleicher Durchflußfläche. Offensichtlich ist eine dichtere Bodenstruktur stabiler und neigt weniger zu Auflockerungen.

Eine hohe Ziehgeschwindigkeit verursacht weitaus größere Auflockerungen als kleine Ziehgeschwindigkeiten, wobei die relative Änderung bei der höheren Ausgangslagerungsdichte kleiner ist.

Eine größere Durchflußfläche (also kleinerer Bohreimer bei gleichbleibendem Verrohrungsdurchmesser) führt bei gleicher Ziehgeschwindigkeit immer zu geringeren Auflockerungen.

Aufgrund ihrer Versuchsergebnisse kamen ABOUTAHA et al. (1993) zu der Erkenntnis, daß die Mantelreibung nicht so stark von der anfänglichen Lagerungsdichte abhängig ist. Diese pauschale Aussage kann mit den oben genannten Ergebnissen differenziert werden: Nur bei mitteldichter Lagerung, wenn das Bodengefüge stabiler ist, trifft die Aussage von ABOUTAHA et al. (1993) zu. Bei einer instabilen, lockeren Ausgangslagerungsdichte sind die möglichen Auflockerungen sehr viel größer und führen, wie in Kapitel 3.5.3.6 gezeigt wird, zu einer großen Reduzierung der Tragfähigkeit.

3.5.3.2 Einfluß der Durchflußfläche auf die relative Änderung der Lagerungsdichte

Diese Untersuchung ist wichtig für eine wirtschaftliche Dimensionierung des Bohreimers. Auf der einen Seite sollte der Bohreimer relativ groß dimensioniert sein, damit er genügend Bodenmaterial ausheben kann. Andererseits sollte er nicht zu groß sein, damit der entstehende relative Wasserunterdruck beim Ziehen nicht zu hoch wird. In Bild 87 sind die Werte für verschiedene Ziehgeschwindigkeiten und Lagerungsdichten dargestellt.

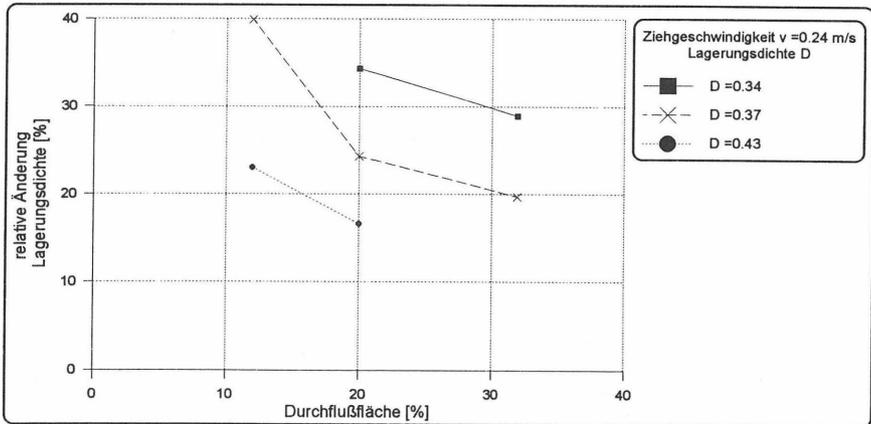


Bild 87: Einfluß der Durchflußfläche auf die relative Änderung der Lagerungsdichte

Je größer die Durchflußfläche, durch die das Wasser während des Ziehens um den Bohreimer zum Druckausgleich fließen kann, desto geringer sind die relativen Wasserunterdrücke und damit auch die relativen Änderungen der Lagerungsdichte.

Somit kann die von WEINHOLD (1977) beschriebene Durchflußfläche als wichtiges Qualitätskriterium für die Vermeidung schädlicher Sogwirkungen, die zu Auflockerungen führen können, bestätigt werden. Als wichtigstes Qualitätskriterium - wie er es exakt bezeichnet - kann man die Durchflußfläche nur betrachten, wenn sie sehr klein ist und die anderen Einflüsse wie Ziehgeschwindigkeit und Voreilung sich im Bereich ihrer Durchschnittswerte befinden.

3.5.3.3 Einfluß der Ziehgeschwindigkeit auf die relative Änderung der Lagerungsdichte

Sitzt ein unerfahrener Geräteführer auf dem Bohrgerät und steht die Ausführung der Arbeiten unter einem besonderen Zeitdruck, wird jeder Ziehvorgang des Bohreimers eventuell so schnell wie möglich ausgeführt. Die ungünstigen Konsequenzen infolge der Auflockerungen sind im Bild 88 zusammengefaßt.

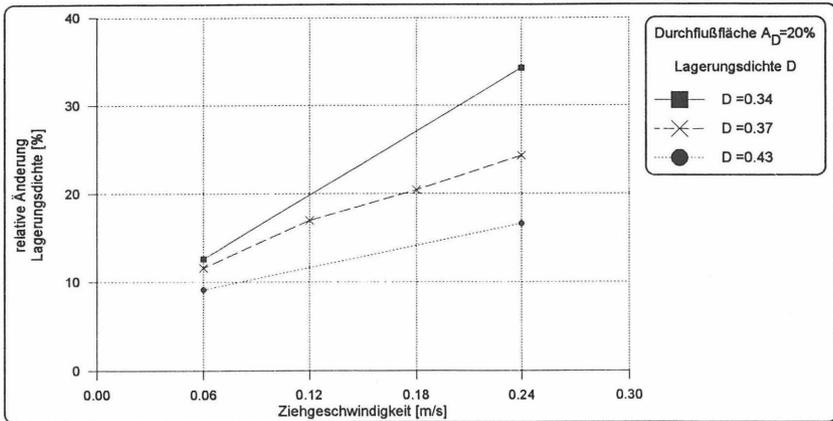


Bild 88: Einfluß der Ziehgeschwindigkeit des Bohreimers auf die relative Änderung der Lagerungsdichte

Mit auf den Baustellen üblichen Durchmessern von Bohreimer und Verrohrung (Durchflußfläche 20 %) treten, auch bei langsamer Ziehgeschwindigkeit des Bohreimers, Auflockerungen fast unabhängig von der Ausgangslagerungsdichte auf. Bei hohen Ziehgeschwindigkeiten entstehen größere Auflockerungen in allen Lagerungsdichten, insbesondere wenn die Ausgangslagerungsdichte gering ist. Das entspricht dem Ergebnis aus Bild 86.

Bei einer Ziehgeschwindigkeit von 0,24 [m/s] - das entspricht 0,8 [m/s] auf der Baustelle - treten Änderungen in der Lagerungsdichte zwischen 16 % und 34 %, abhängig von der Ausgangslagerungsdichte, auf.

Normalerweise wird auf den Baustellen mit Ziehgeschwindigkeiten zwischen 0,4 und 0,8 [m/s] gearbeitet. Selbst bei der kleinsten Ziehgeschwindigkeit treten noch Auflockerungen auf, so

daß die u.a. von STOCKER (1980) geäußerte Meinung, daß selbst bei sorgfältigster Ausführung Auflockerungen nicht zu vermeiden sind, bestätigt wird.

3.5.3.4 Übertragung auf in-situ-Verhältnisse

Überträgt man die Ergebnisse von Kapitel 3.5.3.3 mit Hilfe entsprechender Maßstabsfaktoren auf die in-situ-Verhältnisse, ergeben sich theoretisch die in Bild 89 dargestellten Auflockerungen nach einer Bohrfählerherstellung.

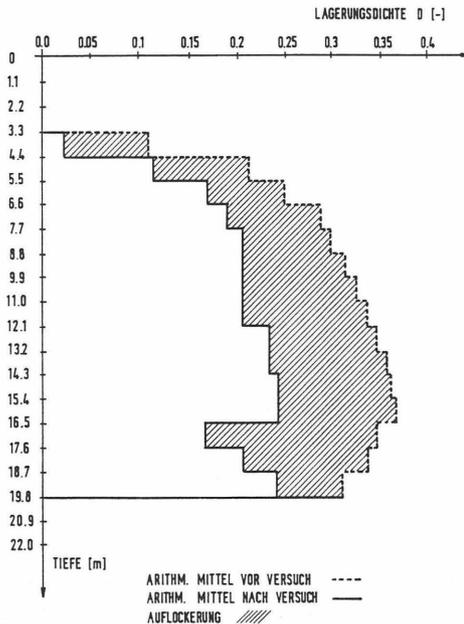


Bild 89: Theoretische Auflockerungen neben einer in-situ-Bohrfählerherstellung Lagerungsdichte $D = 0,34$, Durchflußfläche 20 %, Ziehgeschwindigkeit 0,8 m/s

Die Auswertung zeigt sehr anschaulich, wie groß die beim schnellen Ziehen des Bohreimers entstehenden Auflockerungen sein können. Ein Vergleich mit dem Bild 32 in Kapitel 2.2.3 und

den entsprechenden Erläuterungen von QUASt (1993) ergibt eine gute Übereinstimmung, sowohl im Kurvenverlauf als auch in den Größenordnungen.

3.5.3.5 Abhängigkeit zwischen Voreilung und Einspülung von Sand

Zur Überprüfung der Relevanz der Voreilung wurden die nach jedem Ziehvorgang des Bohreimers gemessenen Sandeinspülungen den entsprechenden Voreilungen gegenübergestellt. Danach ergibt sich ein exponentieller Zusammenhang zwischen mittlerer Einspülung von Sand und der mittleren Voreilung (Bild 90).

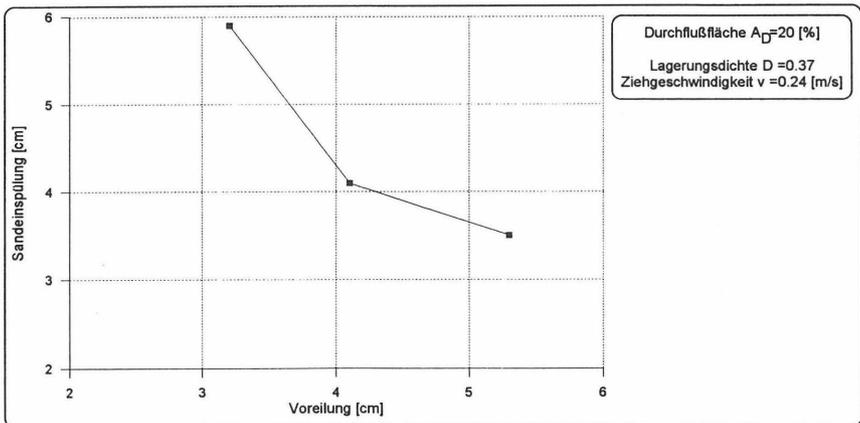


Bild 90: Abhängigkeit zwischen Voreilung und Sandeinspülung in die Verrohrung für Durchflußfläche 20 %, Lagerungsdichte $D = 0,37$ und einer Ziehgeschwindigkeit von $v = 0,24$ m/s

Das Bild 90 unterstreicht die Wichtigkeit der strikten Einhaltung der Voreilung, wie sie in der DIN 4014 gefordert ist. Bei einer Reduzierung der Voreilung von ca. 6 cm auf ca. 3 cm (das entspricht ungefähr von $D/2$ auf $D/4$) verdoppelt sich die Sandeinspülung bei jedem Ziehvorgang des Bohreimers. Wenn vor dem Betonieren die Bohrlochsohle gesäubert werden muß, darf die Verrohrung nach DIN 4014 keine Voreilung haben. Daher ist das extrem langsame

Ziehen des Bohreimers vor dem Betonieren besonders wichtig, um größere Auflockerungen der Bohrlochsohle zu vermeiden.

Werden die Sandeinspülungen aus sämtlichen Versuchen mit dem Maßstabfaktor multipliziert, ergeben sich Einspülungen von Sand in die Verrohrung beim Ziehen des Bohreimers bis zu 110 cm. Dies sind nicht nur theoretische Hochrechnungen, sondern es sind auch Schadensfälle bekannt, bei denen diese Größenordnungen erreicht wurden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Veränderungen der Lagerungsdichte im Mittel zwischen 10 % und 40 % liegen, wobei höhere Auflockerungen leicht möglich sind. Im wesentlichen werden die Auflockerungen von der Ziehgeschwindigkeit, von der Durchflußfläche und von der Voreilung bestimmt. Wenn allerdings die Durchflußfläche sehr klein wird, steigt ihr Einfluß überproportional an.

Für die Praxis bedeuten diese Kenntnisse, daß die Ziehgeschwindigkeit auf die vorhandenen Bohreimer (Durchflußfläche) abgestimmt werden muß. Zudem sollte während des Abteufens mindestens eine Voreilung von $D/2$ eingehalten werden. Beim Bohrlochsäubern wird dringend geraten, mit viel Wasserauflast und sehr langsamen Ziehen des Bohreimers zu arbeiten.

3.5.3.6 Auswirkung der Auflockerungen auf das Tragverhalten

Nachdem die Gesetzmäßigkeiten der Auflockerungen festgestellt worden waren, bestand der nächste Schritt darin, die möglichen Konsequenzen für das Tragverhalten der Pfähle zu untersuchen.

In Kapitel 3.5.2.5 wurde die Bohrpfahlherstellung beschrieben. Die Auswertung der statischen Probelastung hat bei keiner Last-Setzungslinie einen eindeutigen Übergang vom flachen zum abfallenden Ast aufgewiesen. Daher wurde die Tragfähigkeit einheitlich für alle Pfähle bei 10 mm Setzung festgelegt. Die so bestimmte Tragfähigkeit wird für jeden Pfahl den festgestellten Auflockerungen gegenübergestellt. In Bild 91 ist der fast lineare Verlust an Tragfähigkeit in Abhängigkeit von den Auflockerungen in den umliegenden Bodenbereichen deutlich zu erkennen, auch wenn die Werte relativ stark streuen.

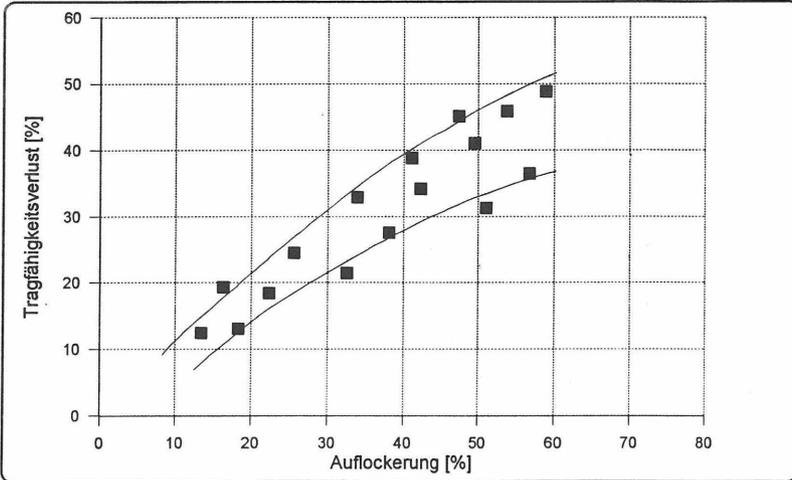


Bild 91: Tragfähigkeitsverlust in Abhängigkeit von den Auflockerungen

Die Tragfähigkeitsverluste beziehen sich auf einen Pfahl, der ohne Auflockerungen hätte hergestellt werden können. Auch bei sorgfältigster Herstellung (kleinster Bohrer und langsamste Ziehgeschwindigkeit) traten Auflockerungen von ca. 10 % auf. Das deckt sich mit den Erfahrungen von STOCKER (1980). Insgesamt kann festgestellt werden, daß die Tragfähigkeitsverluste T_V [%] ungefähr der 0,7 bis 0,9-fachen Auflockerung AL [%] (= relativen Änderung der Lagerungsdichte) entspricht:

$$T_V \text{ [%]} = 0,8 \cdot AL \text{ [%]} \\ (0,7 - 0,9)$$

Zur Überprüfung, inwieweit die Auflockerungen durch den Betondruck reversibel sind, wurden in den Versuchstand zwei Erddruckkissen im Abstand von 18 cm vom Pfahlschaft eingebaut (Bild 92) und während des gesamten Herstell- und Belastungsvorgangs Erddruckmessungen durchgeführt.

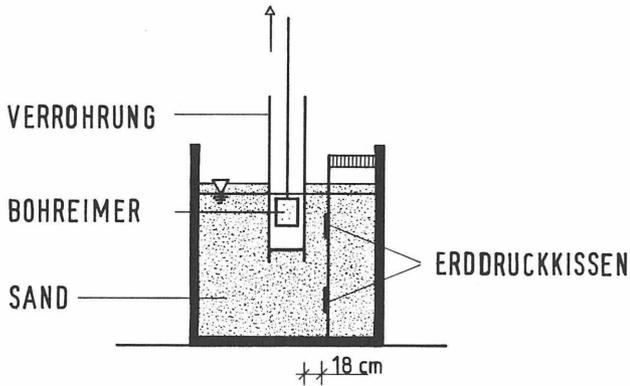


Bild 92: Versuchstand mit Erddruckkissen

Es ist bei der Auswertung zu berücksichtigen, daß sowohl die beiden Erddruckkissen, als auch die entsprechenden Stützkonstruktionen den Sandeinbau und die Bohrpfahlherstellung beeinflussen konnten. Die Ergebnisse der beiden Erddruckkissen stimmen qualitativ überein. Da die Ergebnisse des unteren Erddruckkissens jedoch deutlicher sind, werden sie in Bild 93 zusammenfassend gezeigt.

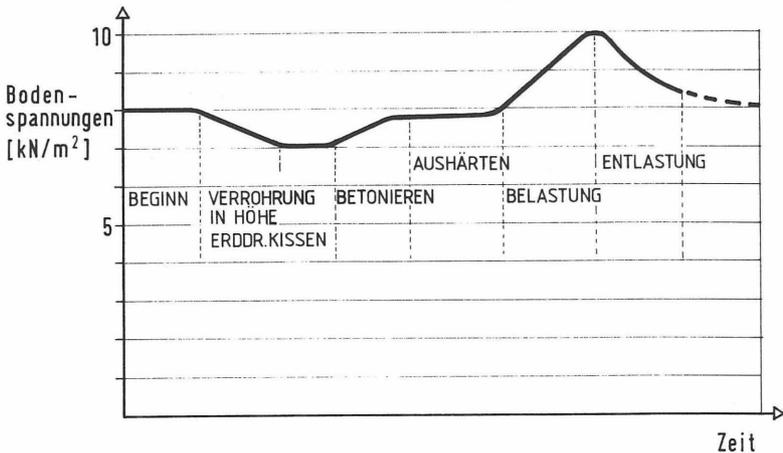


Bild 93: Ergebnis der Spannungsmessungen des unteren Erddruckkissens bei der Bohrpfahlherstellung und während der Durchführung der statischen Probelastung

Nach dem Einbauen des Sandes wurde in Höhe des unteren Erddruckkissens eine Ausgangsspannung von 8 kN/m^2 gemessen. Während des Abteufens der Verrohrung reduziert sich die Spannung auf $7,0 \text{ kN/m}^2$. Gegen Ende des Betoniervorganges stiegen die Spannungen auf ca. $7,8 \text{ kN/m}^2$. Die Bodenspannungen konnten also die Ausgangsspannung von 8 kN/m^2 nicht ganz erreichen. Diese Tatsache ist ein Zeichen dafür, daß die Auflockerungen durch den Betondruck nicht vollständig reversibel sind. Zu berücksichtigen ist allerdings, daß nur die Bodenspannungen in einer Entfernung von 18 cm vom Pfahl erfaßt wurden. Dichter am Pfahl könnten die Bodenspannungen eventuell höher sein.

Während der statischen Probelastung wurde die Bodenspannung bis auf 10 kN/m^2 erhöht. Nach der vollständigen Entlastung lagen die Spannungen mit $8,5 \text{ kN/m}^2$ noch über der Ausgangsspannung.

Von KUHLEHAWY et al. (1979) wurde vermutet, daß ein kurzfristiger hoher Betondruck nicht zu einer permanenten Erhöhung der Bodenspannung führt. Nach den oben beschriebenen Ergebnissen werden aber die durch die Auflockerungen im Boden entstandenen lokalen Spannungsreduzierungen zum Teil durch den Betondruck ausgeglichen. Es kommt also zu einer permanenten Erhöhung der Bodenspannung, allerdings werden die vor der Pfahlherstellung im Boden bestehenden Spannungen nicht erreicht, obwohl der maximal mögliche Betondruck gewirkt hat. Der Beton wurde in einem relativ flüssigen Zustand in die Verrohrung eingebaut, in der auch kein Bewehrungskorb den Betondruck durch den Siloeffekt (Kapitel 2.2.4) reduzieren konnte.

Vermutlich werden im Boden größere lokale Spannungsdifferenzen abgebaut. Hierfür können neben den Betondrücken, die bei der Bohrpfahlherstellung (WEINHOLD 1977) auftretenden Erschütterungen in Frage kommen, die nach KRAFT (1991) und RODATZ (1993) zu Spannungsreduzierungen führen. Aber auch die Zeit kann in Betracht gezogen werden, wie in Kapitel 3.6 erläutert wird.

3.5.4 In-situ-Wasserdruckmessungen in der Verrohrung während des Ziehens des Bohreimers

Im Verlauf der Durchführung und Auswertung der Laborversuche stellte sich die Frage, ob die in HARTUNG (1989) beschriebenen hohen relativen Wasserunterdrücke in Modellpfählen auch in-situ während des Ziehens des Bohreimers innerhalb der Verrohrung auftreten können.

Die ermittelten relativen Wasserunterdrücke waren Grundlage für die FEM-Berechnungen und der Konzeption der Laborversuche. Auf zwei Baustellen bestand die Möglichkeit, diese Wasserdruckmessungen durchzuführen. In Bild 94 ist der Meßaufbau prinzipiell dargestellt.

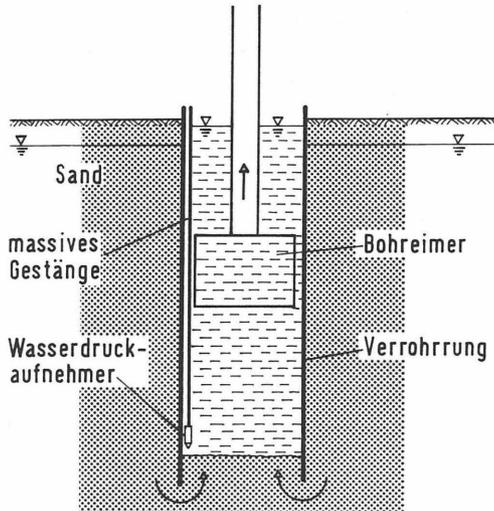


Bild 94: Prinzipieller Meßaufbau zur Erfassung des relativen Wasserunterdrucks in der Verrohrung während des Ziehens des Bohreimers

Dazu wurde ein Wasserdruckaufnehmer mit Hilfe eines Stahlgestänges zwischen Bohrer und Verrohrung, ca. 0,5m oberhalb der Bohrlochsohle, fixiert. Der Kopf des Wasserdruckaufnehmers war mit einem Aufsatz versehen, der verhinderte, daß der Strömungsdruck des einfließenden Grundwassers direkt auf die Meßmembrane wirkte. Um die Meßergebnisse durch Turbulenzen und Verwirbelungen mit Sand im einströmenden Wasser nicht zu verfälschen, sollte während des Ziehens des Bohreimers nur der sich einstellende Wasserdruck und nicht der Strömungsdruck gemessen werden. Damit liegen die Meßergebnisse auf der sicheren Seite, denn der aufwärtsgerichtete Strömungsdruck verursacht mehr Einspülungen von Sand, als der niedrigere Wasserdruck.

Der höchste relative Wasserunterdruck unterhalb des Bohreimers würde entstehen, wenn der Bohrer sich ganz in den Sand innerhalb der Verrohrung eingeschnitten hat (Bild 95).

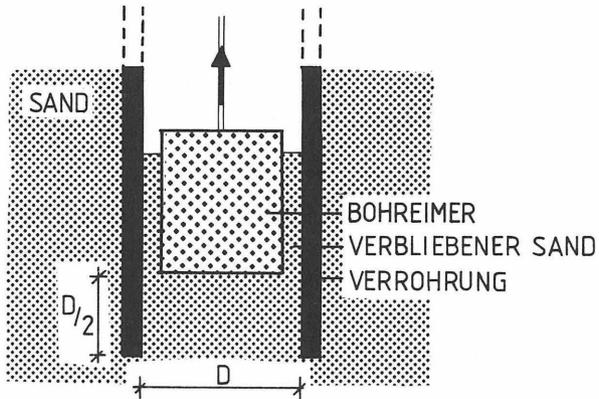


Bild 95: Bohreimer, nach dem Einschneiden in den Sand innerhalb der Verrohrung

Beim Anziehen des Bohreimers kann das unterdruckausgleichende Wasser nur durch das Nachsaugrohr in den frei werdenden Raum unterhalb des Bohreimers fließen, da sich zwischen Verrohrung und Bohreimer der Sand befindet. Das bedeutet, daß sich die Durchflußfläche von z.B. 20 % - je nach Hersteller des Bohreimers - auf ca. 8 % reduziert. Durch diese verringerte Durchflußfläche entstehen während des Anziehens des Bohreimers sehr hohe relative Wasserunterdrücke, die unterhalb des Bohreimers zu sehr starken Einspülungen und Verwirbelungen aus Sand und Wasser führen. Um die Messungen durch den stark verwirbelnden Sand nicht zu verfälschen, wurde der Bohreimer leer auf die Bohrlochsohle gestellt. Während des Ziehens traten die in Bild 96 zusammengefaßten relativen Wasserunterdrücke auf.

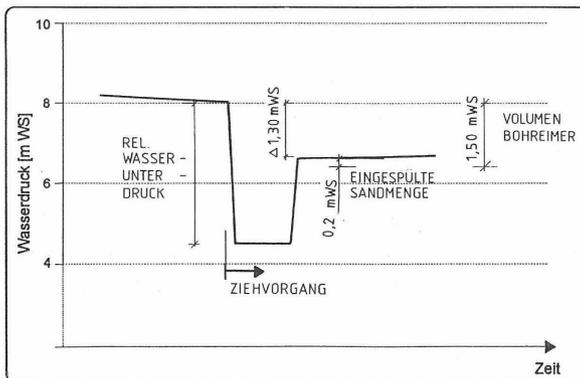


Bild 96: Verlauf des Wasserdrucks oberhalb der Bohrlochsohle während des Ziehens des Bohreimers mit einer Geschwindigkeit von 1,1 m/s (Durchflußfläche 22 %, Voreilung 0,5 m)

Wie in Bild 96 zu erkennen ist, reduziert sich kurz nach dem Anziehen des Bohreimers der Wasserdruck oberhalb der Bohrlochsohle von 8,0 m Wassersäule [mWs] auf 4,5 mWs. Der relative Wasserunterdruck - im Vergleich zum Grundwasserdruck außerhalb der Verrohrung - betrug daher 3,5 mWs. Dieser Wert blieb während des weiteren Ziehvorgangs des Bohreimers konstant. Nachdem der Bohreimer das Wasser verlassen hatte, stieg der Wasserdruck in der Verrohrung wieder an. Der Ausgangswasserdruck wurde aber nicht wieder erreicht, da der Bohreimer ein Verdrängungsvolumen hat, das einem Wasserdruckverlust von ca. 1,5 mWs entspricht und eine Sandmenge von ca. 0,2 m Höhe eingespült wurde. Es stellte sich daher anschließend ein im Vergleich zum Ausgangswasserdruck um 1,3 mWs reduzierter Wasserdruck von 6,7 mWs ein.

Der relative Wasserunterdruck, der während des Anziehvorgangs eines in den Sand eingeschnittenen Bohreimers (Bild 95) entsteht, ist sicherlich größer als 3,5 mWs. Je nach Situation kann der relative Wasserunterdruck dann kurzfristige Spitzenwerte von 4,0 - 5,0 mWs erreichen, in Extremsituationen auch noch größere Werte.

Auf einer anderen Baustelle ergaben die gleichen Messungen relative Wasserunterdrücke von 2,0 mWs (Durchflußfläche 25 %, Ziehgeschwindigkeit 0,4 m/s) und 2,5 mWs (Durchflußfläche 15 %, Ziehgeschwindigkeit 0,4 m/s).

Die für die FEM-Berechnungen und für die Konzeption der Laborversuche angenommenen Größenordnungen der relativen Wasserunterdrücke wurden durch die in-situ-Meßergebnisse bestätigt.

3.5.5 Zusammenfassende Beurteilung

Wie QUAST (1993) in seinem Beitrag berichtet, kann es während der Bohrpfahlherstellung neben dem Pfahlschaft zu größeren Auflockerungen kommen. Die Einflußfaktoren und die möglichen Konsequenzen wurden mit den eigenen Versuchen aufgezeigt.

Die Ergebnisse einer mit FEM-simulierten Bohrpfahlherstellung zeigten, daß der durch den Ziehvorgang des Bohreimers entstehende relative Wasserunterdruck innerhalb der Verrohrung zu hydraulischen Grundbrüchen und damit zu Auflockerungen führen kann. Je nach Durchflußfläche, Ziehgeschwindigkeit, Voreilung und Funktionsfähigkeit des Nachsaugrohres entwickeln sich unterschiedlich große aufgelockerte Bereiche. Diese können größer sein als der

Durchmesser der Verrohrung, so daß die unmittelbar am Pfahlschaft anliegenden Bodenzonen aufgelockert werden.

Die Analyse der horizontalen Bodenspannungen ergab, daß sich diese in den aufgelockerten Bereichen auf teilweise unter 10 % der Ausgangsspannungen reduzieren. Das führt auch zu Spannungsumlagerungen in weiter entfernten Bereichen.

Die Versuche mit den Modellpfählen sollten zeigen, unter welchen Bedingungen und in welchen Größenordnungen Auflockerungen entstehen und wie das Tragverhalten der Pfähle dadurch beeinflusst wird.

Ausgangslagerungsdichte:

Eine höhere Ausgangslagerungsdichte (mitteldichte Lagerung) ist relativ stabil gegenüber Wasserströmungen in die Verrohrung und neigt weniger zu Auflockerungen bei der Bohrpfahlerstellung als locker gelagerte Sande.

Durchflußfläche:

Je größer die mögliche Durchflußfläche für das Fließen des druckausgleichenden Wassers während des Ziehens des Bohreimers ist, desto geringer sind die relativen Wasserunterdrücke innerhalb der Verrohrung. Damit kann die Aussage von WEINHOLD (1977) bestätigt werden, daß eine große Durchflußfläche zur Vermeidung schädlicher Sogwirkungen - die zu Auflockerungen führen - wichtig ist.

Ziehgeschwindigkeit:

Hohe Ziehgeschwindigkeiten (0,24 m/s, das entspricht 0,8 m/s auf der Baustelle) bei einer Durchflußfläche von 20 % führen je nach Ausgangslagerungsdichte zu Auflockerungen zwischen 16 % und 34 %. Selbst bei der kleinsten Ziehgeschwindigkeit treten noch geringe Auflockerungen auf. Auch STOCKER (1980) stellte fest, daß selbst bei sorgfältigsten Ausführungen Auflockerungen nicht zu vermeiden sind.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse muß berücksichtigt werden, daß die Auflockerungen als Differenz der Sondierergebnisse vor und nach dem Abteufen der Verrohrungen bestimmt wurden. Die Sondierungen wurden einheitlich für alle Versuche in einem Abstand von 20 cm von der Pfahlachse ausgeführt. Die direkt auf den Pfahlschaft wirkenden Radialspannungen, die nach ABOUTAHA (1993) im wesentlichen für das Tragverhalten verantwortlich sind, wurden wahrscheinlich durch noch größere Auflockerungen abgemindert, als die Ergebnisse der 20 cm entfernten Sondierungen zeigen.

Die von der DIN 4014 geforderte Voreilung von D/2 sollte als Mindestmaß eingehalten werden. Reduziert sich die Voreilung auf D/4, verdoppelt sich die Sandeinspülung. Daher ist gerade das extrem langsame Ziehen des Bohreimers nach dem Säubern der Bohrlochsohle sehr wichtig, um Auflockerungen zu vermeiden.

Im Durchschnitt veränderten sich die Lagerungsdichten zwischen 10 % und 40 %, wobei höhere Auflockerungen leicht möglich waren. Der hieraus resultierende Verlust an Tragfähigkeit [%] beträgt ca. 0,7 - 0,9 mal der Auflockerung [%].

Die Messungen der Bodenspannungen während einer Bohrpfählerstellung haben ergeben, daß die Betonspannungen nicht ausreichen, die während des Abteufens der Verrohrung entstandenen Auflockerungen vollständig auszugleichen.

In-situ-Wasserdruckmessungen:

Der auf zwei Baustellen während des Ziehens des Bohreimers gemessene relative Wasserdruck innerhalb der Verrohrung betrug je nach Ziehgeschwindigkeit und Durchflußfläche zwischen 3,5 und 2,5 m Wassersäule. Die für die FEM-Rechnung und für die Laborversuche getroffenen Annahmen konnten somit bestätigt werden.

3.6 Änderung der Scherfestigkeit von Sand durch dynamische Beanspruchung

3.6.1 Einleitung

Während der Durchführung der Laborversuche wurde vermutet, daß das Tragverhalten der Pfähle im Sand von der Zeit abhängig sein könnte. Zur genaueren Überprüfung sollte in Laborversuchen das Scherverhalten des Sandes in Abhängigkeit von der Vibrationsfrequenz, von Hammerschlägen (Simulierung des Rammens), vom hydraulischen Grundbruch und von der Zeit untersucht werden. Durch diese dynamischen Anregungen wird die Lagerungsdichte des Sandes verändert. Wie in Kapitel 2.1 vorgestellt und wie auch die eigenen Versuche gezeigt haben, hat eine Änderung der Lagerungsdichte einen sehr starken Einfluß auf den Reibungswinkel und dieser steht in einem überlinearen Zusammenhang zur Tragfähigkeit der Pfähle. Über die Änderung des Scherverhaltens des Sandes durch dynamische Beanspruchungen lassen sich daher eventuell auch die Herstellereinflüsse auf die Tragfähigkeit erklären.

Üblicherweise wird die Scherfestigkeit von Sand im Kastenschergerät ermittelt. Da nur Tendenzen festgestellt werden sollten, wäre eine Modifizierung des Kastenschergerätes zur Überprüfung der genannten Einflußfaktoren zu aufwendig gewesen. Aus diesem Grunde wurde eine Laborflügelsonde eingesetzt, die zur Bestimmung der Anfangsscherfestigkeiten von bindigen Böden dient. Bei diesen Versuchen kam es nicht auf die exakte Bestimmung der Scherfestigkeit von Sand an, sondern nur auf die Änderung des Scherverhaltens nach unterschiedlichen, dynamischen Anregungen.

3.6.2 Scherfestigkeiten von Sand nach Vibrationen

In einen Meßzylinder wurde enggestufter ($U = 1,2$) und ungleichförmiger Sand ($U = 5,1$) geschüttet und mit Wasser aufgefüllt. Anschließend erfolgte für 12 Minuten eine vertikale Vibration des Meßzylinders mit 30 Hz, 40 Hz, und 50 Hz. Die Scherfestigkeit wurde mit Hilfe einer Laborflügelsonde sofort und nach 1 Std., 6 Std. und 12 Std. gemessen. Nach jedem Abschervvorgang wurde der Sand ausgebaut und für den nächsten Versuch zusammen mit der Laborflügelsonde wieder neu eingebaut. Jeder Versuch wurde mindestens zweimal durchgeführt. Betrug der Abstand der Ergebnisse mehr als 15 %, erfolgte noch ein dritter Versuch. In Bild 97 sind die entsprechenden Mittelwerte (ohne den Extremwert) der Scherkräfte zusammengestellt.

Scherfestigkeit [kN/m ²]						
Zeit [Std]	Enggestuft $U = 1,2$			Ungleichförmig $U = 5,1$		
	30 Hz	40 Hz	50 Hz	30 Hz	40 Hz	50 Hz
0	40.2	32.2	23.7	42.8	33.0	27.5
1	41.7	32.6	28.4	43.2	36.4	34.3
6	41.7	33.4	29.2	42.8	36.8	35.6
12	41.9	33.9	29.6	43.6	37.3	36.0

Bild 97: Scherfestigkeit von enggestuftem ($U = 1,2$) und ungleichförmigem Sand ($U = 5,1$) nach Vibrationsversuchen

Auffallend ist die Zunahme der Scherfestigkeiten mit der Zeit und die höhere Scherfestigkeit der mit niedrigeren Frequenzen vibrierten Sande. Bei den 30 Hz Versuchen, die im Bereich der Resonanzfrequenz des Sandes liegen, ist die Zunahme mit der Zeit nur sehr gering, während sie

bei 50 Hz sehr deutlich ausfällt. Die Unterschiede in der Scherfestigkeit zwischen 30 Hz und 50 Hz sind am deutlichsten bei der sofortigen Durchführung des Scherversuches und nähern sich über 12 Stunden gering an. Enggestufter und ungleichförmiger Sand verhalten sich konform, wobei der ungleichförmige Sand, aufgrund seiner besseren Verdichtungsfähigkeit, immer höhere Scherfestigkeiten mobilisiert.

Bei der Durchführung von Probelastungen bei Pfählen in bindigen Böden ist eine Zunahme der Tragfähigkeit mit der Zeit von 50 % und größer möglich. Dieser als "Festwachsen" bekannte Effekt wird durch den Abbau des Porenwasserüberdrucks, der durch das Rammen entstanden ist, erklärt. In nichtbindigen Böden wurde ein "Festwachsen" der Pfähle nur vereinzelt festgestellt. Hier kann der Grund nicht in einem langsamen Abbau von überhöhten Porenwasserdrücken liegen.

Eine Erklärung für dieses Phänomen könnte sein, daß bei Vibrationen mit Frequenzen, die sehr viel höher als die Resonanzfrequenz des Sandes ist, die Sandkörner nicht einheitlich, sondern unterschiedlich stark angeregt werden und sich dadurch nicht gleichmäßig verdichten können. Nach Beendigung der Vibration befinden sich alle Sandkörner auf einem unterschiedlichen Energieniveau (YOUD 1970). Die gesamte Bodenstruktur ist damit sehr labil und besitzt eine geringe Scherfestigkeit. Durch die Schwerkraft werden die Sandkörner langsam von ihrem labilen Energieniveau in einen stabilen Zustand überführt (TOKUE 1976).

3.6.3 Scherfestigkeiten von Sand nach verschiedenen Anregungen

Die Simulierung einer Rammung von Nachbarpfählen erfolgte durch 15 bzw. 25 horizontale Schläge mit einem Gummihammer an die Außenwand des mit Sand und Wasser gefüllten Meßzylinders. In einem weiteren Versuch wurde zuerst 12 Minuten mit 30 Hz vertikal vibriert und anschließend dreimal horizontal mit einem Gummihammer auf den Meßzylinder geschlagen. In der letzten Versuchsreihe wurde die Scherfestigkeit von Sand festgestellt, der kurz zuvor durch einen hydraulischen Grundbruch aufgelockert worden war. Dazu wurde der in Bild 98 prinzipiell dargestellte Versuchsaufbau verwendet.

Der Meßzylinder wurde mittig durch eine Platte in zwei Hälften geteilt. Nur eine Hälfte wurde mit Sand gefüllt. Gleichzeitig erfolgte in dieser Hälfte der Einbau der Laborflügelsonde. Nach dem Auffüllen beider Hälften mit Wasser wurde der Sand durch 15 horizontale Hammerschläge auf den Meßzylinder verdichtet. Anschließend wurde die Trennplatte 3 cm angehoben

und der hydraulische Grundbruch dadurch simuliert, daß der Wasserstand in der sandfreien Hälfte durch ein Schöpfgefäß entsprechend schnell reduziert wurde. Der dadurch entstandene relative Wasserunterdruck verursachte eine Wasserströmung, die den Sand mit in die sandfreie Hälfte spülte.

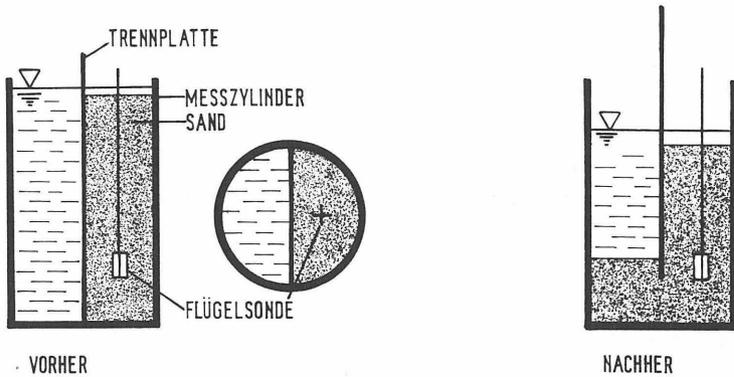


Bild 98: Prinzipieller Versuchsaufbau zur Simulation eines hydraulischen Grundbruchs

Alle Ergebnisse in Bild 99 können aufgrund der sehr einfachen Versuchsdurchführung nur Tendenzen aufzeigen.

Scherfestigkeit [kN/m ²]			
Versuch	Schläge	Enggestuft U = 1.2	Ungleichförmig U = 5.1
lockerste Lagerung		8.9	5.5
Hammerschlag	15	25.4	13.1
	25	42.3	34.7
Vibration [30 Hz] 12 min + Hammerschlag	0	40.2	42.8
	3	37.7	41.1
Hydraulischer Grundbruch		12.3	11.0

Bild 99: Scherfestigkeiten von enggestuftem und ungleichförmigen Sand nach verschiedenen Anregungen

25 horizontale Hammerschläge auf den Meßzylinder führen im Fall des enggestuften Sandes zu einer höheren Scherfestigkeit als ein 12 Minuten langes vertikales Vibrieren mit Resonanzfrequenz. Entgegen der Erwartung ist die Scherfestigkeit höher als bei dem ungleichförmigem Sand. Im Vergleich mit den Versuchen, bei denen 15 horizontale Hammerschläge ausgeführt wurden, ist die Scherfestigkeit bei beiden Sanden deutlich höher. Das heißt, je größer die Anzahl der Hammerschläge ist, desto größer ist die eingebrachte Energie und desto größer ist die Scherfestigkeit.

Im Widerspruch dazu stehen die Scherfestigkeiten von beiden Sandarten, die nach dem zwölfminütigen Vibrieren mit Resonanzfrequenz noch drei Hammerschläge erhalten haben. Im Vergleich zu den Ergebnissen aus Bild 97 hat sich die Scherfestigkeit reduziert. Eventuell verdichten horizontale Hammerschläge den Sand auf eine andere Art als vertikale Vibrationen, denn zusätzliche Hammerschläge bewirken keine weitere Zunahme der Scherfestigkeiten, sondern führen zu Reduzierungen. Zumindest ist die Reaktion auf weitere Anregungen von außen unterschiedlich.

Die Ergebnisse des hydraulischen Grundbruchs zeigen beim enggestuften Sand (mit 15 Hammerschlägen verdichtet) eine Halbierung der Scherfestigkeit (von 25 kN/m^2 auf $12,3 \text{ kN/m}^2$) während sich beim ungleichförmigem Sand die Scherfestigkeit von $13,1 \text{ kN/m}^2$ auf $11,0 \text{ kN/m}^2$ verkleinerte. Die Ergebnisse deuten zumindest tendenziell auf einen hohen Verlust an Scherfestigkeit nach einem hydraulischen Grundbruch hin. Für die Praxis bedeuten diese Scherfestigkeitsverluste bei der Bohrpfählerstellung eine starke Reduzierung der Tragfähigkeit.

Werden die Bohrpfähle dicht an bestehenden Gründungen hergestellt, können die lokalen Auflockerungen und Scherfestigkeitsverluste zu weiträumigen Spannungsumlagerungen führen. Dadurch können sich die Bodenspannungen in der Umgebung der Nachbargründungen reduzieren und die Standsicherheit der Bauwerke gefährden.

Die als Vorversuche einzustufenden Scherversuche haben eine tendenzielle Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Zeit, der Frequenz, der Energie und der Richtung der Verdichtung ergeben. In weiteren Versuchen müßten die dynamischen Einflüsse genauer im Hinblick auf eine Änderung der Lagerungsdichte und des Reibungswinkels sowie auf die Konsequenzen für das Tragverhalten der Pfähle untersucht werden.

4. SCHLUSSFOLGERUNGEN AUS DEN VERSUCHEN UND WEITERER UNTERSUCHUNGSBEDARF

4.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der einzelnen Versuche mit Modellpfählen wurden unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus der Literatur in den entsprechenden Unterkapiteln analysiert. Eine Pfahlsystem-übergreifende Betrachtung, bei der die Ergebnisse von anderen Literaturstellen oder anderen Modell-Versuchen berücksichtigt werden, konnte in den einzelnen Unterkapiteln nicht durchgeführt werden.

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus allen Modell-Versuchen gemeinsam mit den Erkenntnissen aus der Literatur betrachtet. So lassen sich weitere Lösungsansätze für die Erklärung der Phänomene erarbeiten, die für die Herstellereinflüsse auf die Pfahltragfähigkeit verantwortlich sind. Die Ergebnisse der Scherfestigkeitsuntersuchungen von Sand (Kapitel 3.6) können weitere Informationen geben. Die Änderung der Scherfestigkeit von Sand durch die dynamischen Anregungen spiegelt den Einfluß einer Pfahlrammung bzw. Pfahlvibration auf die Änderung des Bodengefüges wieder. Das Verständnis über die Gefügeänderungen ist wichtig, denn der Zustand des Bodengefüges nach dem Abteufvorgang bestimmt das Tragverhalten der Pfähle.

Die folgenden Schlußfolgerungen zeigen aber auch, daß viele Fragen, die sich zum Teil erst während der Bearbeitung ergaben, nicht beantwortet werden konnten. Zur besseren Übersicht werden die Themen des weiteren Untersuchungsbedarfs sowie die Herstellparameter und deren Einflüsse auf die Pfahltragfähigkeit und auf die Eindringgeschwindigkeit tabellarisch dargestellt.

4.2 Rammpfahl

Das Verhältnis von Rammenergie zur Impedanz (S. 33) des Pfahles bestimmt die Verteilung der Energieübertragung in den Boden und die Effizienz des Rammvorgangs. Je höher die Impedanz des Pfahles, desto höher ist der Anteil an der Rammenergie, der für den eigentlichen Rammvorgang aufgewendet wird und den Pfahl in den Boden treibt. Der verbleibende Energieanteil wird in Bodenschwingungen umgesetzt.

Jeder Rammschlag muß den Pfahl aus der Ruhelage beschleunigen und den gesamten Bodenwiderstand überwinden. Die durch den Rammvorgang plötzlich verursachte Überschreitung der Scherkräfte am Pfahlmantel läßt verschiedene reibungsinduzierte Wellen entstehen, die den Boden um den Pfahl weiträumig verdichten können. Der ständig am Pfahlmantel anliegende Sand kann durch die eventuell am Pfahlfuß verursachten Kornbrüche höhere Reibungswinkel erhalten und damit größere Scherkräfte aufnehmen. Zusätzlich wird der Sand durch die Kornbrüche ungleichförmiger und somit verdichtungsfähiger. Je fester und je weniger verformbarer er dadurch wird, desto größere Radialspannungen können übertragen werden. Durch die höheren Scherfestigkeiten und die größere übertragbare Radialspannung steigt die Tragfähigkeit des Pfahles.

Pfähle, die mit einem harten Futter (PE) gerammt werden, erhalten durch den Rammschlag eine größere Beschleunigung als Pfähle mit einem weichen Futter (Gummi). Die höhere Beschleunigung bewirkt ein günstigeres Überwinden der hohen Anfangsscherfestigkeiten zwischen Pfahlmantel und Boden, so daß anschließend nur die geringere Restscherfestigkeit wirkt. Die hohen Relativgeschwindigkeiten zwischen Pfahl und Boden erfahren dadurch einen geringeren Bodenwiderstand und der Pfahl sinkt schneller und tiefer pro Rammschlag ein. Der durch das Gummifutter gedämpfte Rammschlag führt zu einer geringeren Relativgeschwindigkeit zwischen Pfahl und Boden, während die Zeit der Energieeinleitung länger ist als bei den mit PE-Futter gerammten Pfählen. Je langsamer der Pfahl ist, desto höher ist der zu überwindende Widerstand. Die Folge sind höhere Schlagzahlen. Eine erhöhte und länger dauernde Reibung pro Rammschlag fördert das Abstrahlen der reibungsinduzierten Wellen, die durch ihre horizontale Wirkung zu einer besseren Verdichtung des umliegenden Bodens beitragen. Das könnte erklären, warum die Tragfähigkeiten der mit Gummifutter gerammten Pfähle größer sind als die mit PE-Futter gerammten Pfähle.

Wird durch eine andere Art der Energieeinleitung (Richtung, Größe, Frequenz) der Boden stärker zum Schwingen angeregt, kann es zu einer verbesserten Umlagerung der Bodenstruktur und damit zu einer erhöhten Tragfähigkeit des Pfahles kommen. Auch beim Einbringen von Vibrationspfählen sind bei größeren Bodenschwingungen anschließend höhere Tragfähigkeiten festgestellt worden. Ziel kann dann nur sein, möglichst viel Energie in den Boden zu übertragen und so wenig Energie wie möglich über Reibung zu verlieren. Reibung erzeugt nur Temperaturerhöhungen, aber keine Kornumlagerungen. Demnach sollten die Pfähle eine möglichst geringe Impedanz haben (z.B. durch einen geringeren Elastizitätsmodul), damit ein großer Teil der Rammenergie in Bodenschwingungen umgesetzt wird.

4.3 Vibrationspfahl

Anders als beim Rammpfahl, liegt der Boden während des Vibrierens nicht vollständig am Pfahlschaft an. Das Prinzip der Vibration ist es, die Mantelreibung so weit zu reduzieren, daß der Pfahl durch sein Eigengewicht einsinkt. Erreicht wird dies dadurch, daß im wasser-gesättigten Boden (hier ist das Einvibrieren der Pfähle am effektivsten) eine schmale Bodenzone um den Pfahlmantel durch die Pfahlvibrationen verflüssigt wird. Diese "Newtonsche" Flüssigkeit kann kaum Scherkräfte aufnehmen, so daß der Pfahl kaum Mantelreibung hat und schnell durch sein Eigengewicht (plus Gewicht des Vibrators) einsinkt.

Die Verflüssigung des Sandes erfolgt durch die dynamischen Effekte des Vibrierens. Die vertikale Erregung des Pfahles kann durch Schwingungsüberlagerungen auch in horizontale Bewegungen umgesetzt werden. Hierdurch scheint der Pfahl während des Vibrierens ständig wechselnde Durchmesser zu haben. Neben den horizontalen Bewegungen können aber auch einzelne Sandkörner durch den Kontakt mit der unebenen Oberfläche des vertikal schwingenden Pfahles in alle Richtungen beschleunigt werden (Bild 100).

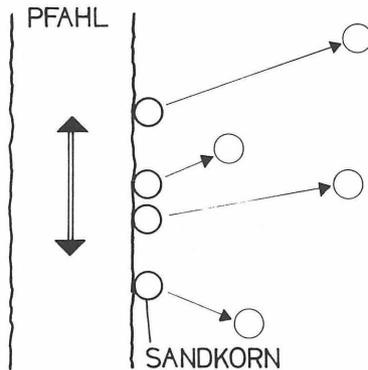


Bild 100: Resultierende Bewegungsrichtungen der Sandkörner nach Kontakt mit der unebenen Oberfläche des vertikal schwingenden Pfahles

Durch Anstoßen an andere Sandkörner kann die Impulsenergie weitergegeben werden. Dadurch wird nicht nur die Verflüssigung aufrechterhalten, sondern auch die weiter entfernten Bodenzonen werden verdichtet. Während des Einvibrierens des Pfahles kann der Pfahl-Boden-Bereich wie in Bild 101 dargestellt aussehen.

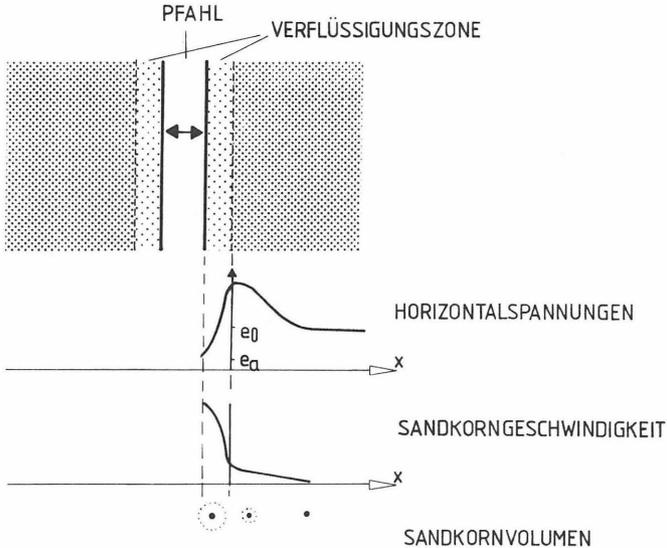


Bild 101: Pfahl-Boden-Bereich während der Vibration

Die sehr hohe Sandkorngeschwindigkeit in der Verflüssigungszone verursacht durch Anstoßen an andere Sandkörner einen ständigen Richtungswechsel der Einzelkörner. Sie scheinen somit ein größeres Sandkornvolumen zu besitzen, als es ihrem tatsächlichen geometrischen Volumen entspricht. Die Horizontalspannungen und die Scherkräfte am Pfahlschaft sind durch die Verflüssigung sehr gering. Außerhalb der Verflüssigungszone nehmen die Horizontalspannungen in einem kleinen Bereich durch das verdrängte Sandvolumen zu.

Nach Beendigung der Vibrationen entsteht in der ehemaligen Verflüssigungszone um den Pfahlschaft eine Zone geringerer Lagerungsdichte. Sie kann z.B. durch scheinbare Kohäsion frei (= Ringspalt) oder nur mit sehr locker gelagertem Sand gefüllt sein. Die Sandkörner in der Verflüssigungszone haben sich während der Vibration sehr schnell in alle Richtungen bewegt und dabei einen großen Platzbedarf gehabt, den sie nun nicht mehr in Anspruch nehmen. Nach der Erddrucktheorie hat eine Entspannung auf den aktiven Erddruck durch den Geschwindigkeitsverlust stattgefunden. Der Sandbereich außerhalb dieser Zone wurde plastisch verformt und ist durch seine hohe Lagerungsdichte relativ stabil. Nach Mohr-Coulomb reicht schon ein geringer Horizontaldruck in dieser Zone aus, die Bereiche mit der höheren Lagerungsdichte außerhalb der Zone zu stützen. So wird verhindert, daß größere Radialspannungen auf den Pfahlmantel wirken können.

Am Pfahlfuß ist die Situation identisch. Dort erreichen mit 40 Hz - 50 Hz einvibrierte Pfähle einen geringeren Spitzendruck als gerammte Pfähle, obwohl der Boden außerhalb der Zone höhere Lagerungsdichten aufweist. Erst durch Vibrationen mit der Resonanzfrequenz des Bodens werden die unterschiedlichen Bodenzonen am Pfahlmantel und -fuß zu einer dichtgelagerten Bodenzone vereinheitlicht. Dann tragen die Vibrationspfähle auch höhere Lasten als gerammte Pfähle, weil das gesamte Bodengefüge um den Pfahl durch die Vibration mit der Resonanzfrequenz des Bodens auch sehr viel höhere Scherkräfte aufnehmen kann. Bei den Rammpfählen lassen sich diese effektiven Umlagerungen des Bodengefüges nur über die Größe und die Zeitdauer des Energieeintrages, aber nicht über die Frequenz steuern. Damit kann die Umlagerung des Bodengefüges nicht optimiert werden.

4.4 Bohrfahl

Während des Abteufens der Verrohrung können durch Bodenentspannung (fehlende Auflast), Suffosion, hydraulischer Grundbruch sowie dynamischen Effekten aus schnellen Wasserdruckschwankungen und Erschütterungen sehr hohe Auflockerungen in den Bodenbereichen um den Pfahlschaft entstehen. Während des Ziehens der Verrohrung entsteht zwischen Sand und Beton ein Hohlraum, der der Wandstärke der Verrohrung entspricht. Dieser Hohlraum wird bei bereits angehärtetem Beton oder wenn sich der Siloeffekt bemerkbar macht, schneller durch den Sand als durch den steiferen Beton gefüllt. Dadurch werden die Bodenspannungen noch weiter reduziert. Diese lokalen Auflockerungen direkt am Pfahlschaft führen auch zu Spannungsumlagerungen in weiter entfernten Bereichen, so daß das gesamte Bodengefüge instabiler wird und nur begrenzt Tragkräfte aufnehmen kann. Zusätzlich können durch die reduzierten Bodenspannungen auch Setzungen an Nachbargebäuden entstehen.

4.5 Weiterer Untersuchungsbedarf

Die in Bild 102 gezeigte Tabelle stellt die qualitative Beurteilung der Einflüsse der Herstellungsparameter auf die Pfahltragfähigkeit und auf die Eindringgeschwindigkeit dar. Sie bezieht sich auf die Pfahlherstellung in nichtbindigen, locker- bis mitteldicht gelagerten und wasser-gesättigten Böden. Aus der Tabelle ist auch der weitere Untersuchungsbedarf erkennbar, der aber nicht die bisher untersuchten Parameter von einer weiteren quantitativen Analyse ausschließen sollte.

Legende: ○ = Literatur
 x = eigene Versuche
 - = es besteht Untersuchungsbedarf

Herstellparameter	Einfluß auf					
	Tragfähigkeit			Eindringgeschwindigkeit		
	klein		groß	klein		groß
Rammpfahl						
- Fallhöhe	x					⊗
- Rammgewicht		x				⊗
- Rammfutter			x			⊗
- Rammbärtyp		-			○	
- Schlagzahl		-			○	
- Rammhaube		-			-	
Vibrationspfahl						
- Fliehkraft		x				⊗
• Vibrationsfrequenz			x			⊗
• Amplitude		-				○
• Beschleunigung		-				○
- Nachverdichtung			x	x		
- Vibratorgewicht	x			x		
Verdrängungspfahl allgemein						
- Wellenausbreitung durch Einbringvorgang		-			-	
• Wellenarten		-			-	
• Geschwindigkeit, Richtung, Amplitude		-			-	
• Energieeintragung :						
Rammen		-			-	
Vibrieren		-			-	
- Ringspaltbildung durch horizontale Schwingungen			⊗		-	⊗
- Porenwasserüberdruck (pos./ neg.)		-			-	
- Pfahlimpedanz		-			-	
Bohrpfahl						
- Ziehgeschwindigkeit			x			⊗
- Durchflußfläche			⊗	⊗		
- Voreilung		-	x	⊗		
- Betonierdruck		⊗		⊗		
- Materialdicke der Verrohrung			○		-	
- Art des Einbringens und Ziehens der Verrohrung		-			-	
- Wasserüberdruck			x	⊗		
Pfähle allgemein						
- Scherfestigkeiten des Bodens		-			-	
• Zeit, Richtung, Energie, Frequenz,		-			-	

Bild 102: Qualitative Beurteilung der Einflüsse der Herstellparameter auf die Pfahltragfähigkeit und auf die Eindringgeschwindigkeit sowie Darstellung des weiteren Untersuchungsbedarfs

5. ZUSAMMENFASSUNG

Nach der Auswertung von statischen Probelastungen wurde festgestellt, daß gleiche Pfähle in gleichen Böden Abweichungen in der Tragfähigkeit - bei Rammpfählen von über 40 %, bei Bohrpfählen sogar von über 50 % - erreichten. Einvibrierte Pfähle aktivieren nur ca. 60 % - 70 % der Tragfähigkeit vergleichbarer gerammter Pfähle. Ziel dieser Arbeit war es, die Ursachen für die Abweichungen in der Tragfähigkeit der Pfähle qualitativ und quantitativ zu untersuchen.

Die Auswertung der Literatur hat ergeben, daß viele Fragen zum Tragverhalten von Pfählen nicht ausreichend geklärt sind und die Herstellereinflüsse sich nur auf die Eindringgeschwindigkeit und nicht auf die eigentliche Aufgabe der Pfähle - Lasten abzutragen - beziehen.

In einem umfangreichen Versuchsprogramm mit Modellpfählen wurden die aus der Literatur erarbeiteten wesentlichen Einflußparameter der Pfahlherstellung für die ausgewählten Pfahlsysteme : Ramm-, Vibrations- und Bohrpfähle untersucht. Bei den Rammpfählen stellte sich heraus, daß die Fallhöhe kaum einen Einfluß auf die Tragfähigkeit hat, während das Rammgewicht und vor allem das Rammfutter die Tragfähigkeit beeinflussen.

Der Abstand der Vibrations- (≈ 40 Hz - 50 Hz) zur Resonanzfrequenz des Bodens (Sand ≈ 20 Hz - 30 Hz) ist im wesentlichen für das spätere Tragverhalten der einvibrierten Pfähle verantwortlich; je größer dieser Abstand, desto geringer die Tragfähigkeiten. Werden die Pfähle mit der Resonanzfrequenz des Bodens einvibriert oder nach dem Abteufen mit der Resonanzfrequenz des Bodens nachverdichtet, ist die Tragfähigkeit anschließend ca. 30 % bzw. ca. 25 % höher als von vergleichbaren gerammten Pfählen.

Die Untersuchungen mit Bohrpfählen haben ergeben, daß durch den Ziehvorgang des Bohreimers, je nach Ziehgeschwindigkeit, Durchflußfläche und Ausgangslagerungsdichte des Bodens, hydraulische Grundbrüche in der Verrohrung auftreten können. Ist die Voreilung nicht ausreichend oder sind die relativen Wasserunterdrücke sehr groß, entstehen durch die Sandeinspülungen in die Verrohrung Auflockerungen in den umliegenden Bodenbereichen. Diese teilweise über 40 %ige Reduzierung der Lagerungsdichte ist für den hohen Tragfähigkeitsverlust der ausgehärteten Bohrpfähle verantwortlich.

Die Untersuchungen zur Änderung der Scherfestigkeit von Sand durch dynamische Beanspruchungen haben den großen Einfluß der Resonanzfrequenz des Bodens bestätigt. Zusätzlich stellte sich heraus, daß sowohl die Erregerart wie auch die Erregerrichtung wichtig für die Scherfestigkeit des Sandes und damit für die Tragfähigkeit des Pfahles ist.

Im letzten Kapitel wurde themenübergreifend mit Hilfe der Literatur und der eigenen Versuchsergebnisse eine Erklärung für die Vorgänge im Boden während der Pfahlherstellung gegeben. Mit dem Verständnis über die Herstelleneinflüsse auf das Bodengefüge lassen sich Rückschlüsse auf das spätere Tragverhalten der Pfähle ziehen. Hieraus ergeben sich Hinweise auf die Dimensionierung und auf die Ausführung von Pfahlgründungen, die gewährleisten, daß eine sichere, eine wirtschaftliche und eine mit gleichbleibend hoher Qualität hergestellte Pfahlgründung entsteht.

6. LITERATURVERZEICHNIS

- ABOUTAHA, M.
DE ROECK, G.
VAN IMPE, W.F.
1993
- Bored versus displacement piles in sand-experimental study. Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Gent, Belgien, S. 157-162
- ATTEWELL, P.B.
FARMER, I.W.
1973
- Attenuation of ground vibrations from pile driving. Ground Engineering, Vol. 6, No. 4, S. 36-39
- BALTHAUS, H.-G.
1986
- Einflußgrößen auf die Pfahltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Einbringungsmethode. Pfahlsymposium, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH-Darmstadt, S. 43-49
- BEGEMAN, H.K.S.
1976
- The influence of excavation on soil strength below excavation level. Proceedings of the 6th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wien, Vol. 1.2, S. 613-616
- BERGDAHL, U.
HULT, G.
1979
- Load tests on friction piles in sand. Royal Swedish Academy of Engineering Sciences, Commission on Pile Research, Stockholm, Nr. 56
- BERGER, G.
1986
- Einfluß der Standzeit auf die Tragfähigkeit gerammter Zugpfähle. Geotechnik 9, S. 33-36
- BERKOVITCH, I.
1985
- Pile Hammers. Civil Engineering, Nr. 6, S. 31-41
- BILLET, P.
SIEFFERT, J.G.
1989
- Soil-sheet pile interaction in vibro-piling. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 115, No. 8, S. 1085-1101
- BOGUTH, K.
1973 I
- Elektrische Vibrationsbäre. Baumaschine und Bautechnik 25, Heft 9, S. 483-487
- BOGUTH, K.
1973 II
- Vibrationsprobleme beim Rammen und Ziehen. Tiefbau, Nr. 4, S. 345-347
- BOTTIAU, M.
1993
- Influence of the concreting on the bearing capacity. Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Gent, Belgien, S. 179-183
- BRAAKER, H.
1986
- Rammgeräteeinfluß auf die Tragfähigkeit. Pfahlsymposium, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH-Darmstadt, S. 28-64

- BROMS, B.
1980 Recent pile research. Activities of the Swedish Commission on Pile Research, Nr. 61
- DATTA, M.
1982 Pore water pressure development during pile driving and its influence on driving resistance. Proceedings of the 3rd International Conference BOSS: Behavior of Offshore Structures, MIT, Cambridge, USA, Vol. 2, S. 295-304
- DE BEER, E.
1988 Different behaviour of bored and driven piles. First International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Gent, Belgien, S. 47-82
- DIN 1054:
1976 Zulässige Belastung des Baugrunds
- DIN 4014:
1990 Bohrpfähle, Herstellung, Bemessung und Tragverhalten
- DIN 4026:
1975 Rammfähle, Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung
- DIN 4094:
1990 Erkundung durch Sondierungen
- EAU
1990 Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. Ernst & Sohn, 8. Auflage
- ENDO, M.
1977 Relationship between design and construction in soil engineering - Deep Foundation: Caisson and pile systems. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, S. 140-165
- x ERIKSSON, H.
1992 Behaviour of driven piles evaluated from stress wave measurements performed during dynamic probing. Royal Institute of Technology, Stockholm, Department of Soil and Rock Mechanics
- FEDA, J.
1986 Zulässige Belastung von Großbohrpfählen. Bautechnik 63, Heft 2, S. 42-45
- FJELLERUP, F.E.
1981 Load tests on large bored piles in sand. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 2, S. 713-716
- FLEMING, W.G.K.
WELTMAN, A.J.
RANDOLPH, M.F.
ELSON, W.K.
1985 Piling Engineering. Surrey University Press, Glasgow and London
- FLOSS, R.
1978 Verdichtungstheorie im Erdbau. Baumaschine und Bautechnik 25, Heft 6, S. 322-324

- FORST, H.
SIEMER, H.
1982 Pfahlgründung und Versuche an Großbohrpfählen im Zuge des Umbaus Düsseldorf Hauptbahnhof. Bautechnik 59, Heft 3, S.73-86
- FRANKE, E.
1977 I Übersicht über die Tätigkeit des Arbeitskreises 5 der DGEG. Symposium: Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden, München, S. 15-26
- FRANKE, E.
1977 II Normung von Großbohrpfählen (DIN 4014, Teil 2 Entw. Aug. 1975). Bericht über die Erarbeitung unter Berücksichtigung neuerer Erkenntnisse über das Tragverhalten. Bautechnik 54, Heft 8, S. 253-262
- FRANKE, E.
1981 Neue Erkenntnisse über den Spitzendruck von Pfählen in Sand und einige praktische Konsequenzen. Bautechnik 58, Heft 3, S. 80-85
- FRANKE, E.
1984 Verbesserung der Angaben über die vertikale Tragfähigkeit in der geplanten DIN 1054. Teil 5. "Pfahlgründungen". Teil 2. Abschlußbericht zum Forschungsauftrag des Instituts für Bautechnik der TH-Darmstadt
- FRANKE, E.
1986 Zur Tragfähigkeitsvorhersage. Pfahlsymposium. Institut für Grundbau-, Boden- und Felsmechanik der TH-Darmstadt, S. 175-183
- FRANKE, E.
1989 Die Entwicklung der Tragfähigkeitsangaben in den deutschen Pfahlnormen. Bautechnik 66, Heft 11, S. 365-371
- FULLER, F.M.
1979 Pile installation pitfalls, problems and solutions. Piletips, Piletalk Seminar. Current Practice in Pile Design and Installation, New York, S. 133-165
- FULLER, F.M.
1983 Engineering of Pile Installations, New York
- GHIONNA, V.N.
JAMIOLKOWSKI, M.
LANCLOTTA, R.
PEDRONI, S.
1993 Base capacity of bored piles in sands from in-situ tests. Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Gent, Belgien,
- GÖDECKE, H.-J.
SCHULER, G.
1986 Bohrpfahlgründungen: Erfahrungen, Beispiele und Auswertungen von Probelastungen. Bautechnik 63, Heft 5, S. 145-155
- GUDEHUS, G.
1980 Materialverhalten von Sand: Anwendung neuerer Erkenntnisse im Grundbau. Bauingenieur 55, S. 351-359
- GÜNTHER, M.
1983 Last-Setzungs-Versuche an kurzen Großbohrpfählen. Geotechnik, S. 123-130

- HARTUNG, M.
1989
Modellversuche zur Herstellung von Großbohrpfählen im Grundwasser mit dem Drehbohrverfahren. Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Instituts. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig, Heft Nr. 30
- HARTUNG, M.
1993
Qualitätssicherung bei der Pfahlherstellung. Pfahl-Symposium, Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig, Heft Nr. 41
- HEALY, P.R.
WELTMAN, A.J.
1980
Survey of problems associated with the installation of displacement piles. Directorate of Civil Engineering Services, PSA Technical Guide, London, Nr. 26
- HECKMAN, W.S.
HAGERTY, D.J.
1978
Vibrations associated with pile driving. ASCE Journal of the Construction Division, Vol. 104, S. 385-394
- HELLMAN, L.
LARSSON, B.
1976
Pile driving equipment, Research work concerning a more effective Cap. Proceedings of the 6th European Conference on Mechanics and Foundation Engineering, Wien, Vol. 1.2, S. 453-457
- KERISEL, J.
SIMONS, H.
1962
Die Gründung der Brücke über den Maracaibo-See. DGEG Vorträge der Baugrundtagung, Essen, S. 45-71
- KEZDI, A.
1969
Bodenmechanik. BD. 1-3. VEB Verlag für Bauwesen, Budapest, Berlin
- KÖNIG, G.
1970
Die Tragfähigkeit von Pfählen. Bauingenieur 45, Heft 1, S. 23-29
- KOTEN, V. H.
1991
Optimal pile driving. 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, Stresa, Italien, Vol. 1, S. 655-657
- KRAFT, L.M.
1991
Performance of axially loaded pipe piles in sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 2, S. 272-296
- KRÄMER, H.J.
1981
Die Auswirkungen geräteseitiger Einflußparameter auf den Sondierwiderstand. Baumaschine und Bautechnik Heft 3, S. 102-116
- KÜHN G.
1974
Hat die Vibrationsrammung noch eine Zukunft? Baumaschine und Bautechnik 21, Heft 9, S. 293-302
- KÜHN G.
SCHULER, V.
1977
Stichwort: Erdbohren für Bauführer und Bohrmeister. Schriftenreihe des Hauptverbandes der Deutschen Industrie, Band 22
- KÜHN, G.
1978
Vibrationsrammung und Bodenbeschaffenheit. Baumaschine und Bautechnik 25, Heft 9, S. 463-474

- KÜHN, G.
1980 Abhängigkeit der Ramm- und Ziehverfahren von der Bodenbeschaffenheit. Baumaschine und Bautechnik 27, Heft 8, S. 558-567
- KÜMMEL, F.
1980 Der Aufbau des Kraftfeldes im Rammgut bei einem Schlag. Baumaschine und Bautechnik 27, Heft 4, S. 234-245
- KULHAWY, F.H.
KOZERA, D.W.
WITHIAM, J.L.
1980 Uplift Testing of Model Drilled Shafts in Sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 106, S. 579 + 580
- LINDER, W.-R.
1977 Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand. Dissertation, Berlin
- MARTIN
1977 Entwicklung der Pfahlwandtechnik. Symposium: Stand von Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden, München, S. 209-218
- MASSARSCH, K.R.
HEPPEL, G.
1991 Deep vibratory compaction using the Müller resonance compaction (MRC) system. Müller Geosystems Report 91:2
- MASSARSCH, K.R.
1992 Static and dynamic soil displacements caused by pile driving. 4th International Conference on the application of Stress-Wave the way to piles, Den Haag
- MAZURKIEWICZ, B.
1986 Einfluß von Rammgeräten auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonpfählen. Pfahlsymposium, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH-Darmstadt, S. 31-36
- MEISSNER, H.
WIBEL, A.R.
1974 Sandverformungen und Spannungsverteilungen in der Umgebung von Bohrpfählen. DGEG: Vorträge der Baugrundtagung, Frankfurt, S. 449-470
- MESECK, H.
1991 Untersuchungen zum Wirkungsgrad von Rammsystemen. Fachseminar Dynamische Pfahltests. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig, Heft Nr. 38, S. 177-193
- MEYERHOF, G.G.
1976 Bearing capacity and settlement of pile foundation. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 102, S. 197-228
- MIURA, N.
1985 Point resistance of piles in sand. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 3, S. 1445-1448
- MÖLLER, B.
BERGDAHL, U.
1981 Dynamic pore pressure during pile driving in fine sand. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 2, S. 791-794

- MÖLLERS, K.
STEIN, D
1990
Bodenverformungen und -spannungen beim Einsatz bodenverdrängender Verfahren des Leistungstunnelbaus in gleichförmigen nichtbindigen Böden. Bauingenieur 65, S. 412-417
- MOSHER, R.L.
1987
Comparision of axial capacity of vibratory-driven piles to impact-driven piles. Engineering Application Office. Information of the Technology Laboratory. Department of the Army, Vicksburg, MS, USA, S. 1-36
- MÜLLER
1993
Müller Bautechnik. Informationsbroschüre über Vibratoren
- NAUROY, J.F.
LE TIRANT, P.
1983
Model tests of piles in calcareous sands. Proceedings of Geotechnical Practice in Offshore Engineering. ASCE, Austin, Texas, USA, S. 356-369
- O'NEILL, M.W.
VIPULANANDAN, C.
WONG, D.
1990
Laboratory modeling of vibro-driven piles. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.116, No. 8, S. 1190-1209
- PACKSHAWS, S.
1951
Pile driving in difficult conditions. Institution of Civil Engineers. Introductory Note
- POTEUR, M.
1971
Beitrag zur Tauchrüttlung in rolligen Böden. Baumaschine und Bautechnik 18, Heft 7, S. 303-309
- QUAST, P.
1993
Probleme bei der Pfahlherstellung aus der Sicht des Planers. Pfahl-Symposium. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig, Heft Nr. 41, S. 91-102
- RAUSCHE, F.
GOBLE, G.G.
1972
Performance of pile driving hammers. Journal of the Construction Division, ASCE 98, Vol. 9, S. 201-218
- RIPPER, P.
1984
Studie zum Tragverhalten eines Pfahles im radial gespannten Boden. Dissertation, Darmstadt
- RIZKALLAH, V.
1973
Großbohrpfähle - Beitrag zur Abschätzung der lotrechten Tragfähigkeit und der Wirtschaftlichkeit. Mitteilung des Lehrstuhls für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, TU-Hannover, Heft 5
- RIZKALLAH, V.
HARDER, H.
JEBE, P.
VOGEL, J.
1990
Bauschäden im Spezialtiefbau. Institut für Bauschadensforschung e.V., Hannover, Heft 3
- ROBINSKY, E.I.
MORISON, C.F.
1964
Sand displacement and compaction around model friction piles. Canadian Geotechnical Journal, Bd. 1, No. 2, S. 81-93

- RODATZ, W.
1993 Überblick über Pfahlsysteme - Untersuchungsbedarf. Pfahl-Symposium. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig, Heft Nr. 41, S. 1-12
- RÜCKER, W.
1991 Elastische und plastische Effekte beim Einrütteln und Rammen von Pfählen und Spundwänden. Dokumentation zur D-A-CH Studententagung Vibrationen DO 79. ETH Zürich, S. 123-132 X
- SCHMIDT, H.G.
1987 Der Bruchmechanismus von Zugpfählen - eine Nachlese zum Pfahlsymposium 1986. Bautechnik 64, Heft 6, S. 206-211
- SCHMID, W.E.
1970 Low Frequency Pile Vibrators. Conference on Design and Installation of Pile Foundations of Cellular Structures. Lehigh University, Bethlehem, PA. USA, S. 257-265
- SCHMITZ, S.
1990 Hydraulische Grundbruchsicherheit bei räumlicher Anströmung. Bautechnik 67, Heft 9, S. 301-307
- SCHWAB, J.P.
BHATIA, S.K.
1985 Pile driving influence on surrounding soil and structures. Civil Engineering for Practicing and Design Engineers Vol. 4, S. 641-684
- SIMONS, H.
KAHL, M.
1987 Experimentelle Untersuchungen zur Verdichtung norddeutscher Sande mit Tiefenrüttlern. Abschlußbericht über das Forschungsvorhaben am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig
- SOMMER, H.
1979 Herstellungsschäden bei Bohrpfählen. Geotechnik 2, S. 57-59
- SPANG, J.
1972 Beitrag zur Berechnung der lotrechten Tragfähigkeit von Großbohrpfählen. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 635-656
- STEGBAUER, A.
1988 Einfaches Rechenverfahren zur Vorhersage des Rammfortschritts von Stahlprofilen auf der Grundlage von Rammsondierungen. Baumaschine und Bautechnik 35, Heft 3, S. 140-147
- STOCKER, M.
1980 Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Pfähle. Baugrundtagung, Mainz, S. 565-590
- STUDER, J.
ZIEGLER, A.
1986 Bodendynamik, Grundlagen, Kennziffern, Problem. Springer Verlag
- THOMPSON, C.D.
THOMPSON, D.E.
1979 Effects of pile driving systems on driveability and capacity of concrete piles. Proceedings of the Symposium on Deep Foundations ASCE, Atlanta, USA, S. 420-443
- TOKUE, T.
1976 Characteristics and mechanism of vibratory densification of sand and role of acceleration. Soils and Foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 16, No. 3, S. 1-18

- TOUMA, F.T.
1974 Behavior of bored piles in sand. Journal of the Engineering Division ASCE 100, Vol. 7, S. 749-761
- UHLENDORF, H.-J.
LERCH, D.
1989 Tragverhalten von Großrohrrammpfählen. Bautechnik 66, Heft 9, S. 319-322
- VAN IMPE, W.F.
1988 Consideration on the auger pile design. First Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Augered Piles, Gent, Belgien
- VAN IMPE, W.F.
1991 Deformation of Deep Foundation. General Report. 10th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florenz
- VAN LUIPEN, P.
1993 Entwicklung von Rammgeräten. Pfahl-Symposium. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig, Heft Nr. 41, S. 119-135
- VAN WEELE, A.F.
1961 Deep sounding tests in relation to the driving resistance of piles. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 165-169
- VAN WEELE, A.F.
1993 Quality assessment foundation piles after installation: Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Gent, Belgien, S. 459-467
- VESIC, A.S.
1970 Load transfer in pile-soil systems. Proceedings of Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures. Lehigh University, S. 47-73
- VIPULANANDAN, C.
WONG, D.
O'NEILL, M.W.
1990 Behavior of vibro-driven piles in sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 8, S. 1211-1231
- WALLAYS, M.
1977 Vertikale Tragfähigkeit von Bohrpfählen und Schlitzpfeilern als Funktion ihrer Herstellung. Symposium Vertikale und kombinierte Tragfähigkeit von Schlitzpfeilern und SOB-Pfählen, Weimar, DDR, Bauforschung-Baupraxis, Heft 9, S. 36-40
- WANNINGER, R.
1980 Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden. Zur Lösung von Grundbauaufgaben mit Hilfe von elastoplastischen Stoffgesetzen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TU-Darmstadt, Nr. 23
- WEINHOLD, H.
1977 Maschinentechnische und sonstige ausführungsbedingte Einflüsse auf die Funktionsfähigkeit von Bohrpfählen und auf deren Herstellbarkeit in Grenzfällen. Symposium: Stand von Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden, München, S. 163-183

- WEISS, K.
HANACK, S.
1983
- Der Einfluß der Lagerungsdichte des Bodens und der Herstellungsart von Großbohrpfählen auf deren Tragfähigkeit. Mitteilungen der Degebo (Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik/Berlin), Nr. 35, S. 1-76
- WEISS, K.
1983
- Untersuchung des Durchmesserinflusses auf die Tragfähigkeit von Aufstandspfählen in nichtbindigen Böden unterschiedlicher Lagerungsdichte. Mitteilungen der Degebo (Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik/Berlin), Nr. 35, S. 76-85
- WEISS, K.
1984
- Der Einfluß der Lagerungsdichte des Bodens und der Herstellungsart von Großbohrpfählen auf deren Tragfähigkeit. Geotechnik, Heft 1, S. 28-37
- WERNICK, E.
1972
- Mantelreibung von Verpreßankern und Verpreßpfählen im nichtbindigen Boden. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 269-275
- WITTMANN, L.
1980
- Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Nr. 86
- WU, M.J.
GURTOWSKI, T.M.
YAMANE, G.
1985
- Field evaluation of diesel hammer performance. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, S. 1507-1510
- YAMAGUCHI, Y.
KOGA, T.
KIKUCHI, Y.
SANBANBATA, I.
1985
- The effect of driving energy on the penetrability and the bearing capacity of piles. Proceedings of the International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, S. 215-218
- YOSIMI, Y.
KISHIDA, T.
1981
- Friction Between Sand and Metal Surface. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 1, S. 831-834
- YOUD, T.L.
1970
- Densification and shear of sand during vibration. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the ASCE Vol. 96, No. 3, S. 863-880

Synopsis:**Influence of the installation process on the bearing capacity of piles in sand.**

Piles have already been in use for thousands of years for deep foundation of structures. Due to the high demand of pile foundations in the last decades a whole series of new pile systems have been developed which particularly has been marked by technical machine development of the units for the pile installation. For a safe, high quality and economic foundation the theoretical understanding of the pile foundation which is described by the pile-soil-model, is also necessary. Effective methods of pile design can only be developed through constant feedback between theory and practice.

Each pile foundation is a prototype. Hence it has to be dimensioned so that it withstands all imaginable future loads. For this reason, it is not surprising that almost all pile foundations are overdesigned far below their actual bearing capacity. For example under the aspect of safety it is quite desirable that bridges, requiring only 15 piles would be built on 30 piles. Not only the curiosity of the engineers but especially economic aspects pushed the investigations to ascertain how much 'safety' is reached in certain soils by a pile type. Methods of pile design can be derived out of this which can be used for the economic dimensioning of further foundations.

The fact that a multiplicity of parameters which can influence the bearing capacity exists, is of problematic nature (pic. 1, p. 5: Influence parameters on the bearing capacity of piles). Many of the influence parameters are known and are taken into consideration in the corresponding codes and technical design tables. Some essential influence parameters have to be missing nevertheless, otherwise differences of partly above 50 % in the bearing capacity of theoretical structurally designed piles of the same size, in the same soil would not have been noticed. The qualitative and quantitative analysis of these deviations is mainly the topic of this thesis.

The analysis of the international literature and particularly the results of the own experiments illustrate that the bearing capacity can be essentially influenced by the procedure of installation

which hardly found any consideration up to now. Some of these installation parameters found consideration under the aspect of the installation speed only and not under the aspect of the bearing capacity which is the actual task of piles.

Once the influence of the installation procedures are known, the pile foundations can be more economical as well as of a constant high quality and high bearing capacity. Additionally, hints for the assessment of the interference of neighboring foundations are revealed when new pile foundations are installed. This knowledge can equally be the basis of the systems for quality assurance and the development of new pile systems.

In this thesis three pile systems were investigated in detail: two displacement systems, the driven pile and the vibrating pile as well as the classic bored pile with excavation. All investigations are limited to piles in non-cohesive soils under static axial load.

During the installation of the displacement piles, different dynamic measurements were carried out at the pile and at the surface of the soil. The analysis of the measurements were done in the time and frequency domain. Before and after each pile installation of the bored piles, special soundings were executed and the discrepancy of the blows determined. Together with the results of the static pile tests, indications towards the influences of the installation procedures on the bearing capacity were revealed.

Driven Pile

The goal of the own laboratory tests was to investigate the factors, which are decisive for determining the penetration speed, on the bearing capacity of the piles. These factors included drop height, ram weight and ram cushion.

- drop height

(pic. 44, p. 66: Influence of the drop height on the bearing capacity, dry sand, and pic. 45, p. 67: Influence of the drop height on the bearing capacity, saturated sand).

The drop height does not have a relevant influence on the bearing capacity but only on the penetration speed.

- ram weight

(pic. 47, p. 68: Influence of the ram weight on the bearing capacity, dry sand and pic. 48, p. 69: Influence of the ram weight on the bearing capacity, saturated sand).

The weight relation of the ram weight and pile weight between 1:1 up to 2:1 has a positive impact on the bearing capacity as well as on the faster penetration speed which was described in the literature. At 0,5:1 25 % lower bearing capacities were established, whereas higher weight relation, starting with 1:1 (for dry sand) and 2:1 (for saturated sand), does not lead to further essential increase of the bearing capacity.

In the literature the suspicion was sometimes expressed that the bearing capacity of piles which were installed with a lighter weight pile hammer is higher than with a heavier weight pile hammer. The all in all necessary higher number of blows with a light pile hammer lead in these tests not to a higher compaction of the soil around the pile but it probably lead to horizontal vibrations of the pile shaft. These vibrations could lead to a formation of a ring gap around the pile (pic. 49, p. 70: Formation of a ring gap through horizontal vibrations of the pile during each blow). This causes a reduced radial stress on the pile shaft although the soil areas close to the pile have a higher density.

- ram cushion

In the last pictures it also became explicit that the piles which were driven in with the softer rubber cushion, reached a 30 % up to 50 % higher bearing capacity than the piles which were driven in with the harder PE-cushion. How can these big discrepancies be explained? (pic. 50, p. 71: Influence of the cushion on the bearing capacity, dry sand, and pic. 51, p. 72: Influence of the cushion on the bearing capacity, saturated sand). If the deformations of the cushion during the blow are clarified it is imaginable that the energy in the softer rubber cushion is stored as in a spring and that it is released more slowly into the pile head (pic. 53, p. 73:

Deformations of hard and soft cushion). Actually, velocity courses at the pile head during the blow resulted in the following picture (pic. 57, p. 77: Typical velocity courses at the pile top during the energy transmission at the driving pile with the PE and rubber cushion): with the PE-cushion the energy impact is shorter and stronger compared to the impact through a rubber cushion.

For the examination of the efficiency of the transmission of energy from the pile into the soil, the vertical component of the soil vibration was analyzed (pic. 58, p. 78: Bearing capacity depending on the velocity of soil vibration, dry sand). The velocity of soil vibration during the PE and rubber cushion driving has almost the same size although the velocities at the pile heads varied.

Together with the knowledge of the previous figures it can be concluded that the peak velocity of the blow is not decisive for the bearing capacity but the time duration of the transmission of energy through the cushion. The longer the transmission of energy is possible, the higher the bearing capacity becomes.

Vibration pile

It is generally known that a pile which is installed with a vibrating compactor reaches only 40 - 60 % of the bearing capacity of a comparable driven pile.

The goal of the own investigations was, besides the ascertainment of the factors of influence on the bearing capacity, the examination of a hypothesis: the bearing capacity of the vibrated piles was supposed to be substantially increased through a re-compaction and perhaps even exceed the bearing capacity of comparable driven piles. The big advantage of fast installation which is characteristic of a vibrating pile is retained by using relatively high frequencies of about 40 - 50 Hz. After the final depth has been reached the vibrating compactor was not turned off but the pile was still vibrated for a short period of time with the natural frequency of the soil.

With the experiences of the driven pile tests a new test pile was designed (pic. 64, p. 88: Laboratory vibrating pile). With the strain device, the tensile and the compressive stress in the pile and with the temperature device, the temperatures at the pile foot (in order to ascertain the energy transmission: $\text{heat} \hat{=} \text{friction} \rightarrow \text{energy}$, which is no more available for the transformation of the grain of sand) could be determined in addition to the acceleration device on the pile head and pile foot.

- test results (pic. 65, p. 92: Influence of the frequency of vibration on the bearing capacity, ratio of weight 2:1, centrifugal force 2000 N and pic. 66, p. 92: Influence of the frequency of vibration on the bearing capacity, ratio of weight 1:1, centrifugal force 2000 N).

The time necessary for the installation of the pile increases exponentially with the reduction of the vibrating frequency. The re-compaction, which is vibrating with the natural frequency of the soil at the final depth, causes an increasing of the bearing capacity of the piles which were vibrated in with 40 - 50 Hz.

All in all it can be recorded in mind that the larger the difference of the vibration frequency compared to the natural frequency of the soil, the faster the piles can be vibrated down to the final depth, but the bearing capacities become smaller, though. If the pile is re-compacted afterwards with the natural frequency of the soil, the bearing capacity increases largely. The peak results of piles which are vibrated with the natural frequency of the soil from the beginning, cannot be reached, though. If one of these piles will be re-compacted, its bearing capacity decreases.

The analysis of the temperature at the pile foot, the velocity of the pile top and the velocity of the soil vibration demonstrated that the optimal transmission of energy between the pile and soil occurs during the vibration with the natural frequency of the soil. Then the highest bearing capacities are reached.

Because of the newly drawn up test pile, these results could not be compared with the results of the driven pile investigations. Hence this test pile was driven and vibrated into the same soil conditions in an additional series of tests. By this way the first test results could be examined again and the necessary installation time and the bearing capacity of the two installation methods could be compared (pic. 80, p. 110: Comparison of bearing capacities of the same pile in the same saturated soil as driven and vibrating pile). The higher bearing capacity of the pile driven in with the rubber cushion, compared to the PE-cushioned driven pile, could be confirmed in the same way as the higher bearing capacity of the re-compacted vibrated pile. When the pile was vibrated with 50 Hz it reached only about 64 % of the bearing capacity of the driven pile which was installed with the PE-cushion. This corresponds with the general expectations. If this pile is re-compacted with the natural frequency of the soil for two minutes afterwards, its bearing capacity is about 26 % higher than the bearing capacity of the driven pile with the PE-cushion. The necessary vibrating time came up to 134 seconds, it is still 40 % faster than the required driving time of 220 seconds.

In conclusion it can be said that the piles which were re-compacted with the natural frequency of the soil after reaching the final depth have a higher bearing capacity than conventional driven and vibrated piles.

The existence of a ring gap around the pile is obviously not only dependent on the energy, but also on the relationship between the frequency of vibration and the natural frequency of the soil.

Gap theory

The vertical movements of the pile shaft through the vibrating compactor can also be transformed into horizontal movements through vibration superimposition. The pile seems to have permanently changing diameters through this. Also, single grains of sand can be accelerated into all directions through contact with the rough pile surface of the vertical vibrating pile (pic. 100, p. 143: Resultant directions of movement of the grains of sand after contact with the uneven surface of the vertical vibrating pile). Through the point of contact

with other grains of sand, the impulse energy can be transmitted further away from the pile. Because of this, not only the liquefaction of the sand is retained but also the soil zones which are further away can be compacted.

During the vibration process of the pile down to the final depth, the pile-soil area can look as following (pic 101, p. 144: Pile-soil-area during the vibration). The very high sand grain velocity in the liquefaction zone causes a permanent change of direction of the single grains through the point of contact with other grains of sand. They seem to also have bigger grain size volume than is equivalent to their real geometrical volume. The horizontal stresses and the shear forces at the pile shaft are very small, due to the liquefaction. Outside the liquefaction zone the horizontal stresses increase in a small area because of the displaced sand volume.

After completion of the vibration, a small zone arises in the former liquefaction zone around the pile shaft. This zone can be free (= ring gap) through an apparent cohesion or be filled with only very loosely packed sand. The grains of sand in the liquefaction zone moved rapidly into all directions during the vibration and were therefore in need of a larger space which they do not make demands upon any more. According to the theory of earth pressure, a relief tension towards the active earth pressure took place through the loss of velocity. The sand area outside this zone was plastically deformed and is highly stable due to its high density. According to the Mohr-Coulomb theory, a minor horizontal pressure in this zone is sufficient to support the areas with the higher density outside this zone. This prevents the possibility that higher radial stresses have an effect on the pile shaft.

Only through the vibration with the natural frequency of the soil, the different soil zones around the pile shaft and pile foot are unified to a highly dense packed soil zone. In this case, the vibrating piles carry larger loads than comparable driven piles because the entire soil structure around the pile is capable of taking much higher shear forces. When driving a pile, the adjustment of the soil structure can only be controlled through the size and time duration of the energy transfer but not through the frequency. Because of this, the adjustment of the soil structure can not be optimized.

Bored pile

Cone penetration tests are carried out often for the site investigation. In the picture, the point pressure values of the cone penetration are shown against the reached ultimate skin frictions at the shaft of bored piles (pic. 12, p. 19: Spread of the achieved ultimate skin friction at the shaft of a bored pile depending on the point pressure of the cone penetration (according to GÖDECKE, SCHULER 1986)). At a point pressure of 12 MN/m^2 in the ground, the DIN 4014 allows a theoretic value of shaft resistance of about 95 kN/m^2 , which is a safe value. The entire spread of measured ultimate skin friction values lies between 110 kN/m^2 and 250 kN/m^2 , though. The large deviations may also result from the different quality of the installation process.

The installation of the bored piles should be done without disturbing the surrounding soil.

In the following picture, the sounding values are demonstrated before and after a bored pile installation (pic. 32, p. 46: Results of the cone penetration before and after the bored pile installation (QUAST 1993)). How can this great descending of the sounding values after the installation be explained? (pic. 81, p. 113: Loosenings below and close to the casing, due to erosion, suffosion and hydraulic base failures). During the pulling of the drill bucket, the water can flow only through the area of discharge at the edge of the drill bucket to compensate the lower water pressure. Due to the fast pulling, a relative low water pressure arises, which can come easily up to 4 to 6 mWS ($\hat{=}$ water pressure height). That means that the water outside of the casing flows into the direction of the casing and also inside. Depending on the pre-penetration of the casing and the velocity of pull, particles of sand are flushed inside with the water or a hydraulic base failure could occur. The consequences are loosenings of the soil density below and next to the casing.

The next picture (pic. 82. p. 114: Area of the soil which is loosened through the hydraulic base failure and the horizontal soil stress at: pre-penetration $D/2$, re-suction tube clogged, relative low water pressure $\Delta H = 4,0 \text{ m}$) demonstrates the result of a FEM-investigation: on the left side, the soil zone, which was loosened through a hydraulic base failure, on the right side the corresponding horizontal soil stresses. The aim of the own tests was to find out under what

conditions and to which amount loosening in the surrounding soil zones through the installation of the bored piles are generated and how the bearing capacity of the bored piles is influenced through these loosening

The laboratory piles were installed the same way the in-situ piles are. Always before and after each bored pile installation, soundings were carried out. The alteration of the number of blows (per 10 cm penetration) demonstrated the extent of the relative alteration, which describes the loosening (pic. 86, p. 123: Influence of the initial soil density on the relative alteration of the soil density, pic. 87, p. 124: Influence of the area of discharge on the relative alteration of the soil density, pic. 88, p. 125: Influence of the velocity of pull of the drill bucket on the relative alteration of the soil density). To sum it up, it can be ascertained that the alterations of the soil density lie in average between 10 % and 40 %, in the course of which higher loosening are easily possible. Besides the area of discharge, the velocity of pull of the drilling bucket and also the pre-penetration of the casing have an important influence on the loosening.

Which influence do these loosening have towards the bearing capacity of the piles? (pic. 91, p. 129: Loss of the bearing capacity depending on the loosening). The loosening cause a loss of bearing capacity. The extent of this loss comes to about 0,7 up to 0,9 times of the loosening [%] (e.g.: A loosening of 40 % will reduce the bearing capacity between 28 % and 36 %, in comparison to a normal bored pile installation).

The investigations of the three pile systems demonstrated that the procedure of the pile installation has a big influence on the bearing capacity and therefore on the quality and permanence of the super structure.

This thesis could contribute only to a small part of the understanding of the bearing mechanism and the influences of installation of the pile in the soil. It is to be hoped that the thesis causes further investigations (pic. 102, p. 146: Qualitative assessment of the influence on the installation parameters on the pile bearing capacity and on the penetration speed as well as representation of the further need to investigate).

Summary

After the analysis of static pile tests it was ascertained that equal piles in equal soil reached deviations in the bearing capacity - driven piles more than 40 %, bored piles more than 50 %. Piles which were vibrated in activate only about 60 % - 70 % of the bearing capacity of comparable driven piles. The purpose of this thesis was to qualitative and quantitative investigate the cause of deviation in the bearing capacity of the piles.

The analysis of the literature revealed that many questions concerning the bearing behavior of piles are not sufficiently clarified and the influences of installation refer only to the penetration speed and not to the actual function of the piles - which is to carry loads.

The essential influence parameter of pile installation for the chosen pile systems: driven, vibrated and bored piles which were acquired from the literature, were investigated in an extensive test program with model piles. It was discovered that the drop height of the driven piles hardly had an influence to the bearing capacity, whereas the ram weight and especially the cushion, influence the bearing capacity.

The difference of the vibration and resonant ($\hat{=}$ natural) frequency of the soil is mainly responsible for the future bearing behavior, the larger the difference, the smaller the bearing capacity. If the piles are vibrated to the final depth with the resonant frequency of the soil or re-compacted after the installation with the resonant frequency, the bearing capacity afterwards is about 30 %, respectively 25 % higher than comparable driven piles.

The investigations of bored piles revealed that through the pulling process of the drill bucket hydraulic base failures in the casing can appear depending on the velocity of pulling, area of discharge and initial density of the soil. In case the pre-penetration of the casing is not sufficient or the relative low water pressure is very high, loosening in the surrounding areas emerges because of sand jetting into the casing. This reduction of the soil density, which sometimes can be higher than 40 %, is responsible for the high loss of bearing capacity of the hardened bored piles.

The investigations in terms of alteration of the shear strength of sand due to dynamic stress have confirmed the high influence of the resonant frequency of the soil. Additionally, it was discovered that the kind of dynamic cause as well as the direction of dynamic cause is important for the shear strength of the sand and therefore for the bearing capacity of the pile.

In the last chapter an explanation of the occurrences in the soil during the pile installation was given with the help of the literature and the own test results. With the comprehension of the installation influences to the soil structure it is possible to draw conclusions to the future bearing behavior of the piles. Hints towards the dimensioning and towards the execution of pile foundations could result from this knowledge which guarantees a safe, economic and a steady high quality formation of the installed pile foundations.

**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 geneigten Halbraum, 1982 |
| Nr. 8 | Meseck, H.
Schnell, W. | Dichtungswände und -sohlen, 1982 * |
| Nr. 9 | Simons, H.
Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 * |
| Nr. 10 | Beckmann, U. | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982 |



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 6. und 7. Februar 1985 in Braunschweig *
- 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 am 23. und 24. Oktober 1985 in Braunschweig
- Nr. 20 Meseck, H. Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar am 6. und 7. November 1986 in Braunschweig*
- Nr. 21 Balthaus, H. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, 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 2. und 3. Juni 1987 in Braunschweig
- Nr. 24 Krause, Th. Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, 1988
- Nr. 28 Geil, M. Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, 1989
- Nr. 29 Kruse, T. Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W.
 u.a. Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.
 Beckefeld, P.
 Sehrbrock, U. Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar am 19. und 20. März 1990 in Braunschweig



IGB TUBS

- | | | |
|--------|---|---|
| Nr. 32 | Knüpfer, J. | Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990 |
| Nr. 33 | Beckefeld, P. | Schadstoffaustrag aus abge bundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, 1991 |
| Nr. 34 | He, G. | Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, 1991 |
| Nr. 35 | Rodatz, W.
Sehrbrock, U. | Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar am 13. September 1991 in Braunschweig |
| Nr. 36 | Kahl, M. | Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, 1991 |
| Nr. 37 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. | Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar am 30. und 31. März 1992 in Braunschweig |
| Nr. 38 | Rodatz, W.
Meier, K. | Dynamische Pfahltests, Fachseminar am 21. und 22. Januar 1991 in Braunschweig |
| Nr. 39 | Rösch, A. | Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, 1992 |
| Nr. 40 | Sehrbrock, U. | Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, 1993 |
| Nr. 41 | Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. | Pfahl Symposium 1993 - Fachseminar am 18. und 19. März in Braunschweig |

