Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 57

Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung

von

Bernd Wienholz

Braunschweig 1998

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

환환은 유니는 것은 가격에서 가장 입니는 유민과은 것을 바람이라는 것으로 가려도 가격을 가려 같은 그는 여름을 다양한 것을 가려도 같은 것으로 다 같이 있다. 한 그는 것을 구매했다.

VORWORT DES HERAUSGEBERS

Verdrängungspfähle wurden als Rammpfähle seit Beginn der Bautätigkeit des Menschen zur Gründung von Bauwerken auf gering oder nicht tragfähigem Baugrund verwendet. Dennoch sind bis heute keine zuverlässigen Verfahren bekannt, die eine den Anforderungen und auch den Möglichkeiten in anderen Bereichen des Bauingenieurwesens entsprechende sichere Vorausberechnung der Tragfähigkeit und der bei Belastung eintretenden Setzungen von Pfahlgründungen ermöglichen. Große Unterschiede des Tragverhaltens im Vergleich zur Vorausberechnung werden bei Probebelastungen ermittelt. Es werden auch erhebliche Abweichungen bei den Tragfähigkeiten an 'vergleichbaren Standorten' festgestellt, auch wenn es sich um Pfähle gleicher Bauart handelt. Aus diesem Grunde werden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik seit vielen Jahren in Forschungsvorhaben Problem-stellungen von Pfahlgründungen bearbeitet.

Ausschlaggebend für die Unterschiede im Tragverhalten sind vorrangig die unterschiedlichen Baugrundverhältnisse sowie die aus der Herstellung der Pfähle resultierenden Veränderungen der Eigenschaften des Bodens in deren Umgebung, die das Tragverhalten von Pfählen bestimmen. Die bestehenden Normen berücksichtigen diese Erkenntnis in dem sie für die Vordimensionierung und für untergeordnete Gründungsaufgaben sehr konservative Berechnungsmöglichkeiten bieten, jedoch bei höherer Auslastung aufwendige statische Probebelastungen fordern. Da die sich weiterentwickelnde Technik, zunehmend die Herstellung von Pfählen mit großen Längen und großen Durchmessern und damit die Aufnahme sehr großer Lasten ermöglicht, sind für das wirtschaftliche Bauen auch für Pfähle entsprechende Verfahren zur zuverlässigen Vorausberechnung der Tragfähigkeit erforderlich, die herstellungsbegleitend durch geeignete Meßverfahren überprüft werden können.

Voraussetzungen für derartige zu entwickelnde Vorausberechnungsverfahren sind genaue Kenntnisse über die Eigenschaften des Baugrundes und die Einflüsse der Pfahlherstellung auf den Baugrund. Herr Dr.-Ing. Bernd Wienholz hat sich in den vergangenen Jahren mit der Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen auf der Grundlage dynamischer Meßverfahren beschäftigt. Dabei gesammelte Erfahrungen veranlaßten ihn, durch Versuche im Labor an gerammten und einvibrierten Verdrängungspfählen Grundlagen zu erarbeiten, die für eine zuverlässigere Vorausberechnung des Tragverhaltens und für die schadenfreie Herstellung von Pfählen genutzt werden können. Die Darstellung und Diskussion von wesentlichen Ergebnissen dieser Untersuchungen, sind Inhalt der in diesem Mitteilungsheft abgedruckten Dissertation.

Braunschweig im März 1998

Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

\bigcirc	, I	
	Inhaltsverzeichnis	eite
	1 Einleitung	1
	1.1 Veranlassung	1
	1.2 Ziel der Arbeit	2
	1.3 Aufbau der Arbeit	2
	2 Stand der Forschung	4
	2.1 Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen	4
	2.1.1 Rammformeln	5
	2.1.2 Erdstatische Berechnungsverfahren	7
	2.1.3 Statische Probebelastung	9
	2.1.4 Berechnung mit Tabellenwerten	11
	2.1.5 Dynamische Probebelastung	11
	2.2 Tragverhalten von Pfählen	13
	2.2.1 Beschreibung der Parameter	14
	2.2.2 Einfluß der Scherparameter ϕ und c'	20
	2.3 Vorgänge während der Pfahlherstellung von Ramm- und Vibrationspfählen	22
	2.4 Wellenausbreitung im Pfahl	25
	2.5 Wellenausbreitung im Boden	29
	2.6 Energieübertragung in den Boden	31
	2.6.1 Energieübertragung beim Rammen	31
	2.6.2 Energieübertragung beim Vibrieren	32
	2.7 Verhalten von nichtbindigem Boden bei Eintrag von Energie	34
	2.7.1 Bodenmechanische Parameter des nichtbindigen Bodens	34
	2.7.2 Veränderung der bodenmechanischen Parameter beim Eintrag	
	von Energie	35
	2.7.2.1 Lagerungsdichte	35
	2.7.2.2 Porenzahl	39
	2.7.2.3 Kornform und Körnungslinie	40
	2.7.2.4 Wassergehalt	44
	2.7.2.5 Porenwasserdruck	44
	2.7.2.6 Scherfestigkeit	45
	2.7.3 Zusammentassung der Veränderungen der bodenmechanischen	40
	Parameter	40
	2.8 Zusammenfassung und Darstellung des Untersuchungsbedarts	47
	3 Versuchsstand	48
	3.1 Aufbau des Versuchsstandes	48
	3.2 Versuchssand	49
	3.3 Modellpfähle	50
	3.4 Geräte zum Einbau des Modellsandes	51

 3.5 Geräte zum Einbringen der Pfähle 3.5.1 Rammeinrichtung 3.5.2 Schwingerreger 3.6 Meßtechnik 3.6.1 Dehnungsmessungen 3.6.2 Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- und Verschiebungsmessunger 3.6.3 Statische Probebelastung 3.6.4 Messung des maximalen Zugwiderstandes 	52 52 54 54 55 55 55 56
4 Sandeinbau	57
4.1 Erzielung einer reproduzierbaren Lagerungsdichte	57
4.1.1 Kontrolle des Sandeinbaus	57
4.1.2 Lockere Lagerung des Sandes	59
4.1.3 Mitteldichte Lagerung des Sandes	64
5 Modellversuche an Rammpfählen	68
5.1 Durchführung der Versuche	68
5.2. Versuchsmatrix	69
5.3 Darstellung und Analyse der Ergebnisse	70
5.3.1 Tragfähigkeit	70
5.3.2 Schlagzahl und Rammarbeit	74
5.3.3 Sondierungen vor und nach der Pfahlherstellung	77
5.3.4 Beschleunigung im Pfahl	83
5.3.4.1 Vertikale Beschleunigung am Pfahlkopf	83
5.3.4.2 Horizontale Schwingbeschleunigung im Pfahl	83
5.3.5 Schwingbeschleunigung im Sand	86
5.3.5.1 Vertikale Schwingbeschleunigung im Sand	86
5.3.5.2 Horizontale Schwingbeschleunigung im Sand	87
5.3.5.3 Horizontale Schwingbeschleunigung im Pfahl und im Sand	88
5.3.6 Horizontale Schwinggeschwindigkeit im Pfahl	91
5.3.7 Auslenkung im Sand	92
5.3.7.1 Vertikale Auslenkung im Sand	92
5.3.7.2 Horizontale Auslenkung im Sand	93
5.3.8 Schwinggeschwindigkeiten auf der Sandoberfläche	93
5.3.9 Dehnungen und Kräfte im Pfahl	95
5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der Rammversuche	97
5.5 Analyse der Ergebnisse der Rammversuche	99
5.6 Ausblick	101
6 Modellversuche an Vibrationspfählen	102
6.1 Durchführung der Versuche	102
6.2 Versuchsmatrix	103

II

6.3 Darstellung und Analyse der Ergebnisse	104
6.3.1 Tradfabiakeit	104
6.3.2 Vibrationszeit	109
6.2.2 Sondiorungen ver und nach der Dfahlberstellung	100
6.2.4 Sohuinghoophlounigung	109
0.3.4 Schwingbeschleunigung	112
6.3.4.1 Horizontale Schwingbeschleunigung im Plani	112
6.3.4.2 Horizontale Schwingeschleunigung im Sand	115
6.3.4.3 Vertikale Schwingbeschleunigung im Sand	118
6.3.5 Schinggeschwindigkeiten	121
6.3.6 Horizontale und vertikale Auslenkung im Sand	121
6.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der Vibrationsversuche	122
6.5 Analyse der Ergebnisse der Vibrationsversuche	124
6.6 Ausblick	127
7 Vergleich der Ramm- und Vibrationsversuche	128
8 Übertragung der Erkenntnisse der Modellversuche auf einen	
Versuch in situ	131
8.1 Allgemeines	131
8.2 Versuchsaufbau	131
8.3 Bodenaufbau	132
8.4 Durchführung des Versuchs in situ	133
8.5 Ergebnisse des Versuchs in situ	133
8.5.1 Tragfähigkeit	133
8.5.2 Schlagzahl und Rammarbeit	134
8.5.3 Sondierungen vor und nach der Pfahlherstellung	134
8.5.4 Vertikale Beschleunigung am Pfahlkopf	135
8.5.5 Horizontale Schwingbeschleunigung im Pfahl	135
8.5.6 Horizontale Schwinggeschwindigkeit Im Pfahl	137
8.5.7 Dehnungen und Kräfte im Pfahl	138
8.6 Qualitative Zusammenhänge der Ergebnisse des Versuchs in situ	
mit denen der Laborversuche	139
8 6 1 Allgemeines	139
8.6.2 Vergleich Laborversuch mit dem Versuch in situ	140
9 Zusammenfassung und Ausblick	142
10 Literaturverzeichnis	144
Synopsis The bearing capacity of displacement piles related to the installation method	153
Summary	165

 \bigcirc

Verwendete Abkürzungen und Symbole

Symbol	Einheit	Bedeutung
2a	mm	Schwingweite
A	cm ²	Fläche
A _F , A _S	cm ²	Fußfläche
а	m/s²	Beschleunigung
b _f	m	Durchmesser des Pfahlfußes
С	m/s	Wellengeschwindigkeit
С	kN/m²	Kohäsion
Ca	kN/m²	Adhäsion an der Grenzfläche
d	cm	Durchmesser
D	-	Lagerungsdichte
Df	-	Verdichtungsfähigkeit
E	kN/m²	Elastizitätsmodul
E	kNm	Rammenergie
е	-	Porenzahl
F	kN	Kraft
F1	m²	Pfahlfußfläche
f	Hz	Frequenz
G	kg	Pfahlgewicht
g	m/s²	Erdbeschleunigung
h	cm	Fallhöhe
1	kNs/m	Impedanz
I _D	%	bezogene Lagerungsdichte
J_{c}	-	CASE-Dämpfungsbeiwert
K	-	Erddruckbeiwert
K	-	Verstärkungsfktor der Schwingge-
		schwindigkeit
Ko	-	Erdruhedruckbeiwert
ļ	m	Länge
I _E	m	Einbindetiefe
M	kgm	statisches Moment
m	N	Fallgewicht
m	kg	Masse
N _c , N _q	-	Tragfähigkeitsbeiwerte
n	-	Eichfaktor
n	U/min	Drehzahl
n _{ges}	-	Summe der Rammschläge
P ₁	kN	Spitzendruck
P_2	kN	Mantelreibung
Qg	kN	Grenzlast
Qr	KN	Mantelreibung
Qs	KN	Spitzendruck
Q _{zul}	KN	zul. Belastung
q _f	kN	Mantelreibung
qt	KN/m²	Spannung aus Uberlagerungsdruck
R	kN	Bärgewicht

R _(dyn)	kN	dynamischer Widerstand
R _(stat)	kN	statischer Widerstand
R _(t)	kN	Gesamtwiderstand
r	m	Radius
S	cm	bleibende Eindringung des Pfahles
Sa	mm	Grenzsetzung
s	-	Standardabweichung
t	m	Eindringtiefe
t	S	Zeit
U	m	Pfahlumfang
U	-	Ungleichförmigkeitszahl
u	m	Verschiebung in Pfahllängsrichtung
v	m/s	Geschwindigkeit
v	-	Variationskoeffizient
W	Nm	Rammarbeit
W _{dyn}	kN	dynamischer Eindringwiderstand
x	-	Ortskoordinate in Pfahllängsrichtung
x	-	arithmetischer Mittelwert
z	m	Tiefe
Z	kns/m	Impedanz
α	-	Adhäsionsfaktor
β	-	Beiwert
δ	0	Reibung zwischen Pfahl und Boden
3	-	Dehnung
γ	kN/m³	Wichte des Bodens
'n	-	Sicherheitsbeiwert
φ	0	Reibungswinkel
λ	-	Beiwert
ρ	t/m³	Dichte des Materials
ρ _d	t/m³	Trockendichte
σ _h , σ _z	kN/m²	horizontale und vertikale Spannung im
		Boden
σ_{sf}	kN/m²	Spitzendruck im Bruchzustand
τ_{mf}	kN/m²	Mantelreibung im Bruchzustand
ω	s ⁻¹	Winkelgeschwindigkeit
	3	Villkeigeschwindigkeit

V

 \bigcirc



1 Einleitung

1.1 Veranlassung

Die Entwicklung von Pfahlgründungen begann vor über 2000 Jahren mit dem Rammen von Holzpfählen. Sie dienten damals schon zur sicheren Abtragung von Lasten in den Baugrund. Im Laufe der Zeit stiegen die Anforderungen an Pfahlgründungen immer weiter, da die abzutragenden Lasten größer wurden. Dazu benötigte man größere Pfahllängen und -durchmesser. Durch den Einsatz anderer Materialien (Stahl, Beton) und anderer Herstellmöglichkeiten (größere und leistungsfähigere Maschinen) wurden die größeren Pfahllängen und -durchmesser realisiert.

In der Norm wird in Rammpfähle DIN 4026 oder Verdrängungspfähle DIN V 4026-500 bzw. pr EN 12699 und Bohrpfähle DIN 4014 bzw. DIN EN 1536 unterteilt. Bei den Ramm- oder Verdrängungspfählen wird der Boden während der Pfahlherstellung vollständig verdrängt. Im Gegensatz dazu wird bei der Bohrpfahlherstellung der Boden gefördert. Daher ist das Tragverhalten von Ramm- oder Verdrängungspfählen, im Vergleich zu Bohrpfählen, sehr unterschiedlich. Im Rahmen dieser Arbeit wird daher nur auf die Herstellung und das Tragverhalten von Ramm- und Vibrationspfählen eingegangen.

Bei den Verdrängungspfählen unterscheidet man nach der Einbringungsart in:

- Rammpfahl
- Vibrationspfahl
- Vollverdrängungsschraubpfahl

In Bild 1 ist der schematische Aufbau eines Rammbären (links) und eines Vibrationsbären (rechts) dargestellt.

Das Verständnis des Tragverhaltens der Pfähle konnte mit der Entwicklung neuer Pfahlsysteme nicht Schritt halten. Die Ermittlung der Tragfähigkeit kann aufgrund von Erfahrungswerten nach DIN 4014 für Bohrpfähle und DIN 4026 für Rammpfähle durchgeführt werden. Eine exakte Vorausbestimmung der Tragfähigkeit und des Widerstands-Setzungsverhaltens ist bisher jedoch nicht möglich. Dies führt in der Regel zu einer unwirtschaftlichen Überdimensionierung der Pfähle. Daher soll das Tragverhalten an bereits hergestellten Pfählen durch statische Probebelastungen ermittelt werden.

In vielen wissenschaftlichen Arbeiten wurde das Tragverhalten von Pfählen untersucht. Der Herstellvorgang oder das Einbringverfahren wurden dabei früher außer acht gelassen. Erst in den letzten Jahren wurde diesem Aspekt mehr Bedeutung beigemessen. Entscheidend für das Tragverhalten ist die Energieübertragung vom Einbringgerät (Ramme oder Rüttler) in den Pfahl und in den Boden. Durch das Einbringen von Pfählen werden die bodenmechanischen Parameter nachhaltig verändert.



Bild 1: Schematische Darstellung eines Rammbären (links, MESECK (1991)) und eines Vibrationsbären (rechts, ZEPPELIN (1993))

1.2 Ziel der Arbeit

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll der Einfluß der Herstellungsparameter auf die Tragfähigkeit von Ramm- und Vibrationspfählen während des Einbringens in nichtbindigen Boden untersucht werden.

Ziel der Untersuchungen ist es, durch Messungen am Pfahl und im Boden ein besseres Verständnis über das System Pfahl-Boden zu erhalten und Parameter zu qualifizieren und zu quantifizieren, die einen Einfluß auf die Pfahltragfähigkeit durch den Einbringvorgang haben.

1.3 Aufbau der Arbeit

Im ersten Teil der Arbeit wird ein Überblick über die verschiedenen Verfahren zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit gegeben. Danach wird auf das Tragverhalten von Pfählen sowie auf den Einfluß der Pfahlherstellung eingegangen. Den Abschluß des

2

ersten Teiles bildet die Darstellung des derzeitigen Standes der Wissenschaft über das Verhalten von nichtbindigem Boden beim Eintrag von Energie.

Der zweite Teil beschreibt den für die eigenen Versuche verwendeten Versuchsstand und den Sandeinbau. Die Methode des Sandeinbaus soll eine reproduzierbare Lagerungsdichte erzielen. Dies ist eine wesentliche Voraussetzung, um die Versuche untereinander vergleichen und daraus Tendenzen ableiten zu können.

Bei der Beschreibung der Versuche werden zuerst die Randbedingungen genannt. Anhand der Auswertung von Grenzlasten und Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung werden Tendenzen über den Einfluß der Impedanz aufgezeigt. Mit den im Pfahl und im Sand durchgeführten Messungen werden die festgestellten Tendenzen erläutert.

Außerdem wird über einen großmaßstäblichen Versuch berichtet. Dieser dient zur Überprüfung der der Übertragbarkeit der im Labor gewonnenen Erkenntnisse.

Im letzten Abschnitt werden die erzielten Ergebnisse zusammenfassend dargestellt. Die aus den Laborversuchen, dem Feldversuch und aus der Literatur gewonnenen Erkenntnisse ergeben ein besseres Verständnis des Tragverhaltens von Ramm- und Vibrationspfählen.

2 Stand der Forschung

2.1 Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen

Bei der Betrachtung der Tragfähigkeit von Pfählen wird zwischen innerer und äußerer Tragfähigkeit unterschieden. Innere Tragfähigkeit bedeutet, daß ein Pfahl ohne Materialversagen des Pfahlbaustoffes die einwirkenden Lasten aufnehmen kann. Die innere Tragfähigkeit von Pfählen wird mit den Nachweisen und den Kennwerten aus dem Holz-, Stahl-, Stahlbeton- und Spannbetonbau geführt. Sie ist nicht Gegenstand dieser Arbeit. Die äußere Tragfähigkeit beschreibt die Fähigkeit des anstehenden Bodens, die Lasten sicher, das heißt ohne für das Bauwerk schädliche Setzungen, aufzunehmen. Im folgenden wird für die äußere Tragfähigkeit nur noch der Begriff Tragfähigkeit verwendet.

Die Tragfähigkeit wird durch viele verschiedene Parameter bestimmt. Nach HAR-TUNG (1994) lassen sich die Parameter in vier Kategorien einteilen (Tabelle 1). Damit wird deutlich, wie umfangreich das Tragverhalten und damit die Dimensionierung von Pfählen ist.

Die Parameter aus den Kategorien Herstellung, Belastung und Pfahl können auf die Randbedingungen einer Baustelle abgestimmt werden. Der anstehende Boden kann in der Regel nur in engen Grenzen verändert werden. Die für die Dimensionierung relevanten Parameter müssen vorab durch Feld- und Laborversuche bestimmt werden. Die Pfahlherstellung führt zu einer Veränderung der Bodenparameter. In die Dimensionierung fließen daher andere Werte ein als nach Herstellung der Pfähle vorhanden sind.

Durch die Vielzahl der zu berücksichtigenden Einflußfaktoren ist es bis heute nicht möglich, das Tragverhalten von Pfählen mit einem einheitlichen Modell zu beschreiben. Bedingt durch die geringen Kenntnisse über das komplexe Tragverhalten von Pfählen kann die genaue Tragfähigkeit von axial belasteten Pfählen nur durch direkte Prüfverfahren, d. h. durch Probebelastungen, nachgewiesen werden. Die Tragfähigkeit von Pfählen kann außerdem auf der Grundlage von Erfahrungswerten oder mit Hilfe anderen Verfahren, wie z.B. mit dynamischen Rammformeln abgeschätzt werden.

			the second s				
definition of the	Herstellung						
Rammpfahl	Vibrationspfahl	<u>Bohrpfahl</u>	Allgemein				
- Fallhöhe	- Vibratorgewicht	- Durchflußfläche	- Qualifikation				
- Rammgewicht	- Fliehkraft	- Ziehgeschwindigkeit	- Arbeitsgeschwindigkeit				
- Rammfutter	- Amplitude	- Voreilung	- Betondruck				
- Schlagfrequenz	- Frequenz	- Wasserüberdruck	- Betonkonsistenz				
- Art des Bären	- Beschleunigung	- Materialdicke	- Temperatur				
- Freifall		der Verrohrung	- Beton				
- Diesel			- Umgebung				
- Hydraulik							
<u>Boden</u>		Belastung					
- Bodenart		- Vertikal/Horiz	contal				
- Schichtung		- Druck/Zug					
- Scherfestigkeit		- Statisch/Zykli	isch				
- Lagerungsdichte		- Standzeit bis	zur Belastung				
- Spannungszustand							
- Kornform, -größe, -ve	erteilung						
- Orientierung der Kor	nlängsachse	<u>Pfahl</u>					
- Kompressibilität		- Geometrie					
- Wassergehalt		- Querschnitt	sform				
- Chemische Inhaltsstof	fe	- Schlankheit	t				
- Neigung zur:		- Material					
- Dilatanz		- Wandrauhigk	eit				
- Kornbruch		- Vorgespannt					
- Verflüssigung		- Fußausbildur	ng				

Im folgenden werden die verschiedenen Verfahren zur Bemessung von Pfählen vorgestellt. Dabei sollen die relevanten Bodenparameter der einzelnen Bemessungsverfahren herausgearbeitet werden.

2.1.1 Rammformeln

Die Entwicklung von Rammformeln geht bis auf Eytelwain im Jahre 1820 zurück. Sie wurden aufgrund langjähriger Beobachtungen des Einrammens von Pfählen entwickelt. Dabei ist festgestellt worden, daß die Tragfähigkeit mit dem Rammfortschritt, d.h. ob sich ein Pfahl leicht oder schwer einrammen läßt, korreliert.

Die Anwendung von Rammformeln ermöglicht es, durch Kalibrieren an einer statischen Probebelastung, die Pfahltragfähigkeit schon während des Rammvorgangs abzuschätzen. Insofern eignen sich Rammformeln besonders zur laufenden Qualitätskontrolle.

5

Tabelle 1: Einflußparameter auf das Tragverhalten von Pfählen, HARTUNG (1994)

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Rammpfählen ist die Verwendung von Rammformeln auf solche Fälle beschränkt, bei denen gleiche Pfähle mit demselben Rammbär in den gleichen Untergrund gerammt werden.

Nach DIN V 1054-100 kann die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen mit Hilfe von Rammformeln ermittelt werden, wenn sie an einer statischen Probebelastung kalibriert wurde. In der DIN 4026 ist dies eingeschränkt. insofern, daß Rammformeln nicht zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in bindigen Böden verwendet werden dürfen, da sie zu hohe Tragfähigkeiten liefern. Der Grund dafür ist das Auftreten von Porenwasserüberdrücken, die beim Einrammen der Pfähle entstehen, und die sich in bindigen Böden nach einiger Zeit wieder abbauen.

Für die Bestimmung der Rammenergie dürfen nur Freifallbäre verwendet werden (DIN 4026), deren Rammenergie konstant ist und sich nicht, wie beispielsweise bei Dieselbären, mit der Pfahleindringung verändert.

In der Literatur werden über 40 Rammformeln erwähnt und beschrieben. Obwohl alle auf der gleichen Grundlage beruhen, können die mit den Rammformeln errechneten Tragfähigkeiten bis zu 600% differieren. Der mögliche Grund für die hohen Abweichungen der Ergebnisse ist in den Vereinfachungen der verschiedenen Rammformeln und in den zum Teil eingeführten empirischen Beiwerten der einzelnen Rammformeln zu suchen.

Grundsätzlich wird mit einer Rammformel der dynamische Eindringwiderstand W_{dyn} berechnet, den der Boden während der Rammung dem eindringenden Pfahl entgegensetzt. Rammformeln werden daher auch als dynamische Rammformeln bezeichnet.

Für alle Rammformeln ist die Grundlage die Gleichsetzung des dynamischen Eindringwiderstands mit der aufgewendeten Rammenergie E bei einer bleibenden Eindringung des Pfahles infolge eines Rammschlages im Mittel der letzten 10 Schläge (Hitze).

$$W_{dyn} = \frac{E}{s} [kN]$$
(GI. 1)
E [kNcm]
s [cm]

Die aufgewendete Rammenergie eines Rammschlages ist die kinetische Energie des Schlaggewichtes beim Auftreffen auf den Pfahl und somit das Produkt aus Bärgewicht R und der Fallhöhe h.

$$W_{dyn} = \frac{R \cdot h}{s} [kN]$$
(GI. 2)
s, h [cm]

R [kN]

Gleichung (2) ist eine idealisierte Darstellung, in der weder Energieverluste infolge des Stoßvorganges noch Eindringverluste infolge der Elastizität des Pfahles und des Bodens berücksichtigt werden.

Die Rammformeln werden an den Ergebnissen von statischen Probebelastungen kalibriert. Der aus den Rammformeln errechnete dynamische Eindringwiderstand W_{dyn} wird mit der aus einer statischen Probebelastung am gleichen Pfahl ermittelten Grenzlast Q_g [kN] verglichen. Das Verhältnis aus beiden ist der Eichfaktor n.

$$n = \frac{Q_g}{W_{dyn}} [-]$$
(Gl. 3)

Die zulässige Tragfähigkeit eines Pfahles ist der Quotient aus der Grenzlast Q_g und der geforderten Sicherheit η nach DIN 1054.

$$Q_{zul} = \frac{Q_g}{\eta} [kN]$$
 (GI. 4)

Im wesentlichen gehen bei den Rammformeln die Parameter des Schlaggerätes (Gewicht und Fallhöhe) und des Pfahles (Abmessungen, Gewicht und E-Modul) ein. Darüber hinaus ist die Eindringtiefe pro Schlag relevant. Die Scherfestigkeitsparameter, die den Boden beschreiben, werden explizit nicht verwendet.

2.1.2 Erdstatische Berechnungsverfahren

Mit der Entwicklung der Erddrucktheorien wurde nach einer rechnerischen Methode zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen gesucht. Die zahlreich entstandenen Formeln stellte SCHENCK (1966) zusammenfassend dar. Sie verwenden die aus Baugrunduntersuchungen gewonnenen Bodenkennwerte (z.B. Benabenq 1921, Dörr 1922, Krey 1926, Terzaghi 1925 und 1930, Caquot/Kérisel 1948, Ohde 1951, Streck-David 1960 und Brinch-Hansen 1960). Es hat sich jedoch die Erkenntnis durchgesetzt, daß durch die Erddrucktheorien die Tragfähigkeit bzw. das Tragverhalten von Rammpfählen unvollständig beschrieben wird. Der Grund dafür ist die nachträgliche Veränderung der Bodenkennwerte durch das Einbringen der Pfähle.

VESIC (1967) stellt einen Vergleich verschiedener Bruchmechanismen und daraus resultierend einen Vergleich unterschiedlicher Tragfähigkeitsbeiwerte N_q* dar (Bild 2). Die Mantelreibung wird bei diesen Bruchmechanismen im allgemeinen nicht berücksichtigt. Die zugehörige Formel lautet:

 $q_{f} = c \cdot N_{c} \cdot \varsigma_{c} + q_{t} \cdot N_{q} \cdot \varsigma_{q} [kN]$ (GI. 5)

In der obengenannten Formel, die auf der Grundlage des Grundbruchnachweises beruht, ist c die Kohäsion, qt ist die Spannung aus dem Überlagerungsdruck

oberhalb des Bruchkörpers, N_c und N_q sind Tragfähigkeitsbeiwerte und ζ_c und ζ_q sind Formbeiwerte (KÉZDI (1970)).

Aus Bild 2 ist zu erkennen, daß die verschiedenen Autoren zu sehr unterschiedlichen Tragfähigkeitsbeiwerten N_q^* und damit auch zu sehr unterschiedlichen Tragfähigkeiten der Pfähle kommen.

Der entscheidende Fehler liegt nach KÉZDI (1970) darin, daß bei der erdstatischen Methode die Grenzkraft ermittelt wird, die einen Bruch im Untergrund herbeiführt. Dabei werden Mantelreibung und Spitzenwiderstand getrennt voneinander ermittelt und die Grenzwerte addiert. Erfahrungen haben gezeigt, daß Gleitflächen in Höhe der Pfahlspitze auch bei großer Eindringung nicht auftreten. Es handelt sich um eine Verdrängung und nicht um einen Bruchzustand. Auch Mantelreibung und Spitzendruck stehen in Wechselbeziehung miteinander.



Bild 2: Tragfähigkeitsbeiwerte N_q für die tiefgegründete Kreisfläche (N *_q = $N_q\zeta_q),$ VESIC (1967)

KÉZDI (1970) stellt eine halbempirische statische Formel zur Berechnung von Mantelreibung und Spitzendruck vor. Für nichtbindige Böden lautet sie:

Spitzendruck	$P_{1} = F_{1} \cdot \lambda \cdot N_{q} \sum_{i=1}^{n} I_{i} \cdot \gamma_{i} [kN] $	GI. 6)
mit	λ = 1,0 (in dichtem Sand) [-]	
	λ = 0,5 (in lockerem Sand) [-]	
	$N_q = 10$ (Tragfähigkeitsbeiwert) [-]	
	l _i = Länge der Schicht i [m]	
	γ_i = Wichte der Schicht i [kN/m ³]	
	$F_1 = Pfahlfußfläche [m^2]$	
Mantelreibung	$P_2 = U \cdot I \cdot 0.5\lambda \sum_{i=1}^{n} I_i \cdot \gamma_i \cdot \tan \delta_i \ [kN] $	GI. 7)
	U = Umfang des Pfahles [m]	
	δ = Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden (δ = (0,67 $\phi)$ [°]),5 bis
	ϕ = Reibungswinkel des Bodens [°]	

Bei bindigen Böden lautet die Formel:

Spitzendruck

$$\begin{split} P_1 &= F_1(\lambda \cdot N_q \sum_{i=1}^n I_i \cdot \gamma_i + N_c \cdot c) \ [kN] \ & (GI. 8) \\ N_c &= (N_q\text{-}1) \ cot \ \phi \ [-] \end{split}$$

mit

Grundlage der erdstatischen Berechnungen der Tragfähigkeit eines Pfahles sind neben empirisch ermittelten Werten die Scherfestigkeitsparameter Kohäsion c und Reibungswinkel φ .

Die Berechnung der zulässigen Belastung von Pfählen aus erdstatischen Berechnungsverfahren ist nach DIN 1054 nicht zugelassen.

2.1.3 Statische Probebelastung

Das sicherste Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit und des Widerstands-Verschiebungs-Verhaltens von Pfählen ist die Durchführung von statischen Probebelastungen. Der entscheidende Vorteil von Pfahlprobebelastungen gegenüber analytischen Bemessungsverfahren besteht laut den "Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) für statische axiale Probebelastungen von Pfählen" (DGGT (1993)) darin, "daß sowohl die Untergrundverhältnisse als auch die Pfahlherstellung und die damit entstehenden Veränderungen im Untergrund zutreffend erfaßt werden können."

Hinweise zur Durchführung und Festlegung der Grenzlast Q_g finden sich in der DIN 1054 (Stand November 1976), der DIN V 1054-100 (Stand 1995), der DIN 4026

(Stand 1975) und der oben erwähnten Empfehlung des Arbeitskreises 2.1 der DGGT.

Mit Hilfe einer statischen Probebelastung wird eine Widerstands-Verschiebungslinie ermittelt. Aus dieser läßt sich die Grenzlast bestimmen, die für die Bemessung von Pfählen relevant ist. In der DIN 1054 ist die Grenzlast definiert als die Last, bei welcher der Pfahl merklich versinkt bzw. bei Zugpfählen sich merklich hebt. In der Widerstands-Verschiebungslinie ist dies jene Stelle, bei welcher der flache Ast nach einem Übergangsbereich in den steilen Ast übergeht. Kann diese Stelle nicht eindeutig festgelegt werden, so wird als Grenzlast diejenige Last bezeichnet, die eine bleibende Setzung s_g des Pfahles von 10 % des Durchmessers d hervorruft. Wird bei einer Probebelastung die Grenzlast nicht erreicht, ist die höchste aufgebrachte Last die Grenzlast (Bild 3). Die zulässige Belastung Q_{zul} des Pfahles läßt sich nach GI. 4 ermitteln.



Bild 3: Grenzlast Q_a [kN] aus Widerstands-Verschiebungslinie, DIN 4026

Die Instrumentierung eines Probepfahls ist nach der Empfehlung des Arbeitskreises 2.1 (DGGT (1993)) auf die im Versuch zu erzielende Qualität der Meßergebnisse abzustimmen und vom geotechnischen Sachverständigen festzulegen. Dabei wird zwischen einfachen, mittleren und hohen Anforderungen unterschieden:

 Einfache Anforderungen: Ermittlung der Widerstands-Verschiebungslinie, d.h. Messung der Verschiebung am Pfahlkopf in Abhängigkeit der aufgebrachten Belastung und der Zeit.

Mittlere Anforderungen: Getrennte Ermittlung der Pfahlfuß- und Pfahlmantelkraft.

- Hohe Anforderungen: Neben der Trennung der Pfahlfuß- und Pfahlmantelkraft ist die Entwicklung der Pfahllängskraft in Abhängigkeit von der Tiefe und der Einwirkung zu erfassen.

Nach Auswertung einer statischen Probebelastung mit mindestens mittleren Anforderungen erhält man Aussagen über Matelreibung τ_m und Spitzendruck σ_s .

2.1.4 Berechnung mit Tabellenwerten

Bei der Berechnung mit Tabellenwerten setzt sich die Grenztragfähigkeit Q_g eines Pfahles aus dem Spitzenwiderstand Q_s und der Mantelreibungskraft Q_r zusammen:

$$\label{eq:Qg} \begin{split} Q_g = Q_s + Q_r ~[kN] & (GI.~9) \\ Der ~Spitzenwiderstand ~Q_s ~und ~die Mantelreibungskraft ~Q_r ~werden ~folgendermaßen ermittelt: \end{split}$$

Q _s = As • σ _{sf} [kN]	(Gl. 10)
A _s = Pfahlfußfläche [m²]	
σ_{sf} = Spitzendruck im Bruchzustand [kN/m ²]	
 And Share and Rearry Science (1) and the set of the s	
$Q_r = U \cdot I \cdot \tau_{mf} [kN]$	(Gl. 11)
U = Umfang [m]	
I = Länge [m]	
τ_{mf} = Mantelreibung im Bruchzust	and [kN/m ²]

Die Werte für den Spitzendruck σ_{sf} und die Mantelreibung τ_{mf} werden aus Tabellen entnommen (z.B. SCHENCK (1966), FRANKE (1982), DIN 4014)). Es sind Erfahrungswerte, die aus einer großen Anzahl von Probebelastungen empirisch gewonnen wurden. Diese Erfahrungswerte liegen sowohl für Ramm-, Bohr und Verpreßpfähle vor. Für die Anwendung dieser Erfahrungswerte müssen Randbedingungen eingehalten werden, die in der DIN 4026 und DIN 4014 zusammengestellt sind.

2.1.5 Dynamische Probebelastung

Dynamische Pfahltests zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen wurden vor etwa dreißig Jahren in den USA entwickelt. In Deutschland wurden die ersten dynamischen Pfahltests Ende der 70er Jahre durchgeführt.

Der dynamische Pfahltest ist eine Probebelastung, bei der eine Stoßkraft statt einer statischen Prüflast verwendet wird. Gemäß der Mechanik der Wellenausbreitung werden Reflektionen und Refraktionen der eingeleiteten Stoßwelle durch Messungen festgestellt. Gemessen werden die Dehnung und die Beschleunigung am Pfahlkopf als Funktion der Zeit. Die Zeitverläufe dieser physikalischen Größen ergeben sich nicht allein aus den durch die Rammhaube und das Pfahlfutter gedämpften Einwirkungen des Rammbären, sondern sie werden auch durch die geweckten Bodenwiderstände beeinflußt (BALTHAUS (1985)).

Mit den dynamischen Messungen können Aussagen über

- das charakteristische Stoßzeitdiagramm Hammer-Pfahl-Boden,
- die Hammerleistung,
- die effektive Rammenergie,
- die Überprüfung der Integrität des Pfahles,
- das Verhalten der Rammhaube,
- die Spannungen im Pfahlmaterial und
- statische und dynamische Tragfähigkeit des Pfahles

gemacht werden. Bekannte Verfahren sind dabei

- WEAP,
- CASE
- und CAPWAP.

Beim WEAP-Verfahren (Wave Equation Analysis Programm) wird ein Rammvorgang simuliert. Dabei wird der Pfahl in Massenpunkte unterteilt, die durch Federn entsprechend der Pfahlsteifigkeit miteinander gekoppelt sind. Der Boden wird durch Dämpfer und Federn simuliert, die an den Massenpunkten angreifen. Die Tragfähigkeit der Federn wird über ein bilineares Federgesetz beschrieben. Im Modell können außerdem der Rammbär, die Rammhaube und das Rammfutter berücksichtigt werden.

Unter Annahme einer beliebigen Tragfähigkeit und einer Verteilung von Mantelreibung und Spitzendruck wird eine Rammmung simuliert. Durch Lösen der Differentialgleichung der sich im Pfahl fortpflanzenden Welle wird durch eine iterative Berechnung die erforderliche Schlagzahl in Abhängigkeit der Tragfähigkeit errechnet. Wiederholt man die Simulation mit anderen Tragfähigkeiten, so können damit Rammkriterien festgelegt werden. Ebenso besteht die Möglichkeit, das System Rammbär und Rammpfahl zu optimieren.

An der CASE Western University in Cleveland, Ohio, wurde in den 60er Jahren ein Verfahren auf der Grundlage der eindimensionalen Wellentheorie zur Berechnung der Tragfähigkeit aus gemessenen Dehnungen und Beschleunigungen entwickelt. Nach dem CASE-Verfahren wird aus der gemessenen Dehnung der Kraftverlauf und aus der Beschleunigung der Geschwindigkeitsverlauf über die Zeit ermittelt. Aus den Amplituden des Kraft- und des Geschwindigkeitsverlaufes am Pfahlkopf und am Pfahlfuß läßt sich ein Gesamtwiderstand R(t) und ein dynamischer Widerstand $R_{dyn}(t)$ errechnen. Aus der Differenz von R(t) und $R_{dyn}(t)$ wird der statische Widerstand $R_{stat}(t)$ berechnet.

$$R(t) = R_{stat}(t) + R_{dyn}(t) [kN]$$
(GI. 12)

Bodenkennwerte oder -parameter fließen nur beim dynamischen Widerstand $R_{dyn}(t)$ als CASE-Dämpfungsbeiwert J_c ein. Größenordnungen für den CASE-Dämpfungsbeiwert J_c sind empirisch durch Kalibrierung an statischen Probebelastungen ermit-

telt worden (RAUSCHE et al. (1985)). In Tabelle 2 sind für verschiedene Bodenarten empfohlene Bereiche für den Dämpfungsbeiwert angegeben.

Tabelle 2:	Empfohlene Werte für den CASE-Dämpfungsbeiwert Jc [-] für verschie
	dene Böden, RAUSCHE et al. (1985)

Bodenart	empfohlener Bereich für J _c			
Sand	0,05 - 0,20			
Sand und Schluff	0,15 - 0,30			
Schluff	0,20 - 0,45			
Schluff und Ton	0,40 - 0,70			
Ton	0,60 - 1,10			

Das sogenannte Capwap-Verfahren (CASE Pile Wave Analysis Programm) wurde Anfang der 70er Jahre entwickelt. Die beim CASE-Verfahren ermittelten Zeitverläufe der Kraft und der Geschwindigkeit werden zum Vergleich mit den Ergebnissen der iterativen Berechnung verwendet. Auf der Grundlage der eindimensionalen Wellentheorie wird mit geschätzten Kennwerten für den Bodenwiderstand das dynamische Verhalten eines Pfahles unter einem Rammschlag simuliert. Die Ausbreitung der Stoßwelle im Pfahl und die Einflüsse der Bodenwiderstände und Reflektionen werden rechnerisch nachvollzogen. Als Ergebnis erhält man einen errechneten Kraft-Zeitverlauf am Pfahlkopf. Dieser wird mit dem gemessenen Kraft-Zeitverlauf verglichen. Durch Variation der Bodenparameter wird der errechnete Kraft-Zeitverlauf solange variiert, bis er nahezu mit dem gemessenen Kraft-Zeitverlauf übereinstimmt. Nach GOBLE et al. (1975) sind die so ermittelten Bodenkennwerte für das statische und dynamische Verhalten des untersuchten Pfahles repräsentativ. Als Ergebnis erhält man eine rechnerische Widerstands-Verschiebungslinie, die Aufteilung in Spitzendruck und Mantelreibung sowie deren Verteilung und den Kraftverlauf über den Pfahl.

Durch die Auswertung der dynamischen Pfahltests nach der CAPWAP-Methode erhält man Werte für τ_m und $\sigma_s.$

2.2 Tragverhalten von Pfählen

Die axiale Tragfähigkeit eines Pfahles kann in Mantelreibung und Spitzendruck unterteilt werden. Die Aufteilung ist abhängig vom Pfahlsystem und dem anstehenden Boden. Die Mantelreibung und der Spitzendruck können nach den Gl. 10, 11, 13, 14 und 15 berechnet, oder aus statischen Probebelastungen ermittelt werden. In der Regel trägt ein Pfahl bei geringen Lasten haupsächlich über die Mantelreibung ab. Der Grund dafür ist, daß die Mantelreibung schon bei sehr geringen Verschiebungswegen (ca. 3 mm) aktiviert wird. Zur Aktivierung des vollen Spitzendrucks sind hingegen teilweise Verschiebungswege von mehreren Zentimetern notwendig (s. Bild 4).



Bild 4: Einfluß der unterschiedlichen Gestalt der Arbeitslinien von Spitzendruck σ_{sf} (bzw. Q_s) und Mantelreibung τ_m (bzw. Q_r) auf die Form der Lastsetzungslinien von Pfählen, FRANKE (1992)

Zwei weitere Parameter, die das Tragverhalten von Pfählen beeinflussen, sind die Dilatanz und der Porenwasserdruck. Im folgenden werden die wichtigsten Einflüsse der vier Parameter zusammenfassend dargelegt.

2.2.1 Beschreibung der Parameter

- Mantelreibung

Die Mantelreibung kann nach FRANKE (1992) auch als Scherspannung zwischen Pfahl und Boden aufgefaßt werden. Diese kann in der allgemeinen Form durch die Formel

 $\tau_{mf} = \sigma_{h} \cdot \tan \delta + c_{a} = K \cdot \sigma_{z} \cdot \tan \delta + c_{a} [kN/m^{2}]$ (Gl. 13) $\tau_{mf} = Mantelreibung im Bruchzustand [kN/m^{2}]$

 σ_h = horizontale Spannung im Boden in der Tiefe z [kN/m²]

- σ_z = vertikale Spannung im Boden in der Tiefe z [kN/m²]
- δ = Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden [°]
- c_a = Adhäsion in der Grenzfläche [-]
- K = Erddruckbeiwert [-]

beschrieben werden.

Eine Vereinfachung dieser Beziehung, die sowohl für Sand als auch für Tonböden angewendet wird, lautet:

$$\tau_{mf} = K_0 \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \varphi = \beta \cdot \gamma \cdot z [kN/m^2]$$
 (GI. 14)

Dabei ist $\beta = (1 - \sin \phi') \cdot \tan \phi' \approx \text{const.} = 0,25$. Somit ist β kaum vom Reibungswinkel ϕ' abhängig. Für Tonböden ist noch ein weiterer Ansatz mit dem sogenannten Adhäsionsfaktor α möglich (FRANKE (1992) und Bild 5).



$$\tau_{\rm mf} = \alpha \cdot c_{\rm u} \, [\rm kN/m^2] \tag{GI. 15}$$

Bild 5: Adhäsionsfaktor α zur Berechnung der Mantelreibung nach verschiedenen Verfassern, FRANKE (1992)

In den obengenannten Formeln wird von einem Anstieg der Mantelreibung mit zunehmender Tiefe ausgegangen. Gl. 15 ist tiefenunabhängig, soweit sie nicht in dem c_u-Wert enthalten ist (Franke (1992)). Diese stetige Zunahme der Mantelreibung mit der Tiefe wurde bei Auswertung von Versuchen nicht bestätigt. In der Regel wird bis zur 'kritischen Tiefe' ein Anstieg der Mantelreibung beobachtet. Danach verbleibt die Mantelreibung auf diesem Wert. Wird jedoch zusätzlich Spitzendruck aktiviert, nimmt der Wert der Mantelreibung ab. In den Bildern 6a und 6b ist der Verlauf der Mantelreibung für einen Ton- und einen Sandboden dargestellt.





Bild 6a: Gemessene Mantelreibungsverteilung von Bohrpfählen in Ton (O'Neill/Reese 1972). Man beachte den fehlenden Rückgang von τ_m für den Pfahl S3 bei fehlendem Kraftschluß unter dem Pfahlfuß, FRANKE (1992) Bild 6b: Gemessene Mantelreibungsverteilung von Rammpfählen in Sand (Vesic 1970), FRANKE (1992)

Als Anhaltswert für die 'kritische Tiefe' bei der Mantelreibung gibt FRANKE (1992) den Wert (t/b_{F)kr} = 15 an.

t = Eindringtiefe [m]

b_f = Durchmesser des Pfahlfußes [m]

Das entspricht in etwa dem 1,5-fachen Wert wie er beim Spitzendruck angenommen wird.

Einen Einfluß auf die Größe der Mantelreibung haben der Ausgangsspannungszustand des Bodens, das Pfahlmaterial, die Oberflächenrauhigkeit des Pfahls, der Querschnitt und die Herstell- bzw. Einbringmethode des Pfahls. In bindigen Böden spielt die Standzeit des Pfahles eine entscheidene Rolle. Dieser Einfluß fließt über die empirischen Parameter K, α und β in die Berechnung ein.

- Spitzendruck

Mit dem Ansatz der Grundbruchtheorie nach DIN 4017 ergibt sich für den Spitzendruck σ_{sf} eine lineare Zunahme mit der Tiefe. Dies ist bei der Auswertung zahlreicher statischer Probebelastungen im Feld und bei Modellversuchen nicht bestätigt worden. Dort trat der Effekt auf, daß der Spitzendruck bis zur 'kritischen Tiefe' zunahm und darunter nahezu konstant blieb (KERISEL (1961), VESIC (1967), VON SCHNITTER (1961) und MELZER (1963)). In Bild 7 ist dies beispielhaft für Pfähle in lockerem und dichtem Sand dargestellt. Dies gilt sowohl für Bohr- als auch für Rammpfähle.



Bild 7: Spitzendruck im Bruchzustand σ_{sf} in Abhängigkeit von der Tiefe und Definition der kritischen Tiefe, FRANKE (1992)

Kerisel (1961) und Muhs (1968) haben in ihren Untersuchungen festgestellt, daß es keine Durchmesserabhängigkeit des Spitzendrucks bei lockerer Lagerung des Sandes gibt (s. Bild 8), (FRANKE (1992)).



Bild 8: Spitzendruck in Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser für unterschiedliche Baugrundfestigkeiten, FRANKE (1992)

Auch die Verteilung des Spitzendrucks über die Querschnittsfläche ist nicht konstant. LINDER (1977) und STAMM (1988) zeigen anhand der Ergebnisse von instrumentierten Probebelastungen, daß am Rand die höchsten Spitzendrücke gemessen wurden (Bild 9). Als Erklärung dafür gibt LINDER (1977) die Ausbildung eines Kerns unterhalb der Pfahlsohle durch das Rammen an. Dieser Kern besteht aus einem inneren elastischen Bereich, der von einer äußeren Gewölbezone umgeben ist, die eine Spannungsaufnahme verhindert.





- Dilatanz

Unter Dilatanz wird die Volumenvergrößerung von nichtbindigem Boden bei Scherverformung bezeichnet. Damit verbunden ist ein Anstieg der Radialspannungen bei verhinderter seitlicher Ausdehnung, der zu einer Erhöhung der Mantelreibung führt.

Nach GI. 14 kann die Mantelreibung über die Multiplikation des Überlagerungsdruckes mit dem Tangens des Reibungswinkels ermittelt werden. Bei Versuchen stellte sich heraus, daß bei zunehmendem Überlagerungsdruck die Mantelreibung stärker zunimmt als es dem Tangens des Reibungswinkels entspricht (WERNICK 1972)). Hinweise zum Einfluß der Dilatanz bei Ankern, die ebenfalls über Mantelreibung Kräfte in den Boden übertragen, finden sich bei FEDA (1963).

HARTUNG (1994) verwendete zur Veranschaulichung des Dilatanzverhaltens ein Kugel-Modell (Bild 10).



Bild 10: Bewegungen von Pfahl und Boden im Kugel-Modell zur Veranschaulichung der Dilatanz bei dichter Lagerung, HARTUNG (1994)

Das Phänomen der Dilatanz wird nur bei dicht gelagerten Böden beobachtet, da sich bei mitteldicht und locker gelagerten Böden die Sandkörner vertikal mit dem Pfahl bewegen können und es zu keiner horizontalen Bewegung kommt.

- Porenwasserdruck

Durch Porenwasserdruckerhöhungen kann es zu einer Verflüssigung des Bodens kommen. Dadurch kommt es im ungünstigsten Fall zu einem völligen Verlust der Scherfestigkeit. Auf den Einfluß des Porenwasserdrucks bei Energieeintrag in den Boden wird im Kap. 2.7.2.5 eingegangen. In diesem Abschnitt werden Erfahrungen und Beobachtungen aus Porenwasserdruckerhöhungen zusammenfassend dargelegt.

BROMS (1980) berichtet von Erfahrungen, daß in schluffigen Böden der Rammwiderstand während des Rammens sehr groß war. Er führt dies auf eine Erhöhung des Porenwasserdrucks am Pfahlfuß zurück. In einiger Entfernung vom Pfahlfuß ist der Porenwasserdruck infolge Dilatanz in dichtgelagerten Böden negativ. Wird der Pfahl nach einer Unterbrechung von 24 Std. nachgerammt, ist der Rammwiderstand und damit die Tragfähigkeit geringer.

Auch bei dichtgelagerten Sanden ist ein Anstieg des Porenwasserdrucks möglich. PRATER (1978) beschreibt dies an Versuchen infolge zyklischer Schubbelastung. Die dabei auftretenden Dehnungen sind bedeutend kleiner. Dieses Verhalten wird im Gegensatz zur Verflüssigung 'cyclic mobility' genannt. Der Zustand, bei dem der Porenwasserdruck den Wert des Überlagerungsdruckes erreicht, tritt ein, wenn die zyklische Schubbeanspruchung das Vorzeichen wechselt. Wird der Versuch unterbrochen und die Probe weiterbelastet, setzt ein Dilatanzeffekt ein und der Porenwasserdruck fällt ab, d. h. das Material wird steifer.

2.2.2 Einfluß der Scherparameter φ' und c'

In die Ermittlung der Tragfähigkeit eines Pfahles gehen in der Regel die Mantelreibung τ_m und der Spitzendruck σ_s ein. Aus den bodenmechanischen Laborversuchen erhält man zur Beschreibung der Festigkeit des Bodens die Parameter ϕ und c'.

In der Literatur sind einige Berichte zu finden, z.B. SIMONS (1967), die einen Zusammenhang zwischen Mantelreibung und Spitzendruck mit den Festigkeitsparametern des Bodens herstellen.

SIMONS (1967) stellt Ergebnisse von TCHENG vor, in denen Zusammenhänge zwischen dem Reibungswinkel φ_{Bruch} und dem Spitzendruck (Bild 11, links), sowie dem Reibungswinkel $\varphi_{Gleiten}$ und der Mantelreibung (Bild 11, rechts) dargestellt werden. Mit zunehmendem Reibungswinkel ist ein Anstieg für den Spitzendruck und die Mantelreibung festzustellen. Bei der Mantelreibung fällt auf, daß geringe Änderungen des Reibungswinkels zu großen Änderungen in der Mantelreibung führen. Auch MEYERHOF (1976) hat Ergebnisse von verschiedenen Pfahlarten ausgewertet und Mantelreibungswerte in Abhängigkeit vom Reibungswinkel dargestellt (Bild 12).

Dabei wird ein Zusammenhang zwischen den Festigkeitsparametern des Bodens vor der Pfahlherstellung mit Mantelreibungs- und Spitzendruckwerten des eingebrachten Pfahls hergestellt. MEYERHOF (1959) hat in Versuchen die Änderung des Reibungswinkels untersucht. Er kam zu dem Ergebnis, daß der Reibungswinkel in der Umgebung eines Rammpfahles um ca. 6° ansteigt. Bei einem sehr locker gelagerten Sand ($\varphi = 30^\circ$) hat er unter der Spitze eines Franki-Pfahles sogar eine Zunahme des Reibungswinkels um 17° gemessen.



Bild 11: Spitzenwiderstand (links) und Mantelreibung (rechts) eines in Sand eingedrückten Pfahles in Abhängigkeit vom inneren Reibungswinkel, SIMONS (1967)



Bild 12: Mantelreibungswerte für verschiedene Pfahlsysteme in Abhängigkeit vom inneren Reibungswinkel, MEYERHOF (1976)

2.3 Vorgänge während der Herstellung von Ramm- und Vibrationspfählen

Die generellen Einflußparameter, welche die Tragfähigkeit von Pfählen beeinflussen, sind in Tabelle 1 zusammenfassend dargestellt. Im folgenden wird auf die Einflußfaktoren eingegangen, die bei der Herstellung von Ramm- und Vibrationspfählen von Bedeutung sind. Die Einflußfaktoren, die für die Bohrpfahlherstellung relevant sind, sind nicht Teil dieser Arbeit. In diesem Zusammenhang wird auf die Arbeit von HARTUNG (1994) verwiesen, die einen generellen Überblick über die Einflüsse bei der Herstellung von Bohr-, Ramm- und Vibrationspfählen gibt.

BRAAKER (1986) und MAZURKIEWICZ (1986) haben sich mit dem Einfluß der Rammgeräte auf die Tragfähigkeit befaßt. BRAAKER kam zu folgenden Ergebnissen; Ein vibrierter Pfahl hat eine um 10 bis 40 % geringere Tragfähigkeit als ein gerammter Pfahl. Beim Vergleich von Schnellschlaghämmern mit Rammbären zeigt sich, daß Pfähle, die mit Schnellschlaghämmern eingebracht werden, höhere Tragfähigkeiten erzielen. Pfähle, die mit leichtem Rammgerät (geringere Energie) gerammt werden, erreichen eine größere Tragfähigkeit, als wenn sie mit schweren Rammgeräten gerammt werden. Die Pfähle wurden mit verschiedenen Geräten gerammt (z, B, D22, D30) bzw. vibriert (z, B, MS 50H, PTC 20H4). Weitergehende Aussagen über die Fallhöhe bzw. über die Vibrationsfrequenz wurden nicht angegeben. MAZURKIEWICZ stellt die Ergebnisse von 11 Vergleichen zwischen gerammten und vibrierten Pfählen vor. Im Mittel ist die Tragfähigkeit eines vibrierten Pfahls um 40 % geringer als die eines gerammten Pfahls. Die Pfähle wurden mit einem Rammgewicht von 50 kN bei einer Fallhöhe von 0,4 m eingerammt. Beim Vibrieren betrug die Frequenz 18.3 Hz, bei einer dynamische Last von 51 kN und einer Schwingweite von 9,8 mm.

Auch die Ergebnisse von BALTHAUS (1986) zeigen, daß in trockenem Sand die Lagerungsdichte, das Einbringverfahren und die Mantelrauhigkeit die Tragfähigkeit beeinflussen (Bild 13). Die Parameter, die das Tragverhalten eines Pfahles beeinflussen, lassen sich nach BALTHAUS in drei Kategorien einteilen:

- Pfahloberfläche
- Lagerungsdichte des Bodens
- Einbringverfahren

Zusätzlich kann der Einfluß des Einbringens auf die Tragfähigkeit auch zeitabhängig sein, d. h. er kann mit der Ramm- oder Vibrationszeit variieren.

Der Einfluß der Pfahleinbringung auf die Tragfähigkeit wurde erkannt, die Parameter die die Einbringung beschreiben wurden nicht erwähnt. Des weiteren soltte die Verdichtbarkeit des Bodens und das Verhalten des Bodens bei Erschütterungen, genauer betrachtet werden.



Länge I = 1,97 m; Durchmesser d = 5 cm



HARTUNG (1994) hat ein umfangreiches Versuchsprogramm zur qualitativen Bestimmung der Einflußparameter bei der Herstellung von Pfählen durchgeführt. Dabei wurde das Versuchsprogramm in drei Kategorien (Rammpfähle, Vibrationspfähle und Bohrpfähle) eingeteilt. Ein Überblick über die durchgeführten Ramm- und Vibrationsversuche bzw. den Einfluß der einzelnen Parameter auf die Tragfähigkeit und die Eindringgeschwindigkeit ist in Tabelle 3 dargestellt.

Nachfolgend werden die wichtigsten Ergebnisse der Versuche von HARTUNG (1994) zusammenfassend dargelegt.

Die Versuche mit den Rammpfählen zeigen keinen relevanten Einfluß der Fallhöhe des Rammgewichtes auf die Tragfähigkeit. Auf die Eindringgeschwindigkeit hat die Fallhöhe jedoch einen Einfluß. Bei den verwendeten Rammgewichten sollten die in der DIN 4026 angegebenen Gewichtsverhältnisse von Pfahl- zu Rammgewicht 1:1 bis 1:2 eingehalten werden. Bei Verwendung eines Rammfutters ist zu beobachten, daß mit dem weichen Rammfutter eine um ca. 30 - 50 % höhere Tragfähigkeit erzielt wurde, aber es wurden auch 30 - 65 % mehr Rammschläge benötigt. Ein Einfluß auf die Tragfähigkeit war bei den am Pfahlkopf während des Rammens gemessenen Beschleunigungen und Geschwindigkeiten nicht zu erkennen. Bei den Bodenschwinggeschwindigkeiten hingegen war zu erkennen, daß bei steigenden Bodenschwinggeschwindigkeiten ein Anstieg der Tragfähigkeit zu verzeichnen war.

Tabelle 3: Qualitative Beurteilung der Einflüsse der Herstellparameter auf die Pfahltragfähigkeit und auf die Eindringgeschwindigkeit sowie Darstellung des weiteren Untersuchungsbedarfs, HARTUNG (1994)

	Einfluß auf					
Herstellparameter	Tragfähigkeit			Eindringgeschwindigkeit		
Rammpfahl				1.15		
- Fallhöhe	X					8
- Rammgewicht	1	х				8
- Rammfutter			x			8
- Rammbärtyp		-			0	
- Schlagzahl		-	3		0	
- Rammhaube		-			-	
Vibrationspfahl	1					
- Fliehkraft		х				8
Vibrationsfrequenz			x			8
Amplitude		-		,		0
Beschleunigung		-		100		0
- Nachverdichtung			x	x		
- Vibratorgewicht	х			х		
Verdrängungspfahl allgemein					· · · · · · · · · · · · · · · · ·	
- Wellenausbreitung durch					-	
• Wellenarten		C 11 C 1 S 1 S 3				
Geschwindigkeit, Richtung, Amplitude					-	
 Energieeintrag: 						
Rammen		-			-	
Vibrieren		1.1. • 2.4			1	
 Ringspaltbildung durch horizontale Schwingungen 			8	na u pře	n 5 [°] 20	8
 Porenwasserüberdruck (pos./neg.) 		2014 0		entitional di		the second
- Pfahlimpedanz		-			-	
Pfähle allgemein	1.1.1	54-5103	1212 14 13	1. 1. 1. 1.	985 C 157 C 1	
- Scherfestigkeit des Bodens		-	1.1		-	
 Zeit, Richtung, Energie, Frequenz 		-			-	

Legende: O = Literatur

x = Versuche Hartung

- = es besteht Untersuchungsbedarf

Beim Vibrieren von Pfählen hat die Vibrationsfrequenz die größte Bedeutung. Es zeigte sich, daß mit zunehmendem Abstand der Vibrationsfrequenz von der Eigenfrequenz des Bodens sich die Pfähle schneller einvibrieren ließen und die Tragfähigkeiten geringer wurden. Durch eine Nachverdichtung mit der Eigenfrequenz des Bodens kann die Tragfähigkeit gesteigert werden. So können Tragfähigkeiten erreicht werden, die über den Werten von gerammten Pfählen liegen. Entspricht die Vibrationsfrequenz der Eigenfrequenz des Bodens, so zeigt sich bei der Auswertung der während der Pfahleinbringung gemessenen Pfahlkopf- und Bodenschwinggeschwindigkeiten, daß der Pfahl am wenigsten und der Boden am stärksten schwingt. Das bedeutet, daß es kaum zu Relativbewegung zwischen Pfahl und Boden kommt. Daraus resultiert ein sehr guter Energieübergang vom Pfahl in den Boden. Im Ergebnis führt dieser Effekt zu einer Bodenumlagerung und damit zu höheren Tragfähigkeiten.

2.4 Wellenausbreitung im Pfahl

Bei der Rammung von Pfählen trifft ein Rammgewicht beschleunigt durch die Erdanziehungskraft oder zusätzlicher technischer Hilfsmittel (z.B. Druckbeaufschlagung) auf den Pfahlkopf. Die kinetische Energie wird durch das Rammfutter vom Fallgewicht auf den Pfahl gedämpft übetragen. Dadurch wird eine Stoßwellenfront erzeugt, die sich in Pfahllängsachse mit der Geschwindigkeit c fortbewegt. Beim Hinablaufen der Stoßwelle im Pfahl werden entlang des Pfahlmantels die Bodenwiderstände geweckt. Diese Widerstände sind sowohl statischer als auch dynamischer Natur. Ebenso an der Pfahlspitze werden die statischen und dynamischen Widerstände geweckt. Die Art des Widerstandes an der Pfahlspitze ist entscheidend für die Reflektion der Welle.

Die Wellenausbreitung im Pfahl kann mit der eindimensionalen Wellentheorie erklärt werden. Auf eine ausführliche Beschreibung und Herleitung der Formeln wird hier verzichtet. BALTHAUS (1984, 1985 und 1986) hat dies ausführlich beschrieben. Im folgenden werden die für diese Arbeit wichtigsten Formeln und Ergebnisse erläutert.

Für einen freien Pfahl, d.h. ohne Widerstände am Pfahlmantel und Pfahlspitze beschreibt die als eindimensionale Wellengleichung bezeichnete Differentialgleichung (Gl. 16) von TIMOSHENKO und GOODIER (1970) die Wellenausbreitung im Pfahl.

$\frac{\delta^2 \mathbf{u}}{\delta t^2} = \frac{E}{\rho} \cdot \frac{\delta^2 \mathbf{u}}{\delta^2 \mathbf{x}} = \mathbf{c}^2 \cdot \frac{\delta^2 \mathbf{u}}{\delta^2 \mathbf{x}}$	(Gl. 16)
u = Verschiebung in Pfahllängsrichtung [m]	
x = Ortskoordinate in Pfahllängsrichtung [m]	
t = Zeit [s]	
E = dynamischer Elastizitätsmodul [kN/m ²]	
ρ = Dichte des Pfahlmaterials [t/m ³]	
c = $\sqrt{\frac{E}{\rho}}$ = Wellenausbreitungsgeschwindigkeit [m/s]	

Die allgemeine Lösung der Differentialgleichung läßt sich über die d'Alembertsche Integrationsmethode ermitteln und lautet:

$$u(x,t) = u_i(x-ct) + u_r(x+ct) [m]$$
 (GI. 17)

Der Index i beschreibt die einfallende (abwärts gerichtete) Welle und der Index r die aufwärts gerichtete Welle. Der gleiche Zusammenhang gilt auch für die Geschwindigkeit und die Kraft.

$v(x,t) = v_i(x-ct) + v_r(x + ct) [m/s]$	(Gl. 18)
$f(x,t) = f_i(x-ct) + f_r(x + ct) [kN]$	(Gl. 19)

Aufgrund der Linearität der Wellengleichung gilt das Superpositionsgesetz. Deshalb ist es möglich, die auf- und abwärtsgerichteten Wellenanteile der Kraft und Geschwindigkeit zu addieren. In Bild 14 ist der Wellenverlauf in einem Pfahl schematisch dargestellt.



Bild 14: Anschauliche Darstellung des Wellenausbreitungsvorganges im Pfahl anhand des Weg-Zeit-Diagramms, BALTHAUS u. MESECK (1984)

Beim Durchgang der Stoßwelle durch einen Pfahl werden an Querschnitts- und Materialänderungen oder am Pfahlfuß Anteile der Welle reflektiert und/oder transmittiert. Auch am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze wird die Welle teilweise reflektiert. Im folgenden werden zuerst der Wellenverlauf im 'freien' Pfahl betrachtet.

Die Verteilung der reflektierten und transmittierten Anteile ergibt sich für die Geschwindigkeiten und Kräfte anhand der physikalischen Rand- und Übergangsbedin-
gungen. Der Querschnitt des Pfahles geht über den Faktor der Impedanz in die Berechnung ein. Die Impedanz ist für einen Pfahl mit gleichbleibendem Querschnitt und Material eine Konstante und ist definiert als:

$$I = \frac{E \cdot A}{c} [kNs/m]$$
 (GI. 20)
E = Elastizitätsmodul [kN/m²]
A = Fläche [m²]
c = Wellengeschwindigkeit [m/s]

Z1

In älteren Veröffentlichungen wird die Impedanz auch häufig mit der Abkürzung Z aufgeführt.

Bei Veränderung des Querschnitts (Bild 15) wird die einfallende Stoßwelle (v_{i1}) in einen reflektierten (v_{r1}) und einen transmittierten (v_{i2}) Anteil unterteilt. Mit einem Reflektions- (r) und einem Transmissionsfaktor (t) lassen sich die beiden Geschwindigkeitsanteile berechnen. In Bild 15 sind die Formeln zusammengestellt. Des weiteren sind die Reflektionsverhältnisse für die verschiedenen Impedanzverhältnisse und für die Lagerung des Pfahlfußes angegeben. Beim freien Pfahlfuß ist die Geschwindigkeit in der Grenzfläche doppelt so groß wie der einfallende Anteil (BALTHAUS (1986)) (Bild 16).

$$\begin{array}{c|c} \mbox{Impedanz} & E_1, A_1, \rho_1, Z_1 \\ \hline Z = \frac{E \cdot A}{c} & V_{11} & V_{11} \\ \hline V_{11} & V_{r1} & V_{r1} \\ \hline V_{12} & V_{12} \\ \hline E_2, A_2, \rho_2, Z_2 \\ \hline \\ \mbox{Reflexionsfaktor} \\ \hline r = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} & t = 1 + r \\ \hline \end{array} \qquad \begin{array}{c} V_{r1} = r \cdot V_{i1} \\ V_{i2} = t \cdot V_{i1} \\ \hline \\ V_{i2} = t \cdot V_{i1} \\ \hline \\ V_{i2} = t \cdot V_{i1} \\ \hline \end{array} \qquad \begin{array}{c} Z_2 = \frac{1 - r}{1 + r} \\ \hline \end{array}$$

Impedanzen	Bemerkung	r	- t	$\frac{1-r}{1+r}$
$Z_1 = Z_2$	keine Querschnittsveränderung keine Reflexion	0	1	1
$Z_1 < Z_2$	Verdickung, Zunahme der Steifigkeit	r < 0	t < 1	> 1
$Z_1 > Z_2$	Verjüngung, Abnahme der Steifigkeit	r > 0	t > 1	< 1
Z ₂ = 0	freier Pfahlfuß	1	2	0
Z ₂ = 00	starrer Pfahlfuß	- 1	0	8

Bild 15: Gesetzmäßigkeiten der Reflexion und Transmission an einem Impedanzwechsel, BALTHAUS (1985)



Bild 16: Reflektion von Kraft F und Geschwindigkeit v am freien Pfahlfuß (links) und am starren Pfahlfuß (rechts), BALTHAUS (1986)

Bei einer statischen und dynamischen Belastung eines Pfahles treten neben elastischen Dehnungen im Pfahl auch Relativverschiebungen zwischen Pfahl und umgebenden Boden auf. Durch die Relativverschiebungen werden Widerstandskräfte am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze geweckt, die von den folgenden Parametern abhängig sind:

- Bodeneigenschaften
- Spannungszustand im Boden
- Einbindetiefe
- Pfahldurchmesser
- Rauhigkeit der Pfahloberfläche
- von den Verschiebungen selbst

Bei einem Rammschlag erfährt der Pfahl durch die Ausbreitung der Stoßwelle auch eine belastungs- und zeitabhängige Verschiebung. Während bei einer statischen Belastung nur die Verschiebung für die Weckung der Widerstandskräfte verantwortlich ist, sind bei einer dynamischen Belastung zusätzlich die Beschleunigung bzw. die Geschwindigkeit von Bedeutung. Hierbei setzt sich der Gesamtwiderstand aus einem statischen (Verschiebung) und einem dynamischen (Beschleunigung und Geschwindigkeit) Anteil zusammen (s. Gl. 12).

28

2.5 Wellenausbreitung im Boden

Bei Anregung des Bodens durch natürliche (Erdbeben) oder künstliche (z.B. Explosion, Rammen oder Vibrationen) Quellen, werden elastische Deformationen (Schwingungen) erzeugt, die sich als seismische Wellen ausbreiten. Dabei wird je nach Ausbreitungs- und Schwingungsrichtung nach folgenden Wellentypen unterschieden (Bild 17):

- Kompressionswellen (P-Wellen)
- Scherwellen (S-Welle)
- Oberflächenwellen

Die Kompressionswellen schwingen in Ausbreitungsrichtung und haben die größte Ausbreitungsgeschwindigkeit. Scherwellen schwingen quer zur Ausbreitungsrichtung. Da die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle stets größer als die der Scherwelle ist, wird sie auch als P- (Primär) Welle und die Scherwelle als S- (Sekundär) Welle bezeichnet. Oberflächenwellen (Rayleigh, Love) schwingen ebenfalls quer zur Ausbreitungsrichtung. Ihre Geschwindigkeit ist max. um 10% kleiner als die Geschwindigkeit der Scherwellen (FLESCH (1986)).



Bild 17: Darstellung der verschiedenen Wellentypen, FLESCH (1986)

Die Wellenausbreitung beim Rammen eines Pfahls und Aufteilung in die verschiedenen Wellenarten ist in Bild 18 dargestellt (ATTEWELL u. FARMER (1973)).



Bild 18: Wellenausbreitung im Boden beim Rammen eines Pfahles, ATTEWELL u. FARMER (1973)

HÖLSCHER u. BARENDS (1996) haben Beschleunigungsmessungen in der Nähe des Pfahlfußes beim Rammen eines Testpfahls in situ durchgeführt. Durch Integration wurde aus den Beschleunigungssignalen der Geschwindigkeitsverlauf über die Zeit ermittelt. In Bild 19 ist das Geschwindigkeitsfeld um den Pfahl herum während eines Rammschlages im Abstand von jeweils 15 ms dargestellt. Im linken Teil des Bildes ist eine Druckwelle mit hoher Partikelgeschwindigkeit zu erkennen. Auch die horizontale (radiale) Komponente ist sehr groß. Dies steht in Beziehung zur Eindringung des Pfahles in den Boden. 15 ms später (b) bewegt sich der Pfahl nach oben. Die aufwärts gerichtete Partikelgeschwindigkeit ist geringer als die nach unten gerichtete und auch die horizontale Komponente ist geringer. Dies spiegelt einen signifikanten elastischen Rückprall wider. Die nach unten gerichtete Partikelgeschwindigkeit (in a) pflanzt sich in horizontaler Richtung fort. Dies ist an der hohen nach unten gerichteten Partikelgeschwindigkeit an einem zweiten Aufnehmer in größerem Abstand zu erkennen. Nach 30 ms (c) bewegt sich der Boden in der Nähe des Pfahlfußes mit einer geringen Partikelgeschwindigkeit nach unten.



Bild 19: Geschwindigkeitsfeld in der Sandschicht, HÖLSCHER u. BARENDS (1996)

2.6 Energieübertragung in den Boden

Im Rahmen dieser Arbeit soll auf die Veränderung des Bodens beim Einbringen von Ramm- und Vibrationspfählen eingegangen werden. Daher wird zunächst beschrieben, auf welche Art und Weise der Energieeintrag vom Ramm- bzw. Vibrationsgerät in den Pfahl und in den Boden stattfinden kann. Die Energieübertragung vom Rammund Vibrationsbären in den Pfahl und weiter in den Boden ist entscheidend für die Eindringgeschwindigkeit und die Tragfähigkeit (HARTUNG (1994)). Mit der Veränderung der Tragfähigkeit muß es zwangsläufig auch zu einer Veränderung des Bodens kommen. Dieser Aspekt soll im folgenden genauer betrachtet werden.

2.6.1 Energieübertragung beim Rammen

Der Rammschlag erzeugt eine Stoßwelle, die den Pfahl vom Pfahlkopf bis zum Pfahlfuß als Druckwelle durchläuft. Am Pfahlfuß wird sie reflektiert und läuft als Zugwelle wieder zum Pfahlkopf. Die Schlagenergie des Rammschlages muß so groß sein, daß die Rammwiderstände (Mantelreibung und Spitzendruck) überwunden werden. Die Schlagenergie darf nicht zu groß werden, da die Zugspannungen, hervorgerufen durch die Zugwelle, zu Rissen im Querschnitt führen können.

Die Energieübertragung wird beim Rammen im wesentlichen vom Pfahl, der Fallhöhe, dem Rammgewicht und dem Rammfutter bestimmt (HARTUNG (1994)). Der Parameter, der die Energieübertragung vom Pfahl in den Boden bestimmt, ist nach MASSARSCH (1992 u. 1997) die Impedanz. Je größer die Impedanz eines Pfahles, desto größer ist der Anteil an Energie, die zum Eintreiben des Pfahles aufgewendet werden kann und desto kleiner ist die Energie, die Schwingungen durch das Rammen im umliegenden Boden hervorruft (SCHWAB u. BHATIA (1985)). HECKMAN u. HAGERTY (1978) bestätigen dies. Ihre Untersuchungen ergaben, daß mit abnehmender Impedanz die Bodenerschütterungen überlinear zunehmen.

Ein nicht zu vernachlässigender Aspekt bei der Beschreibung des Einflusses der Pfahlherstellung auf die Tragfähigkeit ist das Auftreten von Querschwingungen beim Rammen von Pfählen. Dabei wird ein Teil der Energie des Rammschlages horizontal in den Boden geleitet. Es kann zu Bodenveränderungen um den Pfahlmantel oder zur Entstehung eines Ringspaltes kommen (BALTHAUS (1986)).

Auf die Impedanz und die Querschwingungen wird im eigenen Versuchsprogramm genauer eingegangen.

2.6.2 Energieübertragung beim Vibrieren

Beim Einvibrieren von Pfählen wird der Pfahl durch einen Vibrationsbären, der starr mit dem Pfahl verbunden ist, in Längsschwingung versetzt. Die Schwingungserregung wird mechanisch durch exzentrisch umlaufende Massen erzeugt. Im Gegensatz zu Rammpfählen ist die Energieübertragung vom Schwingerreger zum Pfahl verlustfrei, da der Pfahl und der Schwingerreger kraftschlüssig verbunden sind. Dadurch ist es möglich, zyklische Druck-/Zugbelastungen zu übertragen.

KÜHN (1978) hat die Wirkungsgrößen der Vibrationsrammung zusammengestellt (Bild 20). Dabei ist die Anpassung der Kenngrößen Frequenz, Beschleunigung und Fliehkraft (Erregerkraft) an Pfahl, Bär und Boden entscheidend für die Effektivität der Vibrationsrammung.

Ein Aspekt, der bei den Vibrationspfählen bisher wenig Beachtung fand, ist der Einfluß der Impedanz (s. Kap. 2.6.1) auf das Eindringverhalten und die Tragfähigkeit. Ebenso findet man keine Aussagen über die Querschwingungen, die beim Vibrieren auftreten.

Auf diese beiden Punkte wird im eigenen Versuchsprogramm genauer eingegangen.



Bild 20: Die Wirkungsgrößen der Vibrationsrammung, KÜHN (1978)

2.7 Verhalten von nichtbindigem Boden bei Eintrag von Energie

In diesem Kapitel soll die Veränderung der Parameter bei nichtbindigen Böden durch Energieeintrag dargestellt werden. Mit Energieeintrag ist in diesem Fall die dynamische Beanspruchung des Bodens durch Stöße (Rammen) und Vibrationen gemeint.

Wie bereits in Kap. 2.2 erwähnt, ändern sich beim Einbringen von Pfählen die bodenmechanischen Parameter. Alle weiteren Parameter (Pfahlart, Pfahllänge, Einbindelänge, Einbringungsart usw.), die für die Tragfähigkeit relevant sind, sind bekannt. Daher werden zunächst die bodenmechanischen Parameter, die einen nichtbindigen Boden beschreiben, aufgeführt und ihr Verhalten bei dynamischer Beanspruchung dargelegt. Mit diesen Erkenntnissen wird ein Versuchsprogramm für Modellversuche im Labor entwickelt.

2.7.1 Bodenmechanische Parameter des nichtbindigen Bodens

Böden setzen sich aus einer festen, einer flüssigen und einer gasförmigen Phase zusammen. Daher wird bei einem Boden von einem Mehrphasensystem gesprochen. Die feste Phase besteht aus einzelnen Mineralbestandteilen. Die flüssige Phase besteht i. a. aus Wasser und die gasförmige Phase aus Luft. Diese beiden füllen den Hohlraum oder Porenraum zwischen den Mineralbestandteilen aus. Im folgenden werden nur die Parameter zur Beschreibung eines nichtbindigen Bodens aufgeführt, da für die Laborversuche ein nichtbindiger Boden verwendet wurde.

Ein nichtbindiger Boden läßt sich durch folgende Parameter beschreiben:

- Korngrößen und Korngrößenverteilung
- Porenanteil, Porenzahl und Sättigungszahl
- Dichte und Wichte
- Lagerungsdichte
- Scherfestigkeit
- Steifemodul
- Wasserdurchlässigkeit

Diese Parameter werden durch Laborversuche ermittelt, wobei die notwendige Bodenentnahme vor Beginn der eigentlichen Baumaßnahme stattfindet. Die Rechenwerte der Scherfestigkeitsparameter cal c_u , cal c' und cal ϕ ^t werden aus den Ergebnissen der Laborversuche, abgemindert durch einen Sicherheitsbeiwert, ermittelt (EAU, 1990).

cal
$$c_u = \frac{c_u}{1,3}$$
 [kN/m²], cal $c' = \frac{c'}{1,3}$ [kN/m²], cal tan $\phi' = \frac{\phi'}{1,1}$ [°]

Dadurch werden Ungenauigkeiten in den Laborversuchen und mögliche Unstetigkeiten im Aufbau des Baugrundes rechnerisch berücksichtigt.

2.7.2 Veränderung der bodenmechanischen Parameter bei Eintrag von Energie

Beim Rammen oder Vibrieren kommt es in der Regel zu einer Verdichtung des Bodens. Unter bestimmten Voraussetzungen kann auch der gegenteilige Effekt, eine Bodenauflockerung, eintreten. Im folgenden werden die Veränderungen der einzelnen Parameter bei Energieeintrag dargestellt. Dabei ergibt sich das Problem, daß sich die bodenmechanischen Parameter gegenseitig beeinflussen. Die einzelnen Parameter werden auch in der Literatur nicht unabhängig voneinander betrachtet, sondern sie stehen in einem Abhängigkeitsverhältnis zueinander, so daß eine Zuordnung der Einflüsse zu einem Parameter nicht immer möglich ist.

2.7.2.1 Lagerungsdichte

Die Veränderung der Lagerungsdichte bei Energieeintrag wird zunächst anhand eines Kugelmodells beschrieben. HERTWIG (1936) und ERNST (1971) nehmen als Boden runde und reibungslose Körner an. In Bild 21 sind kreisförmige Scheiben in der Ebene als dichteste (a) und lockerste (b) Lagerung dargestellt. Neben der lockersten und der dichtesten Lagerung gibt es eine unendliche Anzahl von Lagerungen mit ungleichmäßig verteilten Hohlräumen und ungleichmäßiger Lage der Kugeln zueinander. Wirken auf die Kugeln gleichmäßige Drücke, (Bild 22 a), so wird es nicht zu einer Änderung des Porenvolumens bzw. der Lagerung kommen. Beim Auftreten einer horizontalen Kraft reicht eine geringe Kraft aus, um die Kugeln von der lockersten in die dichteste Lagerung zu überführen (Bild 22 b)



Bild 21: Dichteste (a) und lockerste (b) Lagerung, HERTWIG (1936)



Bild 22: Belastungen im Kugelhaufwerk, ERNST (1971)

In der Natur hingegen liegt ein unregelmäßiges Kornhaufwerk mit unterschiedlichen Einzelkorngrößen vor. Die Lagerungsdichte ist dann am größten bzw. das Porenvolumen am geringsten, wenn die größten Körner in dichtester Lagerung vorhanden sind und die kleineren Körner die Hohlräume ausfüllen. Aufgrund des Energieeintrags durch das Einbringen der Pfähle werden die Körner verschoben oder gebrochen und in eine andere Lagerung überführt.

Beim Rammen von Pfählen wird nach MEYERHOF (1978) in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte der umliegende Boden auf eine Entfernung bis zum Mehrfachen des Pfahldurchmessers verdichtet. LINDER (1977) hat für die Eindringung eines Pfahles die Deformation und die Dichteänderung aufgetragen (Bild 23). Die vor Versuchsbeginn bestimmte Ungleichförmigkeit lag bei U = 1,6. Nach dem Versuch wurde die Ungleichförmigkeit zu U = 16 bestimmt. Als Grund nannte LINDER Kornbruch durch die Pfahleindringung.



Bild 23: Deformation und Dichteänderung in dichtem Sand bei der Pfahleindringung, LINDER (1977)

DAVIDSON et al. (1981) haben bei Laborversuchen mit lockerem und dicht gelagertem Sand die Verschiebung der Sandkörner und die volumetrische Dehnung untersucht. Die Ergebnisse sind in Bild 24 dargestellt. Dabei ist ein deutlicher Unterschied bei der Verschiebung der Sandkörner zwischen den beiden Lagerungsdichten sowohl in der Richtung als auch in der Größe zu erkennen. Die Ergebnisse entsprechen denen der Versuche von ROBINSKY et al. (1964), KERISEL (1961 und 1964), MEYERHOF (1959) und GRIGORIAN und MAMONOV (1967). Nach O'NEILL et al. (1990) hat die bezogene Lagerungsdichte einen größeren Einfluß auf die Tragfähigkeit von gerammten oder vibrierten Pfählen als die Korngröße.



Bild 24: Kornverschiebungen und volumetrische Dehnung bei einem locker (links) und einem dicht (rechts) gelagerten Sand, DAVIDSON et al. (1981)

KÜHN (1978) hat eine Darstellung für den Einsatz von Vibrationsrammen für bindige und nichtbindige Böden in Abhängigkeit vom Korndurchmesser, der Zustandszahl kw und der Lagerungsdichte D herausgegeben (Bild 25). Mit zunehmender Lagerungsdichte wird das Vibrieren von Pfählen schwieriger (KÜHN (1980)). Zum gleichen Ergebnis kommen auch VIPULANANDAN et al. (1990). Sie fanden in ihren Untersuchungen heraus, daß die bezogene Lagerungsdichte I_D den größten Einfluß auf die Eindringgeschwindigkeit hat. Bei zunehmender Lagerungsdichte und zunehmender Horizontalspannung nimmt die Eindringgeschwindigkeit ab.



Bild 25: Einsatz für Vibrationsrammen, KÜHN (1978)

Die größte Verdichtung wird beim Vibrieren erreicht, indem der Boden mit seiner Resonanzfrequenz angeregt wird (MASSARSCH u. HEPPEL (1991)). Dabei sind die auftretenden Schwingungen an der Geländeoberfläche und im Boden am größten. Beispiele für Resonanz- oder Eigenfrequenzen des Bodens sind in Tabelle 4 angegeben (KÜHN (1980)).

Bodenart	Frequenz [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	

Tabelle 4: Eigenfrequenz verschiedener Böden, KÜHN (1980)

Die Auswirkung des Energieeintrags in den Boden wird mit zunehmendem Abstand aufgrund der Dämpfung des Bodens kleiner. Für einen locker gelagerten Sand und einen festen Schluff/Ton haben SCHWAB u. BHATIA (1985) die Beschleunigung in Abhängigkeit vom Abstand zum Pfahl dargestellt (Bild 26). Die Geschwindigkeit der Bodenpartikel verhält sich wie die Beschleunigung. Des weiteren haben sie einen Unterschied zwischen harter und normaler Rammung herausgefunden. Bei der harten Rammung sind die Beschleunigungen im Vergleich zur normalen Rammung um ca. 6 g höher.





2.7.2.2 Porenzahl

YOUD (1970) untersuchte die Verminderung der Scherfestigkeit und Veränderungen der Dichtigkeit eines körnigen Materials bei ständigem horizontalen Rütteln. Das verwendete Gerät wurde nicht näher beschrieben. Dabei stellte sich heraus, daß die Porenzahl bei konstantem Volumen für Proben, die unter denselben Rüttelbedingungen verdichtet und abgeschert wurden, bei zunehmender Vibrationsbeschleunigung abnimmt und nicht von der Frequenz abhängig ist. Angaben zur verwendeten Frequenz fehlen.

Tendenziell kommt TOKUE (1976 und 1979) bei seinen Untersuchungen zu den gleichen Ergebnissen. Er hat neben dem Zusammenhang der Beschleunigung mit der Porenzahl noch den Einfluß der Auflast (Bild 27) und der zyklischen Belastung herausgearbeitet. Als Ergebnis kann festgehalten werden, daß bei zunehmender Auflast die Porenzahl nicht so stark abfällt, und daß die Porenzahl um ca. 3 % nach



etwa 1000 Lastzyklen, bei gleichbleibender Frequenz und Amplitude, abgenommen hat.

Bild 27: Beziehung zwischen der Beschleunigung und der Porenzahl, TOKUE (1976)

Bei Rammversuchen von Stahlbetonfertigpfählen haben FONG und DICKSON (1984) die Veränderung der Porenzahl dadurch beschrieben, daß sich die Pfahloberfläche bei Belastung des Pfahles nach unten bewegt. Im Boden wird eine vertikale Scherdehnung und eine vertikale Druckdehnung erzeugt. Aufgrund der Druckdehnung wird es zu einer Abnahme der Porenzahl kommen. Die Scherdehnung wird nicht zu einer Volumenverringerung führen, sondern es wird zu einer horizontalen Verschiebung kommen, die sich teilweise in einer horizontalen Druckdehnung äußert. Aus ihren Ausführungen geht jedoch nicht hervor, ob die Überlegungen zur Änderung der Porenzahl bei der Pfahlherstellung oder bei der Durchführung einer statischen Probebelastung angestellt wurden.

2.7.2.3 Kornform und Körnungslinie

Die Grenzen der Lagerungsdichte, von der die Tragfähigkeit eines nichtbindigen Bodens abhängt, sind sowohl von der Kornzusammensetzung als auch von der Kornform und der Kornoberflächenbeschaffenheit abhängig. Laut VOSS u. FLOSS (1968) ist die Lagerungsdichte bei konstanter Verdichtungsarbeit je Volumeneinheit umso größer, je ungleichförmiger die Körnung abgestuft ist. Dies wird von KNAUPE (1975), LORENZ (1960) und MOUSSA (1961) bestätigt. Ein Maximum an Lagerungsdichte und ein Minimum an Porenraum tritt dann ein, wenn die Korngrößen so aufeinander abgestimmt sind, daß die kleineren Körner in die Hohlräume zwischen die größeren Körnern passen. Diese Bedingung wird nach KÖNIG (1995) durch die Fullerkurve beschrieben, einem parabelförmigen Verlauf der Körnungslinie. Die Fullerparabel beschreibt sich zu

$$a = 100 \cdot \sqrt{\frac{d}{d_{max}}} [-] \tag{Gl. 21}$$

Bei der Fullerparabel ergibt sich die Ungleichförmigkeit zu U = 36,7, d.h. daß die Lagerungsdichte bei Sanden und Kiesen bis zu U = 36 zunimmt und bei höheren Ungleichförmigkeitszahlen wieder abnimmt. Der Grenzwert der Verdichtungswilligkeit von U = 36 wurde auch schon von KNAUPE (1975) festgestellt.

Eckige und kantige Kornformen wie Schotter, Split oder Brechsand erreichen bei gleicher Verdichtungsarbeit und gleichem Körnungsaufbau eine wesentlich geringere Lagerungsdichte als eine Körnung aus runden Kornformen (VOSS u. FLOSS (1968)). Die Stabilität eines Einzelkorns hängt von der Reibung zwischen den Körnern ab. Damit wird die Stabilität der gesamten Sandmasse umso größer, je rauher die Kornoberfläche ist (BERNATZIK (1947)). MOUSSA (1961) untersuchte den Einfluß der Kornform auf die Verdichtung und die Lagerungsdichte (Bild 28). Dabei kommt er zu dem Ergebnis, daß Proben mit eckigen Körnern eine fast doppelt so große Steifezahl wie Proben runder Körner besitzen.



Bild 28: Einfluß der Kornform auf das Porenvolumen bei lockerster und dichtester Lagerung, MOUSSA (1961)

Neben der Kornumlagerung stellt die Verformung der Körner aufgrund einer dynamischen Belastung eine weitere Möglichkeit der Verformung dar. Nach BERNATZIK (1947) hängt es von den elastischen Eigenschaften der Einzelkörner und der Kornform ab, ob die Verformung des Bodens nach Beendigung der Belastung wieder in die Ausgangsposition zurückgeht oder es zu bleibenden Verformungen kommt. Kommt es zu keinen bleibenden Verformungen, kann das Verhalten mit dem Hooke'schen Gesetz beschrieben werden. Ist die Belastung an den Berührungspunkten größer als die Elastizitätsgrenze des Kornmaterials, so kommt es durch Zerstörung der Körner zu bleibenden Verformungen. Dies führt zu einer Änderung der Körnungslinie und der Kornform. Diese Beobachtungen machte COMMITTEE (1971) bei Feldversuchen an Pfählen im Sand, wobei die Kornfraktion < 0,105 mm von 17 % auf 65 % zunahm.

Bei verschiedenen Verfahren werden die Körner mehr oder weniger zerstört. Beim Verdichtungsvorgang ändert sich die Kornzusammensetzung wesentlich. Die Zerstörung der Körner wird bei der Anwendung großer Kräfte am größten sein, z.B. unter den Stoßkräften von Fallgewichten. Am geringsten ist die Zerstörung bei dynamischen Verdichtungsvorgängen, bei denen die Drücke auf die Einheit der Oberfläche verhältnismäßig klein sind (HERTWIG (1936)).

Inwiefern Kornabrieb und Kornzerstörung infolge Energieeintrags maßgebliche Ursache oder nebensächliche Begleiterscheinung der Kornverschiebung zu dichterem Korngefüge sind, ist laut KELLER (1972) noch nicht ausreichend experimental untersucht worden.

BERNATZIK (1947) erläuterte schon den Vorgang der Bodenauflockerung bei dynamischer Beanspruchung. Bei einem Sand in dichtester Lagerung tritt bei Belastung ein Gleiten der Körner ein. Da sich der Boden nicht weiter verdichten kann, muß sich der Kornverband bei plastischer Verformung auflockern. Diese Auflockerung ist umso größer, je eckiger die Körner sind, da sie bei Kippbewegungen mehr Platz benötigen.

Die Veränderung von totalen Spannungen beim Einbringen von Pfählen bei Laborversuchen untersuchten NAUROY u. LE TIRANT (1983). Sie verwendeten dabei unterschiedliche Sande (Bild 29). Die Versuche wurde mit einem unten offenen bzw. geschlossenen Stahlrohr durchgeführt. Mit einem im Boden eingebauten Meßaufnehmer wurden die Totalspannungen gemessen (Bild 30). Die Pfähle wurden eingedrückt und eingerammt. Dabei ist zu erkennen, daß die maximalen Spannungen dann gemessen werden, wenn der Pfahlfuß einige Zentimeter oberhalb der Meßebene ist. Die höchsten Spannungen treten bei beiden verwendeten Sanden bei den eingedrückten Pfählen auf. Daraus läßt sich ableiten, daß sich die Körner beim Rammen besser umlagern können. Dadurch kommt es zu einer Erhöhung der Lagerungsdichte, jedoch nicht zu einer Erhöhung der horizontalen Spannungen.



Bild 29: Körnungslinie der verwendeten Sande, NAUROY u. LE TIRANT (1983)



Bild 30: Änderung der horizontalen Spannungen während des Einbringens der Pfähle, NAUROY u. LE TIRANT (1983)

2.7.2.4 Wassergehalt

Der Wassergehalt beeinflußt wesentlich die Verdichtungsarbeit, die zur Erzielung einer bestimmten Lagerungsdichte notwendig ist. Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt die Verdichtungsarbeit ab. Nach Erreichen des optimalen Wassergehaltes kehrt sich dieser Effekt um. Der Verlauf der Proctorkurve verdeutlicht dies. Im trockenen Zustand verhindert die Reibung zwischen den Einzelkörnern eine Verdichtung. Mit zunehmendem Wassergehalt verringert sich die Reibung solange bis im nassen Zustand das Wasser aufgrund des kurzen Rammschlages nicht aus den Poren entweichen kann.

Bei gleichförmigen Böden hat der Wassergehalt gegenüber der Kornverteilung und der Kornform nur einen geringen Einfluß auf das Verhältnis zwischen eingetragener Verdichtungsenergie und erreichter Trockenrohdichte (KNAUPE (1975)). STRIEG-LER (1967) und MOUSSA (1961) fanden heraus, daß bei nichtbindigen Böden mit einer Ungleichförmigkeit U \leq 7 der Wassergehalt die Verdichtung praktisch nicht beeinflußt, da durch die relativ weiten Porengänge das Wasser auch bei kurzen Beanspruchungen ungehindert abfließen kann.

2.7.2.5 Porenwasserdruck

HARTUNG (1994) und BALTHAUS (1986) schreiben, daß es bei der Herstellung von Ramm- und Vibrationspfählen neben tragfähigkeitssteigernden Einflüssen auch Tragfähigkeitsminderungen geben kann. Bei wassergesättigten, locker gelagerten, gleichförmigen und feinen Sanden können während der Rammung und Vibration von Pfählen durch Scher- und Verdrängungsvorgänge Porenwasserdrücke entstehen. Diese sind abhängig von der Intensität, der Frequenz und der Anzahl der Lastzyklen und kann zum völligen Verlust der Scherfestigkeit führen. Die Porenwasserdrücke bauen sich in Abhängigkeit von der Wasserdurchlässigkeit und der Steifigkeit des Bodens ab. Dadurch ist mit einer Zunahme der Scherfestigkeit und damit auch der Tragfähigkeit der Pfähle zu rechnen. Zu den gleichen Ergebnissen kommen SMOLTCZYK u. HILMER (1982) sowie UHLENDORF u. LERCH (1989). Die Gefahr der Verflüssigung verringert sich bei ungleichförmigem groben Sand und bei Zunahme der wirksamen Spannungen (RÜCKER (1991)).

MÖLLER u. BERGDAHL (1981) haben Laborversuche mit Feinsand mit verschiedenen bezogenen Lagerungsdichten durchgeführt, bei denen dynamische Porenwasserdrücke während der Pfahlrammung gemessen wurden. Der positive Porenwasserdruck war bei der dichten Lagerung (I_D = 70%) größer als bei der sehr dichten Lagerung (I_D = 85%). Der negative Porenwasserdruck war bei beiden Lagerungsdichten in der gleichen Größenordnung und von gleicher Dauer (Bild 31).



Bild 31: Dynamischer Porenwasserdruck um einen Pfahl in Feinsand beim Rammen, Bild links $I_p = 85$ % u. Bild rechts $I_p = 70$ %, MÖLLER u. BERGDAHL (1981)

HÖLSCHER u. BARENDS (1996) berichten über Wasserdruckmessungen an einem Testpfahl in situ. Die Meßwertaufnehmer wurden in der Pfahlfußebene und ca. 1,0 m unterhalb des Pfahlfußes in einem Abstand von 0,5 bzw. 1,0 m vom Pfahl installiert. Der Verlauf des Wasserdrucks während des Rammschlages ist ähnlich dem von MÖLLER u. BERGDAHL (1981), wobei anhand der Skalierung bei HÖLSCHER u. BARENDS (1996) nicht zu erkennen ist, wie groß der Wasserdruck ist.

2.7.2.6 Scherfestigkeit

Durch das Einvibrieren des Pfahles in den Sand entsteht eine Anregung des Bodens. Aufgrund von Porenwasserüberdrücken kann es zu einer Verflüssigung des Bodens kommen. In der Nähe des Pfahles entsteht eine "Newtonsche" Flüssigkeit, die keine Scherkräfte aufnehmen kann. Weiter entfernt vom Pfahl verhält sich der Sand durch die Dämpfung der Wegamplitude wie eine "Binghamsche" Flüssigkeit. Diese kann im Gegensatz zur "Newtonschen" Flüssigkeit Scherkräfte aufnehmen (POTEUR (1971)).

45

Um den Boden in den pseudoflüssigen Zustand zu versetzen wird eine große Beschleunigung benötigt. Dadurch wird die Korn-zu-Korn Reibung auf $\frac{\gamma}{4}$ bis $\frac{\gamma}{5}$ des Ruhewertes reduziert. Dies ist jedoch von der Lagerungsdichte abhängig. Ist vor dem Versuch der Boden in dichtester Lagerung vorhanden, kann auch die größte Beschleunigung die Bodenteilchen nicht mehr in Bewegung versetzen (KÜHN (1980)). Die Mantelreibung fällt nach den Erfahrungen von STROBL (1974) beim Vibrieren sogar auf $\frac{\gamma}{10}$ des Ruhewertes ab.

YOUD (1970) untersuchte Sand in einem direkten Schergerät unter horizontalem Rütteln. Dabei stellte er fest, daß sich sowohl der maximale als auch der Grenzwert der inneren Reibung bei zunehmender Beschleunigung verringern.

2.7.3 Zusammenfassung der Veränderungen der bodenmechanischen Parameter

Das Verfahren der Pfahlherstellung (Eintrag von Energie) beeinflußt maßgeblich das Tragverhalten des Pfahls. In Kap. 2.7 wurden die bodenmechanischen Parameter aufgeführt, die den nichtbindigen Boden beschreiben. Zusätzlich wurde ihre Veränderung bei Eintrag von Energie beschrieben. Die Veränderung der bodenmechanischen Parameter wurde im wesentlichen in Abhängigkeit von den physikalischen Größen Kraft, Beschleunigung und Frequenz beschrieben. In Tabelle 5 ist die Veränderung der bodenmechanischen Parameter zusammengefaßt.

bodenmechanische Parameter	Rammen	Vibrieren
Lagerungsdichte	nimmt zu kann zu- und abne	
Porenzahl	nimmt ab kann zu- und abneh	
Kornform, Körnungslinie	je ungleichförmiger der Sand, desto größer die Lagerungsdichte	
Porenwasserdruck kann zu vollständigem Scherfestigkeitsverlust führer		erfestigkeitsverlust führen
Scherfestigkeit	durch Bodenverdrängung Scherfestigkeitserhöhung	beim Vibrieren Reduzierung der Scherfestigkeit auf $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$

Tabelle 5:Zusammenstellung der Einflüsse auf die bodenmechanischen Parameter
durch das Rammen und Vibrieren

Beim Eintrag von Energie in den Boden kann die Belastung mit den physikalischen Größen Frequenz, Kraft und Beschleunigung beschrieben werden. Daher ist das eigene Versuchsprogramm auch auf das Messen dieser Größen abgestimmt worden.

2.8 Zusammenfassung und Darstellung des Untersuchungsbedarfs

Die Auswertung der nationalen und internationalen Literatur macht deutlich, daß das Tragverhalten von Pfählen von unterschiedlichen Einflüssen abhängig ist. Zur Voraussage der Tragfähigkeit bzw. zur wirtschaftlichen Dimensionierung von Pfahlgründungen ist das Verständnis der Einflüsse auf das Tragverhalten unbedingt erforderlich. Die Einflüsse auf das Tragverhalten lassen sich in die Kategorien Pfahlart, Belastung, Boden und Herstellungsmethode einteilen.

Für die Dimensionierung von Pfahlgründungen stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung. Bei einigen wird an Probepfählen die Tragfähigkeit nachgewiesen, bei anderen werden die bodenmechanischen Parameter aus der Baugrunderkundung benutzt. In der Literatur wird zwar erwähnt, daß sich die bodenmechanischen Parameter durch die Pfahlherstellung ändern. Wie sich die Veränderung im einzelnen auswirkt wird nicht beschrieben.

In der Arbeit von HARTUNG (1994) wird der Einfluß der Herstellung auf die Tragfähigkeit von Pfählen genauer betrachtet, der von einigen Autoren zwar erkannt aber nicht weiter untersucht wurde. Im einzelnen untersuchte HARTUNG an Rammpfählen die Parameter, die den Rammbären und die Bewegungen des Pfahlkopfes sowie die Bodenschwingungen beschreiben. Bei den Vibrationspfählen wurde im wesentlichen der Einfluß der Vibrationsfrequenz und der Pfahlkopfgeschwindigkeit auf die Tragfähigkeit untersucht.

Ein wesentlicher Aspekt dabei ist der Übergang der eingeleiteten Energie vom Pfahl in den Boden. Aus diesem Grunde wurde die Ausbreitung einer Welle im Pfahl dargestellt. Des weiteren wurde der Übergang der Belastung in den nichtbindigen Boden und das Verhalten von nichtbindigem Boden bei Eintrag von Energie beschrieben.

Einige Autoren verweisen in diesem Zusammenhang auf die Impedanz des Pfahles als wichtigsten Parameter. Die Impedanz bestimmt die maximal aufnehmbare Kraft im Pfahl und den Anteil an Energie, die das Einbringen des Pfahles bewirkt. Bei zunehmender Impedanz eines Pfahls nimmt der Energieanteil zu, der zum Eintreiben des Pfahles verwendet wird und desto geringer sind die Bodenschwingungen neben dem Pfahl.

Aus diesem Grunde wurde das nachfolgend beschriebene eigene Versuchsprogramm durchgeführt, bei dem Pfähle mit gleichem Außendurchmesser aber unterschiedlicher Impedanz verwendet wurden. Aussagen über die Veränderung des Sandes wurden anhand von Rammsondierungen und aus den Meßergebnissen von Schwingbeschleunigungen im Pfahl und im Boden, die durch das Einbringen der Pfähle erzeugt wurden, getroffen.

3 Versuchsstand

3.1 Aufbau des Versuchsstandes

Der Versuchsstand besteht aus zwei kreisförmigen Betonschächten in Segmentbauweise mit einer Höhe von jeweils 3,0 m. Die Schachtringe haben eine Wandstärke von 10 cm und einen Innendurchmesser von 1,20 m. Die beiden Bodenbehälter besitzen knapp über dem schrägliegenden Behälterboden eine kreisförmige Öffnung zur Entwässerung. Die beiden Betonschächte sind über die Entwässerungsrohre miteinander verbunden. Dadurch besteht die Möglichkeit, jeden Schacht einzeln zu entwässern bzw. einen Schacht über das Rohrleitungssystem von unten zu fluten. Der Grundriß des Versuchsstandes ist in Bild 32 dargestellt.



Bild 32: Grundriß des Versuchsstandes

Um jederzeit den Wasserstand im Inneren der Behälter ablesen zu können, wurde an jedem Betonschacht ein Standrohr angebracht. In den Schächten ist zur Drainage ein Filterkies in einer Stärke von ca. 30 cm eingebaut worden. Der eingebaute Versuchssand wurde durch ein Geotextil vom Filterkies getrennt. Das Geotextil wurde an die Wandung enganliegend eingebaut, so daß beim Entwässern kein Sandtransport in den Filterkies möglich war. Zum mechanischen Schutz des Geotextils wurden drei Lagen Gitterroste aus verzinktem Stahl (Maschenweite 2 cm) versetzt eingebaut. Die Ausbildung der Drainage ist in Bild 33 schematisch dargestellt.



Bild 33: Schematische Ausbildung der Drainage

Um den Versuchsstand wurde in ca. 2,50 m Höhe eine Arbeitsbühne gebaut. Diese ist aus Gründen der Arbeitssicherheit (Höhe des Versuchsstandes 3,0 m) erforderlich und dient zur Ablage der zum Einbau des Sandes und zur Durchführung der Versuche notwendigen Geräte bzw. verwendeten Meßtechnik.

3.2 Versuchssand

Bei dem verwendeten Sand handelte es sich um einen mittelsandigen Grobsand mit einer Ungleichförmigkeit U = 1,5. Nach Abschluß der Versuche wurde eine Ungleichförmigkeit von U = 1,8 festgestellt. Die beiden Körnungslinien sind in Bild 34 dargestellt. Die Veränderung der Körnungslinie ist auf die Kornzertrümmerung durch die Pfahleinbringung und auf die mechanische Beanspruchung durch die Feststoffpumpe beim Umpumpen des Sand-Wasser-Gemisches zurückzuführen. Aufgrund des geringen Unterschieds der Körnungslinien wurde die genaue Ursache nicht weiter untersucht.



Bild 34: Korngrößenverteilung des Versuchssandes

Die Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung erfolgte nach DIN 18 126. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6 zusammengefaßt.

Bodenkennwerte bei lock	erster Lagerung	and talk of h	
Trockendichte [t/m ³]	Pdmin	1,49	[g/cm ³]
Porenanteil [-]	n _{max}	0,44	[-]
Porenzahl [-] e _{max}		0,78	[-]
Bodenkennwerte bei dicht	tester Lagerung	and a state of the	
Trockendichte [t/m ³]	ρ _{dmax}	1,76	[g/cm ³]
Porenanteil [-]	n _{min}	0,34	[-]
Porenzahl [-]	e _{min}	0,51	[-]

Tabelle 6:	Bodenkennwerte des Versuchssandes bei lockerster und dichtester
	Lagerung

Verdichtungsfähigkeit: $D_f = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{min}} = \frac{0.78 - 0.51}{0.51} = 0.53$ [-]

Zur Bestimmung der Scherparameter φ' und c' bei dichtester und lockerster Lagerung des Sandes sind Triaxialversuche nach DIN 18 137 durchgeführt worden. Die Ergebnisse der Triaxialversuche sind in Tabelle 7 zusammengestellt. Die Versuche wurden mit isotroper Belastung von $\sigma_2 = \sigma_3 = 100$, 200 und 400 kN/m² in drei Teilversuchen durchgeführt. Der Sand wurde feucht unter drainierten Versuchsbedingungen geprüft.

Tabelle 7: Scherparameter des Versuchssandes bei dichtester und lockerster Lagerung

o yana matalake su tu su nyake	Trockendichte ρ _d [t/m³]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m²]
dichteste Lagerung	1,76	40 - 41	0
lockerste Lagerung	1,49	34	0

3.3 Modellpfähle

Bei den Versuchen wurden sieben verschiedene Stahlrohre nach DIN 2440 und DIN 2441 verwendet. Die Stahlrohre unterscheiden sich sowohl im Durchmesser als auch in der Wandstärke voneinander. Mit den unterschiedlichen Wandstärken bei gleichem Außendurchmesser soll der Einfluß der Impedanz bei der Pfahleinbringung untersucht werden. Dazu dienen die Pfähle DN 40 L und S und DN 50 L und S. Das L steht für leicht und das S für schwer. Die Versuchsreihe mit dem DN 40 wurde um den DN 40 V (Vollquerschnitt) erweitert. Mit dem Pfahl sollte ein Extremfall abgedeckt werden. Die Buchstaben DN sind die Bezeichnung für die Nennweite der Stahlrohre. Die Daten der einzelnen Stahlrohre sind in Tabelle 8 zusammengestellt.

Zur Durchführung der Versuche und zum Schutz der im Pfahl eingebauten Meßtechnik wurden alle Stahlrohre mit einer Stahlplatte als Pfahlfuß versehen.

Pfahl	Außendurch-	Innendurch-	Stahlfläche	Fußfläche	Pfahlgewicht	Impedanz
	messer	messer	A	A _F	G	1
	[mm]	[mm]	[cm ²]	[cm ²]	[kg]	[kNs/m]
DN 32	42,3	36,0	3,87	14,05	4,7	15,67
DN 40 L	48,4	44,0	3,19	18,40	3,8	13,40
DN 40 S	48,5	40,7	5,46	18,47	6,4	22,93
DN 40 V	48,5	0	18,47	18,47	21,8	77,57
DN 50 L	60,2	55,7	4,10	28,46	4,8	16,61
DN 50 S	60,4	52,0	7,41	28,65	8,7	30,01
DN 65	76,0	69,0	7,97	45,36	9,4	33,47

Tabelle 8: Daten der verwendeten Stahlrohre

mit E = 21000 kN/cm², Länge I = 1,5 m, Dichte ρ = 7,85 g/cm³

3.4 Geräte zum Einbau des Sandes

Vor Beginn des eigentlichen Versuchs mußte der Sand mit einer reproduzierbaren Lagerungsdichte eingebaut werden, damit bei jedem Versuch die gleichen Ausgangsbedingungen vorlagen. Auf die Versuche zur Erzielung einer reproduzierbaren Lagerungsdichte des Sandes wird in Kap. 4 näher eingegangen. Zum Sandeinbau wurden eine Feststoffpumpe zum Umpumpen des Sandes und ein Modellrüttler zum Verdichten des Sandes eingesetzt.

Für den Einbau in den Versuchsbehälter wurden ca. 2,3 m³ Sand benötigt. Der Sand wurde als Sand-Wasser-Gemisch mit der Feststoffpumpe vom einen in den anderen Behälter gefördert. Mittels eines Trichters, der zentrisch auf dem Behälter angeordnet war, wurde das Sand-Wasser-Gemisch in den Behälter eingebracht. Ein zentrisches Einbringen des Sandes war zur Erzielung einer reproduzierbaren Lagerungsdichte über den Querschnitt erforderlich (s. Bild 35). Nachdem der Sand in den Behälter eingebaut worden war, wurde er mit Hilfe eines Modellrüttlers verdichtet.

Die maximale Leistungsaufnahme des Modellrüttlers beträgt 1,1 kW bei einer Frequenz von 50 Hz und einer Drehzahl von 2897 U/min.



Bild 35: Versuchsaufbau

3.5 Geräte zum Einbringen der Pfähle

3.5.1 Rammeinrichtung

Die Rammeinrichtung bestand aus einer Rammhaube, die auf den Pfahl aufgesetzt wurde. An dieser Haube wurde zentrisch eine Stange befestigt, die zur Führung des Fallgewichts diente. Die Masse des Fallgewichts war abhängig von der Masse des Pfahls. Größtenteils wurden die Versuche mit dem Verhältnis Fallgewicht zu Pfahlgewicht 1:1 durchgeführt. In einer Versuchsreihe wurde das Fallgewicht in bezug zum Pfahlgewicht verdoppelt. Die Ausführung der Rammung geschah von Hand. Die Fallhöhe betrug für alle Versuche 50 cm. Ein Rammfutter wurde nicht verwendet.

3.5.2 Schwingerreger

Der zum Einvibrieren notwendige Schwingerreger wurde am Institut gebaut. Der Motor diente ursprünglich als Antrieb für einen Außenrüttler für Betonschalungen, so daß er für den Betrieb unter Erschütterungen gut geeignet ist. Über eine Antriebswelle ist ein Zahnrad an den Motor angeschlossen. Dieses Zahnrad treibt ein zweites Zahnrad an (Bild 36). Beide Zahnräder sind mit Unwuchtmassen (m) von jeweils maximal 0,5 kg versehen. Der Motor erzeugt eine maximale Frequenz von 50 Hz. Daraus ergeben sich folgende Kennwerte:

m = 1 kg r = 0,035 m f_{max} = 50 Hz = 50 s⁻¹ n = 3000 U/min

Winkelgeschwindigkeit

 $ω_{max} = 2 • π • f [s^{-1}]$ (GI. 22) $ω_{max} = 2 • π • 50 s^{-1} = 314.2 s^{-1}$

statisches Moment

$$M = m \cdot r [kgm]$$
(Gl. 23)
M = 1 kg \cdot 0,035 m = 0,035 kgm

Fliehkraft

$$F_{max} = M \cdot \omega^{2}$$
(Gl. 24)
$$F_{max} = 0,035 \cdot (314,2)^{2} = 3455,2 \text{ kgm/s}^{2} = 3455,2 \text{ N}$$

Die Schwingweite (2a) ergibt sich aus folgender Gleichung

$$2a = \frac{2 \cdot M}{G_{ges}} \text{ [mm]}$$
(Gl. 25)

G_{ges} = dynamisches Eigengewicht plus Pfahlgewicht [kg] In Tabelle 9 sind für die verschiedenen Modellpfähle die Schwingweiten und die Gewichtsverhältnisse von Pfahl zu Schwingerreger zusammengestellt.

Tabelle 9: Zusammenstellung der Schwingweite und der Gewichtsverhältnisse von Pfahl zu Schwingerreger

Pfahl	Gewicht des	G _{ges}	Schwingweite	Gewichtsverhältnis Pfahl
	Pfahls		2a	zu Schwingerreger
1980	[kg]	[kg]	[mm]	[-]
DN 40 L	3,8	29,0	2,41	1 : 6,6
DN 40 S	6,4	31,6	2,22	1:3,9
DN 50 L	4,8	30,0	2,33	1 : 5,3
DN 50 S	8,7	33,9	2,06	1:2,9

mit Schwingerregergewicht = 25,2 kg

Die Schwingweite sollte für eine gute Rammwirkung und ein schnelles Eindringen in den Boden nach KREUZINGER (1993) mindestens 6 mm betragen. Für den bei den Laborversuchen verwendeten Schwingerreger bedeutet das entweder eine Reduzierung des Gewichtes G_{ges} oder eine Erhöhung des statischen Momentes M. Beides war aus konstruktiven Gründen nicht möglich. Dadurch ist auch das Verhältnis Pfahl zu Schwingerreger für die Laborversuche ungünstiger als bei großmaßstäblichen Versuchen. Für die durchzuführenden Laborversuche bedeutet dies eine längere Vibrationsdauer der Pfähle mit größerer Impedanz (DN 40 S und DN 50 S).

Zur Steuerung des Motors wurde ein Frequenzregler vor den Schwingerreger geschaltet. Dadurch bietet sich die Möglichkeit, die Frequenz bei der Durchführung der Versuche zu variieren. Am Frequenzregler kann die Frequenz stufenlos zwischen 0 und 50 Hz geregelt werden. Dadurch kann während eines Versuchs, z.B. zur Nachverdichtung, ohne Probleme die gewünschte Frequenz eingestellt werden.



Bild 36: Draufsicht auf den Schwingerreger incl. Führung

3.6 Meßtechnik

Bei den durchgeführten Versuchen wurden sowohl am Pfahl als auch im Sand Messungen vorgenommen. Im folgenden werden die verschiedenen Meßgrößen und Meßwertaufnehmer aufgeführt:

Meßgrößen am Pfahl:

- Dehnung des Stahls am Pfahlkopf, in Pfahlmitte und am Pfahlfuß zur Ermittlung des Kraftverlaufs
- Beschleunigungen und Geschwindigkeiten des Pfahles am Pfahlkopf, in Pfahl mitte und am Pfahlfuß zur Ermittlung des horizontalen Schwingverhaltens
- Ermittlung der Widerstands-Verformungs-Linie anhand einer statischen Probebelastung auf Druck
- Ermittlung des maximalen Zugwiderstands

Meßgrößen im Sand:

- Beschleunigungen, Geschwindigkeiten und Verschiebungen zur Ermittlung der Wellenausbreitung im Sand
- Geschwindigkeiten auf der Sandoberfläche
- Veränderung der Lagerungsdichte durch das Einbringen von Ramm- und Vibrationspfählen durch Sondierungen

3.6.1 Dehnungsmessungen

Die Dehnungen wurden auf zwei Arten gemessen. Am Pfahlkopf wurden Aufnehmer der Fa. Pile Dynamics, USA eingesetzt. Die gleichen Dehnungsaufnehmer wurden auch für die Tragfähigskeitsmessung bei den dynamischen Pfahltests eingesetzt. Der Vorteil war, daß sie außen an den Pfahl angeschraubt werden konnten. In Pfahlmitte und am Pfahlfuß mußten aufgrund der geringen Querschnittsfläche Dehnungsmeßstreifen eingesetzt werden. Zur Applikation der Dehnungsmeßstreifen mußte die Pfähle in der Mitte mit einer Pfahlkupplung versehen werden. Sie wurden in der unteren Pfahlhälfte (80 cm unterhalb des Pfahlkopfes) mit einem Zweikomponenten-Kleber innen im Rohr befestigt. Dieser Zweikomponenten-Kleber hat sich schon bei ähnlichen Versuchen bewährt.

Aus der gemessenen Dehnung läßt sich über die Beziehung

(Gl. 26)

 $F = A \cdot E \cdot \varepsilon [kN]$ F = Kraft [kN] A = Fläche [m²] E = Elastizitätsmodul [kN/m²] $\varepsilon = Dehnung [-]$

die maximal auftretende Kraft errechnen.

3.6.2 Beschleunigungs-, Geschwindigkeits und Verschiebungsmessungen

Die Beschleunigungen am und im Pfahl wurden mit piezo-elektrischen Aufnehmern der Firmen PCB und Brüel & Kjaer gemessen. Die Aufnehmer wurden am Pfahlkopf ebenso wie die Dehnungsaufnehmer außen am Pfahl angeschraubt. Für die Messungen in Pfahlmitte und am Pfahlfuß wurden spezielle Aufnehmer für Laborversuche verwendet. Die Aufnehmer mußten eine sehr geringe Größe haben, da sie im Pfahl montiert wurden. Sie hatten ein Schocklimit in axialer Richtung von 2.000 g und in radialer Richtung von 20.000 g.

Der piezo-elektrische Aufnehmer wurde durch einen Ladungsverstärker gespeist. An diesem Ladungsverstärker kann die zu messende Größe (Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verschiebung) eingestellt werden. Gespeichert wurden die Meßdaten auf einem Magnet Tonbandgerät.

Zur Messung der Meßgrößen im Sand und auf der Sandoberfläche wurden die gleichen Aufnehmer eingesetzt, die auch in Pfahlmitte und am Pfahlfuß verwendet wurden.

3.6.3 Statische Probebelastung

Die statische Probebelastung wurde zur Ermittlung der Widerstands-Verformungs-Linie ausgeführt. Die statische Probebelastung wurde in Anlehnung an die DIN 1054 und die Empfehlung zur axialen Probebelastung der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) durchgeführt. Aufgrund der kleinen Pfahldurchmesser konnten nur zwei Wegaufnehmer zur Feststellung der vertikalen Verschiebung angebracht werden. Die Belastung wurde mittels eines Pneumatikzylinders (kraftgesteuert) aufgebracht, der unter einer über den Behälter abgespannten Traverse befestigt war. Die Last wurde in kleinen Schritten bis zur Grenzlast gesteigert.

3.6.4 Messung des maximalen Zugwiderstandes

Zur Ermittlung des maximalen Zugwiderstandes wurde zwischen dem Pfahl und dem Kran eine Zugkraftmeßdose angebracht. Der Pfahl wurde mit Hilfe des Krans aus dem Sand gezogen. Mit einem digitalen Handanzeigegerät wurde der maximale Zugwiderstand ermittelt. Der maximale Zugwiderstand dient zur Abschätzung der Mantelreibung und damit zur Ermittlung des Mantelreibungs- und Spitzendruckanteils an der Bruchlast.

4 Sandeinbau

Zur Durchführung von Laborversuchen ist es notwendig, ein Verfahren zum Einbau des Sandes zu entwickeln, mit dem eine reproduzierbare Lagerungsdichte erreicht werden kann. Dies ist erforderlich, um bei den später durchzuführenden Versuchen z. B. auch die Veränderung der Lagerungsdichte beim Rammen oder Vibrieren von Pfählen untersuchen zu können.

4.1 Erzielung einer reproduzierbaren Lagerungsdichte

Die Versuche zum Rammen und Vibrieren von Pfählen sollten teilweise bei unterschiedlichen Lagerungsdichten durchgeführt werden. Aus dem Grunde war es erforderlich, zwei Verfahren zum Einbau des Sandes zu entwickeln. Mit dem einen Einbauverfahren sollte eine lockere, mit dem anderen eine mitteldichte Lagerungsdichte erreicht werden.

4.1.1 Kontrolle des Sandeinbaus

Zur Überprüfung des Sandeinbaus wurden Rammsondierungen mit der leichten Rammsonde durchgeführt. Dabei wurde ein Sondenstab mit einer Sondenspitze unter definierter Arbeit in den Boden getrieben und die Anzahl der Schläge pro 10 cm Eindringung registriert. Die Auswahl des Sondierverfahrens richtete sich nach Art und Beschaffenheit des Bodens. Die Geräte zur Durchführung, die Durchführung selbst und die Auswertung sind in der DIN 4094 (Stand Dezember 1990) geregelt.

Die Auflösefähigkeit der Rammsondierungen nimmt bei gleichen Bodenverhältnissen mit zunehmender Sondierarbeit je Sondierschlag ab. Aus dem Grunde wurden die Sondierungen zur Kontrolle des Sandeinbaus, abweichend von der DIN 4094, mit einer Fallhöhe von 30 cm statt mit 50 cm durchgeführt.

Der Abstand der einzelnen Sondierungen untereinander wurde nach MELZER (1967) so groß gewählt, daß sich die Sondierungen nicht gegenseitig beeinflussen. MELZER gibt eine Abhängigkeit zwischen der bezogenen Dichte D_r (I_D) und dem Verhältnis r_E/d an (Bild 37). Der maximale Wert r_E/d für die bezogene Lagerungsdichte D_r = 1 ist 6. Daraus ergibt sich:

$$r_E = 6 \cdot d = 6 \cdot 3,57 \text{ cm} = 21,4 \text{ cm}$$
 (Gl. 27)

- r_E: Halbmesser des Einflußbereiches [cm]
- d: Durchmesser der Sondenspitze [cm]
- D_r: bezogene Lagerungsdichte [-]



Bild 37: Einflußbereich der Sondenspitze, MELZER (1967)

Es wurden jeweils neun Sondierungen bis in eine Tiefe von 2 m ausgeführt. Um immer an den gleichen Punkten zu sondieren und um einen konstanten Abstand unter den einzelnen Sondierungen zu garantieren, wurde eine Schablone angefertigt (Bild 38).



Bild 38: Lage der Sondierpunkte

58

Bei der Auswertung von Sondierungen sind geotechnische und gerätetechnische Einflüsse zu berücksichtigen. KRÄMER (1981) hat die Einflußgrößen zusammengefaßt und gegenübergestellt (Tabelle 10).

geotechnische Einflußparameter	gerätetechnische Einflußparameter
- Bodenart	- Ausbildung und Abmessung der Sondenspitze
- Kornverteilung	- Schlagfrequenz
- Kornform und Kornrauhigkeit	- Masse des Fallbären
- Mineralogischer Aufbau	- Masse des Gestänges
- Wassergehalt und Sättigungsgrad	- Fallhöhe
- Porenziffer und Lagerungsdichte	- Gestängelänge (Sondiertiefe)
- Scherfestigkeit	- Durchmesser des Gestänges
- Zusammendrückbarkeit	
- Mantelreibung	
- geologische Vorbelastung	
- Überlagerungsdruck	

Tabelle 10: Einflußparameter auf den Sondierwiderstand, KRÄMER (1981)

4.1.2 Lockere Lagerung des Sandes

Beim Einbau wurde der Sand mit der Feststoffpumpe bis zu einer Einbauhöhe von ca. 2,4 m in den zweiten Behälter gefördert. Danach wurde der Modellrüttler an den Kran gehängt und zentrisch über den Behälter gefahren. Mit einer Geschwindigkeit von 3,6 cm/s wurde der laufende Modellrüttler bis in eine Tiefe von 1,4 m in den Sand eingebracht. Mit der gleichen Geschwindigkeit wurde er dann wieder herausgezogen. Zur Zeit der Verdichtung stand das Wasser bis zur Sandoberkante an. Nach dem Verdichtungsvorgang wurde der Sand durch die untenliegende Öffnung entwässert. Danach wurden die Rammsondierungen vor Pfahlherstellung zum Vergleich mit den Rammsondierungen nach Pfahlherstellung und anschließend die Ramm- und Vibrationsversuche durchgeführt.

Nach jedem Sandeinbau wurden neun Rammsondierungen durchgeführt. Der Sandeinbau wurde mehrmals wiederholt und die Ergebnisse der Rammsondierungen miteinander verglichen. In den Bildern 39 bis 41 sind die Ergebnisse der Rammsondierungen über die Tiefe aufgeführt. Im einzelnen wurden die Sondierungen für den Mittelpunkt, den inneren und den äußeren Kreis ausgewertet. Dabei wurden die Mittelwerte der Schlagzahlen sowie die minimalen und maximalen Schlagzahlen von allen Sondierungen zusammengestellt.



Bild 39: Ergebnisse der Rammsondierungen in der Mitte



Bild 40: Ergebnisse der Rammsondierungen am inneren Kreis

60





Aus den drei grafischen Darstellungen der Schlagzahlen der Sondierungen lassen sich folgende Erkenntnisse ziehen.

An allen Meßpunkten ist bis zu einer Sondiertiefe von 0,6 m ein Anstieg der Schlagzahlen zu erkennen. Danach bleiben sie bis zu einer Sondiertiefe von 1,2 m nahezu konstant um dann wieder abzufallen. Die höchsten Sondierschlagzahlen wurde im inneren Kreis notiert und die niedrigsten im äußeren Kreis. Im Mittelpunkt liegen sie knapp unter denen des inneren Kreises.

Das bedeutet, daß sich im Behälter über den Querschnitt und über die Tiefe keine konstante Lagerungsdichte einstellt. Beispielhaft sind in Bild 42 die Schlagzahlen für die Tiefe 0,9 m über den Querschnitt dargestellt.



Bild 42: Verteilung der Schlagzahlen über den Querschnitt für die Tiefe 0,9 m

Die Ergebnisse der Sondierungen wurden auch statistisch ausgewertet. In den Bildern 39 bis 41 sind die arithmetischen Mittelwerte (Gl. 27) der Schlagzahlen für jede Eindringtiefe dargestellt.

Arithmetischer Mittelwert:
$$\bar{x} = \frac{1}{n} \Sigma x_i$$
 (GI. 28)

Darüber hinaus wurden die Standardabweichung (durchschnittliche Abweichung vom Mittelwert) und der Variationskoeffizient (durchschnittliche Abweichung vom Mittelwert bezogen auf den Mittelwert) ermittelt.

Standardabweichung:
$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \overline{x})^2}$$
 (Gl. 29)
Variationskoeffizient: $v = \frac{s}{\overline{x}}$ (Gl. 30)

Die Standardabweichung und der Variationskoeffizient wurden ebenfalls für jede Eindringtiefe errechnet. Die Standardabweichung betrug im Mittel für alle Eindringtiefen und Sondierungen 0,85, wobei sie zwischen 0 und 1,48 variierte. Der Variationskoeffizient lag zwischen 0 und 28 %, im Mittel bei 16 %. Der Variationskoeffiezient liegt mit teilweise über 20 % sehr hoch. Beim Vergleich der minimalen und maximalen Sondierschläge zeigt sich, daß die größte Differenz 5 Schläge beträgt. In der Regel beträgt die Differenz nur 3 Schläge, d. h. der Unterschied vom Mittelwert ist \pm 1,5.

62
Der Versuchsumfang zur Erzielung einer reproduzierbaren Lagerungsdichte betrug 10 Sandeinbauten mit jeweils 9 Sondierungen. Die 9 Sondierungen teilen sich in jeweils 4 Sondierungen im inneren und äußeren Kreis und eine Sondierung in der Mitte des Behälters auf.

In der DIN 4094 ist der Zusammenhang zwischen der Schlagzahl und der Lagerungsdichte für unterschiedliche Bodenverhältnisse angegeben. Wie in Kap. 4.1.1 beschrieben, wurden die Rammsondierungen mit einer Fallhöhe von 30 cm und nicht, wie in der Norm gefordert, mit einer Fallhöhe von 50 cm durchgeführt. Zur Abschätzung der Lagerungsdichte müssen die Sondierergebnisse umgerechnet werden. Aus dem Grunde wurden zusätzlich Versuche mit Sondierungen von sowohl 30 cm als auch 50 cm Fallhöhe ausgeführt. Die grafische Auswertung der Sondierungen sowie die Regressionsgerade und der Korrelationskoeffizient sind in Bild 43 dargestellt.



Regressionsgerade:y = 0,7291x - 0,3829Korrelationskoeffizient:r = 0,9786Bild 43: Ermittlung der Regressionsgerade für den lockeren Einbau des Sandes

Nach Bild 21 aus dem Beiblatt 1 zur DIN 4094 kann der folgende Zusammenhang zwischen Schlagzahl $N_{\rm 10}$ und Lagerungsdichte D angenommen werden:

 $D = 0.03 + 0.270 \text{ Ig } N_{10}[-]$ (GI. 31)

Dieser Zusammenhang gilt für einen enggestuften Sand (U \leq 3) über dem Grundwasser. Die Auswertung ergab für den Tiefenbereich 0,3 bis 1,5 m eine lockere Lagerungsdichte, und bis 1,9 m eine sehr lockere Lagerungsdichte.

4.1.3 Mitteldichte Lagerung des Sandes

Das Ziel der nachfolgend beschriebenen Versuche war, eine mitteldichte Lagerung zu erreichen. Beim Sandeinbau für eine lockere Lagerung war zu erkennen, daß im unteren Bereich fast keine Verdichtung erzielt worden ist. Aus dem Grunde wurden Überlegungen angestellt, den Sand in zwei Phasen bzw. Umpumpvorgängen einzubauen und zu verdichten. Auch im oberen Bereich sollte die Lagerungsdichte erhöht werden.

Als Ergebnis der Versuche kann folgendes Einbauverfahren empfohlen werden:

- Sand bis in eine Höhe von ca. 1,5 m mit der Feststoffpumpe einbauen
- Absenken des Wasserspiegels bis knapp unter die Kegelspitze des Sandes
- Den laufenden Rüttler zentrisch mit einer Geschwindigkeit von 3,6 cm/s 1,4 m in den Sand herablassen
- Auf Endtiefe den Sand 30 s verdichten und danach der Rüttler mit einer Ge schwindigkeit von 2,0 cm/s ziehen
- Einbau des Sandes bis ca. 2,4 m

Danach wiederholen sich die Arbeitsvorgänge ab dem zweiten Spiegelstrich. Zum Schluß wird das Wasser durch die untere Öffnung des Behälters abgelassen.

Zur Kontrolle der Lagerungsdichte wurden Sondierungen mit der modifizierten leichten Rammsonde, wie in Kap. 4.1.2 beschrieben, durchgeführt. Die Sondierungen wurden auf die gleiche Art und Weise ausgewertet. In den Bildern 44 bis 46 sind Mittelwerte der Schlagzahlen über die Sondiertiefe dargestellt. Zusätzlich sind die minimal und maximal auftretenden Schlagzahlen aufgeführt.



Bild 44: Ergebnisse der Rammsondierung in der Mitte



Bild 45: Ergebnisse der Rammsondierungen am inneren Kreis



Bild 46: Ergebnisse der Rammsondierungen am äußeren Kreis

Aus den Ergebnissen der Sondierungen lassen sich folgende Tendenzen ableiten. Ein Anstieg der Sondierschlagzahlen bis zu einer Sondiertiefe von 0,7 m ist zu erkennen. Danach bleiben die Sondierschlagzahlen bis in eine Tiefe von 1,7 m in der gleichen Größenordnung. Für den Meßpunkt in der Mitte des Behälters bleiben die Sondierschlagzahlen sogar bis in eine Tiefe von 2,0 m ungefähr konstant. Die Verteilung der Schlagzahlen über den Querschnitt ist ähnlich der beim lockeren Einbau des Sandes. Die niedrigste Schlagzahl wurde im äußeren Kreis und die höchste Schlagzahl im inneren Kreis festgestellt. In der Mitte des Behälters liegen die Schlagzahlen knapp unter denen des inneren Kreises.

Auch bei diesem Einbauverfahren wurde keine konstante Lagerungsdichte über den Querschnitt und über die Tiefe erreicht. In Bild 47 ist die Verteilung der Schlagzahlen für die Tiefe 0,9 m dargestellt. Es tritt im wesentlichen eine Verteilung auf, wie sie in Kap. 4.1.2 in Bild 42 gezeigt wurde.



Bild 47: Verteilung der Schlagzahlen über den Querschnitt, Tiefe 0,9 m

Die Ergebnisse der ebenfalls durchgeführten statistischen Bewertung der Sondierungen sind in Tabelle 11 zusammengestellt.

Tabelle TT. LIGebilisse del statistischen Ausweitung del Sonderunger	Tabelle 11:	Ergebnisse	der statistischen	Auswertung	der Sondierunge	en
--	-------------	------------	-------------------	------------	-----------------	----

	Mitte		Innen			Außen			
	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel	Min	Max
Standardabweichung [-]	2,05	0,49	3,6	2,27	0,6	3,7	2,1	0,6	2,9
Variationskoeffizient [%]	13,4	7,2	21,1	11,73	5,9	18,3	16,3	11,9	22,8

Die Werte für die Standardabweichungen und Variationskoeffizienten liegen hierbei in ähnlicher Größenordnung wie beim Einbau für eine lockere Lagerungsdichte. Das bedeutet allerdings, daß die Differenz von der maximalen zur minimalen Schlagzahl größer ist. Bei diesen Versuchen betrug die Differenz in der Regel 4 bis 5 Schläge. Das sind ± 2 bis 2,5 Schläge vom Mittelwert. Die maximale Differenz waren 7 Schläge.

Die Anzahl der Versuche war bei dieser Versuchsserie nicht ganz so umfangreich wie bei der Versuchsserie zur Erzielung einer lockeren Lagerungsdichte. In diesem Fall wurde der Sand 7mal eingebaut und mittels 9 Sondierungen kontrolliert.

Auch bei diesem Einbauverfahren wurden die Sondierungen zur Kontrolle der Lagerungsdichte mit einer Fallhöhe von 30 cm durchgeführt. Zur Ermittlung der Lagerungsdichte wurden Sondierungen mit 50 cm Fallhöhe ausgeführt und die Regressionsgerade zwischen diesen und den Sondierungen mit 30 cm Fallhöhe bestimmt (Bild 48).



Regressionsgerade:y = 0,6352x - 0,4224Korrelationskoeffizient:r = 0,94Bild 48: Ermittlung der Regressionsgeraden für den mitteldichten Sandeinbau

Als Ergebnis der Untersuchungen kann festgestellt, daß eine mitteldichte Lagerungsdichte in der Tiefe von 0,7 bis 1,7 m erreicht wurde. In den Bereichen darüber und darunter wurde eine lockere Lagerungsdichte erreicht.

Das Ziel der Versuche, eine reproduzierbare lockere (Kap 4.1.2) und mitteldichte (Kap 4.1.3) Lagerungsdichte zu erzielen, wurde mit den beiden oben beschriebenen Einbauverfahren erreicht.

5 Modellversuche an Rammpfählen

5.1 Durchführung der Versuche

Nachdem der Sand mit einer lockeren oder mitteldichten Lagerungsdichte eingebaut war, wurden die Beschleunigungsaufnehmer im Sand und auf der Sandoberfläche und die Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer am Pfahl installiert (Bild 49). Die Daten der verwendeten Pfähle sind in Tabelle 8, Seite 51 zusammengestellt.



Bild 49: Skizze des Meßaufbaus

Die Pfähle wurden mit Hilfe einer Schablone zentrisch im Versuchsbehälter angeordnet und lotrecht ausgerichtet. Die Fallhöhe betrug für alle Versuche 50 cm. Das Fallgewicht wurde auf den jeweiligen Pfahl nach dem Gewichtsverhältnis Pfahlgewicht zu Fallgewicht 1:1 und 1:2 abgestimmt. Während der Rammung wurden die Beschleunigungen, Geschwindigkeiten, Auslenkungen und Dehnungen gemessen und die Rammschläge pro 10 cm Eindringung gezählt. Nach Erreichen der Endtiefe von 1,4 m wurde eine statische Probebelastung durchgeführt. Zur Kontrolle der Lagerungsdichteänderung wurde im Abstand von 10 cm zur Pfahlachse eine Rammsondierung bis ca. 40 cm unter Pfahlfuß ausgeführt. Die maximale Zugkraft wurde mit Hilfe einer Zugkraftmeßdose ermittelt, indem der Pfahl mittels eines Krans gezogen wurde.

Grundsätzlich wurde jeder Versuch dreimal durchgeführt. Wichen die Ergebnisse der stat. Probebelastungen um mehr als 15 % voneinander ab, wurde ein zusätzlicher Versuch durchgeführt. Die in den nachfolgenden Kapiteln beschriebenen Ergebnisse sind immer Mittelwerte aus mindestens drei Versuchen.

5.2 Versuchsmatrix

Bei den Rammversuchen wurden folgende Parameter untersucht:

Pfahl	Lagerungsdichte des Sandes und Verhältnis Pfahlgewicht zu Fallgewicht	stat. Probe- belastung	max. Zugkraft	hor. Beschleu- nigung und Geschwindig- keit im Pfahl	hor. u. vert. Be- schleunigung, Geschwindigkeit und Auslenkung im Sand	axiale Dehnung im Pfahl	Rammson- dierung vor und nach der Pfahl- herstellung
DN 32	mitteldicht, 1:1	Х	Х	-	-	-	Х
	locker, 1:1	Х		X	X	-	Х
DN 40 L	mitteldicht, 1:1	Х	X	х	х	X	Х
	mitteldicht, 1:2	X	· · · - ·	х	Х	-	Х
	locker, 1:1	Х	-	Х	х	-	Х
DN 40 S	mitteldicht, 1:1	Х	X	x	X	X	Х
	mitteldicht, 1:2	Х	-	X	Х	-	Х
DN 40 V	locker, 1:1	Х	-		-	-	Х
	mitteldicht, 1:1	Х	Х	-	-	-	Х
	locker, 1:1	Х	-	Х	Х	-	Х
DN 50 L	mitteldicht, 1:1	Х	X	х	х	X	Х
	mitteldicht, 1:2	Х	-	Х	X	-	Х
	locker, 1:1	Х	-	Х	х	-	Х
DN 50 S	mitteldicht, 1:1	X	X	x	х	X	Х
	mitteldicht, 1:2	Х	-	X	Х	-	Х
DN 65	mitteldicht, 1:1	X	X	-	-	-	Х

Tabelle 12: Versuchsmatrix der Rammversuche

X = Versuch durchgeführt

- = Meßgröße nicht gemessen

Das Ziel der Auswertung bestand darin, den Einfluß der Impedanz auf die Tragfähigkeit zu untersuchen. Deshalb wurden zuerst die Ergebnisse der verschiedenen Pfähle bei lockerer Lagerung des Sandes verglichen. Um einen Einfluß der Lagerungsdichte feststellen zu können, wurden die Versuche anschließend auch bei mitteldichter Lagerung des Sandes durchgeführt. Abschließend wurde eine Versuchsreihe ausgeführt, bei der die in den Pfahl eingeleitete Energie variiert wurde. Das Fallgewicht wurde dazu verdoppelt.

5.3 Darstellung und Analyse der Ergebnisse

5.3.1 Tragfähigkeit

Die Grenzlast der Pfähle wurde aus der Widerstands-Verschiebungs-Linie ermittelt. Aufgrund der verschiedenen Durchmesser der Pfähle wurde die Grenzlast Q_g in Abhängigkeit vom Durchmesser d mit einer Grenzsetzung von $s_g = 0,1 \cdot d$ festgelegt. In Tabelle 13 sind die Ergebnisse der stat. Probebelastungen für die lockere und mitteldichte Lagerungsdichte des Sandes und für das Verhältnis Pfahlgewicht/Fallgewicht 1:1 und 1:2 zusammengestellt.

Beispielhaft für die Auswertung der statischen Probebelastung sind die Widerstands-Verschiebungs-Linien der Pfähle DN 40 L, S und V für die mitteldichte Lagerung des Sandes in Bild 50 dargestellt.





In Tabelle 13 ist neben den Absolutwerten der Grenzlast auch das Verhältnis der Grenzlasten für die verschiedenen Impedanzen der Pfähle angegeben. Das Verhältnis wird dabei immer auf das Ergebnis des Pfahls mit geringerer Impedanz (DN L) bezogen. Die Tendenzen, die sich aus den Absolutwerten und dem Verhältnis der Grenzlasten der unterschiedlichen Impedanzen ablesen lassen, sollen anhand der weiteren Messungen bestätigt bzw. erläutert werden.

Pfahl	Lagerungsdichte	Pfahlgewicht zu Fallgewicht	s _g = 0,1 • d	Grenzlast	Verhältnis
		1 digewort	[mm]	(N]	[%]
DN 40 L	locker	1:1	4,84	2010	100
DN 40 S	locker	1:1	4,85	2040	101
DN 40 V	locker	1:1	4,85	1790	89
DN 50 L	locker	1:1	6,02	3990	100
DN 50 S	locker	1:1	6,04	4050	102
DN 32	mitteldicht	1:1	4,23	6420	
DN 40 L	mitteldicht	1:1	4,84	9660	100
DN 40 S	mitteldicht	1:1	4,85	8520	88
DN 40 V	mitteldicht	1:1	4,85	7780	81
DN 50 L	mitteldicht	1:1	6,02	13570	100
DN 50 S	mitteldicht	1:1	6,04	12900	95
DN 65	mitteldicht	1:1	7,6	19020	
DN 40 L	mitteldicht	1:2	4,84	11040	100
DN 40 S	mitteldicht	1:2	4,85	10020	91
DN 50 L	mitteldicht	1:2	6,02	13890	100
DN 50 S	mitteldicht	1:2	6,04	11580	83

Tabelle 13:	Zusammenstellung	der	Grenzlasten
-------------	------------------	-----	-------------

Bei den Versuchen mit lockerer Lagerungsdichte des Sandes ist zu erkennen, daß die unterschiedlichen Impedanzen einen geringen Einfluß auf die Tragfähigkeit haben. Die Unterschiede in den Tragfähigkeiten bei den Pfählen mit der größeren Impedanz sind lediglich um 1 % beim DN 40 und um 2 % beim DN 50 höher. Einzig der DN 40 V (Vollquerschnitt) hat im Vergleich zum Pfahl mit geringerer Impedanz eine um ca. 10 % geringere Grenzlast.

Bei mitteldichter Lagerungsdichte des Sandes differiert die Grenzlast bei den Pfählen mit gleichem Außendurchmesser und unterschiedlicher Impedanz. Während sich beim DN 50 die Grenzlast um 5,0 % unterscheidet, differiert sie beim DN 40 um ca. 12 % (S zu L) bzw. um ca. 20 % (V zu L). Die Grenzlasten sind bei den Pfählen mit der geringeren Impedanz (L) höher als bei den Pfählen mit der größeren Impedanz (S) und (V). Werden die Grenzlasten über das Verhältnis Durchmesser zu Einbindetiefe (d/I_E) aufgetragen, so ist ein nahezu linearer Anstieg der Grenzlast zu erkennen



(Bild 51). Dargestellt sind die Ergebnisse für den mitteldichten Einbau des Sandes bei einem Gewichtsverhältnis Pfahlgewicht zu Fallgewicht von 1:1.

Bild 51: Grenzlast über das Verhältnis Durchmesser d zu Einbindelänge I_E, mitteldichte Lagerung, Gewichtsverhältnis 1:1

Mit den Pfählen DN 40 L und S und DN 50 L und S wurden zusätzlich Versuche mit einem Verhältnis Pfahlgewicht/Fallgewicht 1:2 durchgeführt. Dabei ist zu erkennen, daß beim DN 50 S die Grenzlast geringer ermittelt wurde als bei den Versuchen mit dem Gewichtsverhältnis von 1:1. Bei den Pfählen DN 40 L, DN 40 S und DN 50 L wurde eine zwischen 40 und 70% höhere Grenzlast festgestellt. Dies entspricht den Ergebnissen von YAMAGUCHI et al. (1985), der eine 20 bis 40%ige Erhöhung der Tragfähigkeit bei Verdopplung der Rammenergie. Bei HARTUNG (1994) waren die höheren Tragfähigkeiten nur bei der Verdopplung der Rammenergie von einem Gewichtsverhältnis von 1:0,5 auf 1:1 festzustellen.

Die Unterschiede in den Grenzlasten zwischen L und S betragen 9 % beim DN 40 und 17 % und beim DN 50. Die Tendenz, daß an Pfählen mit geringerer Impedanz eine größere Grenzlast ermittelt wurde, wird auch bei diesen Versuchen bestätigt.

- Mantelreibung und Spitzendruck

In Tabelle 14 sind die Mittelwerte des Zugwiderstandes zusammengefaßt. Der Spitzendruck wurde aus der Differenz von Grenzlast und Zugwiderstand errechnet. Der Anteil des Zugwiderstandes liegt bei den Pfählen zwischen 24 und 34 %. Beim Vergleich der ermittelten Zugwiderstände zeigt sich, daß der Zugwiderstand bei den Pfählen mit größerer Impedanz um ca. 5 % niedriger ist. Die Grenzlast wurde beim DN 40 V geringer ermittelt als beim DN 40 S. Sie weisen allerdings ungefähr die gleiche prozentuale Aufteilung von Spitzendruck und Zugwiderstand auf. Aufgrund der Tendenz der Ergebnisse vom DN 40 L zum DN 40 S konnte eine weitere Zunahme des Spitzendruckanteils erwartet werden. Anhand der Ergebnisse in Tabelle 14 kann dies nicht bestätigt werden.

Pfahl	Grenzlast Q _q	Zugwiderstand Q _r	Anteil Zugwiderstand	Spitzendruck Q _s	Anteil Spitzendruck
	[N]	[N]	[%]	[N]	[%]
DN 32	6420	1470	22,9	4950	77,1
DN 40 L	9660	3330	34,5	6330	65,5
DN 40 S	8520	2560	30,0	5960	70,0
DN 40 V	7780	2360	30,3	5420	69,7
DN 50 L	13570	3910	28,8	9660	71,2
DN 50 S	12900	3100	24,0	9800	76,0
DN 65	19020	5275	27,7	13745	72,3

Tabelle 14: Zusammenfassung der Tragfähigkeitsanteile, mitteldichte Lagerung

Aus dem Zugwiderstand und dem Spitzendruck wurden über die Gl. 10 und 11 (Seite 11) die Bruchwerte der Mantelreibung τ_{mf} und des Spitzendrucks σ_{sf} errechnet. Die Mantelreibung wurde bis in eine Tiefe von 0,8 m als linear ansteigend und zwischen 0,8 m und 1,4 m als konstant angenommen. Dieser Verlauf der Mantelreibung wurde aufgrund der Verteilung der Rammschläge über die Eindringtiefe gewählt (Bild 52). Für die Ermittlung der Bruchwerte des Spitzendrucks wurde die gesamte Pfahlfußfläche angesetzt, da die verwendeten Stahlrohre unten durch eine Fußplatte verschlossen waren.



Bild 52: Rammschläge über die Eindringtiefe für den DN 40 L und S, mitteldichte Lagerung, Pfahlgewicht/Fallgewicht 1:1

In Tabelle 15 sind die Bruchwerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks zusammengestellt. Beim DN 40 nimmt der Bruchwert der Mantelreibung und des Spitzendrucks mit zunehmender Impedanz ab. Das gleiche gilt beim DN 50 nur für den Bruchwert der Mantelreibung. Der Bruchwert des Spitzendrucks ist für den DN 50 L und S ungefähr gleich. Sowohl für die beiden Pfähle mit der geringeren Impedanz (DN 40 L und DN 50 L) als auch für die beiden Pfähle mit der größeren Impedanz (DN 40 S und DN 50 S) sind die Bruchwerte der Mantelreibung ungefähr gleich.

Pfahl	Impedanz	Bruchwert der Mantelreibung	Bruchwert des Spitzendrucks
	I	τ _{mf}	σ_{sf}
	[kNs/m]	[kN/m²]	[MN/m²]
DN 32	15,67	11,1	3,52
DN 40 L	13,40	21,9	3,44
DN 40 S	22,93	16,8	3,23
DN 40 V	77,57	15,5	2,94
DN 50 L	16,61	20,7	3,39
DN 50 S	30,01	16,3	3,42
DN 65	33,47	22,1	3,03

Tabelle 15: Bruchwerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks, mitteldichter Einbau des Sandes

5.3.2 Schlagzahl und Rammarbeit

Beim Rammen der Pfähle wurde die Schlagzahl pro 10 cm Eindringung des Pfahls notiert. Aus der Multiplikation der Rammschläge, der Fallhöhe und dem Fallgewicht läßt sich über die folgende Beziehung

(Gl. 32)

 $W = m \cdot h \cdot n_{qes} [Nm]$

die Rammarbeit ermitteln. Dabei bezeichnen

- W = Rammarbeit [Nm]
- m = Fallgewicht [N]
- h = Fallhöhe [m] = 0,5 m
- nges = Summe der Rammschläge [-]

In Tabelle 16 sind die Mittelwerte der Schlagzahlen, Rammarbeiten und der Eindringung pro Schlag zusammengestellt. Für die Auswertung der Eindringung pro Schlag wurde der Mittelwert für die letzten 30 cm der Rammung ermittelt. Die Fallgewichte für die verschiedenen Pfähle sind in Tabelle 8, Seite 51 aufgeführt.

	Lagerungsdicht	Pfahlgewicht zu	Summe der	Rammarbeit	Verhältnis der	Eindringung
Pfahl	e des Sandes	Fallgewicht	Schläge	W	Rammarbeit S/L	pro Schlag
			[-]	[Nm]	[%]	[mm/Schlag]
DN 40 L	locker	1:1	337	6403	100	3,9
DN 40 S	locker	1:1	191	6112	96	6,7
DN 40 V	locker	1:1	40	4360	68	33,3
DN 50 L	locker	1:1	365	8578	100	2,0
DN 50 S	locker	1:1	194	8439	98	7,1
DN 32	mitteldicht	1:1	508	11938	e v. testala	2,2
DN 40 L	mitteldicht	1:1	941	17879	100	1,0
DN 40 S	mitteldicht	1:1	425	13600	76	2,0
DN 40 V	mitteldicht	1:1	95	10355	58	8,3
DN 50 L	mitteldicht	1:1	1257	29540	100	0,7
DN 50 S	mitteldicht	1:1	460	20010	68	2,3
DN 65	mitteldicht	1:1	744	34968		1,2
DN 40 L	mitteldicht	1:2	304	11552	100	3,0
DN 40 S	mitteldicht	1:2	159	10176	88	6,0
DN 50 L	mitteldicht	1:2	371	17437	100	2,5
DN 50 S	mitteldicht	1:2	170	14790	85	5,6

Tabelle 16: Zusammenstellung der Rammschläge und Rammarbeiten

Beim Vergleich der Schlagzahlen der Pfähle mit gleichem Außendurchmesser aber unterschiedlicher Impedanz zeigt sich bei allen Versuchen, daß zum Einrammen der Pfähle mit geringerer Impedanz mehr Schläge benötigt werden. Der Grund dafür ist das geringere Fallgewicht. Eine höhere Anzahl der Schläge bedeutet ebenfalls eine geringere Eindringung pro Schlag. Bei den Pfählen mit größerer Impedanz ist sie zwei- bis dreimal größer als bei den Pfählen mit geringerer Impedanz. Das bedeutet, daß die Verdrängung des Sandes unterschiedlich sein muß. Bei den Pfählen mit geringerer Impedanz verdrängen viele Schläge mit einer kleinen Verschiebung den Sand, während bei den Pfählen mit größerer Impedanz weniger Schläge mit einer großen Verschiebung den Sand verdrängen.

Werden hingegen die Rammarbeiten verglichen, so ist der prozentuale Unterschied geringer. Bei allen Versuchen mußte bei den Pfählen mit geringerer Impedanz mehr Rammarbeit als bei den Pfählen mit größerer Impedanz geleistet werden.

Beim lockeren Einbau des Sandes beträgt der Unterschied der Rammarbeiten 5 % beim DN 40 (S zu L) und 32 % (V zu L) bzw. 2 % beim DN 50. Im Gegensatz dazu sind die Rammarbeiten bei mitteldichter Lagerung des Sandes beim DN 40 S um 24 % und beim DN 40 V um 42 % (V zu L) geringer als bei dem Pfahl mit geringerer Impedanz. Diese Tendenz ist auch beim DN 50 zu erkennen. Dort ist die Rammar-

beit beim Pfahl mit größerer Impedanz um 32 % geringer als beim Pfahl mit geringerer Impedanz.

Bei den Versuchen mit dem Gewichtsverhältnis 1:2 differieren die Rammarbeiten um 12 % (DN 40) und 15 % (DN 50). Auch hier ist die Rammarbeit beim Pfahl mit größerer Impedanz geringer als beim Pfahl mit geringerer Impedanz. Bei dieser Versuchsreihe entspricht die prozentuale Abweichung bei den Rammarbeiten in etwa denen bei den Grenzlasten.

Die Tendenzen, die sich bei der Auswertung der Grenzlasten ergaben, sind auch bei den Rammarbeiten zu finden. Die Versuche bei lockerer Lagerung des Sandes ergaben ungefähr gleiche Grenzlasten und Rammarbeiten für die unterschiedlichen Impedanzen der Pfähle. Beim DN 40 V war eine um 30 % geringere Rammarbeit zum Einrammen der Pfähle erforderlich aber nur eine 10 % geringere Grenzlast erreicht worden wie beim DN 40 L. Beim mitteldichten Einbau nahmen die Rammarbeiten und die Grenzlasten mit zunehmender Impedanz ab. Die Versuche mit dem Gewichtsverhältnis 1:2 bestätigten die Effekte beim Rammen mit dem Gewichtsverhältnis 1:1.

Die errechnete Rammarbeit kann näherungsweise mit der eingeleiteten Energie in den Pfahl gleichgesetzt werden. Bei Pfählen mit unterschiedlicher Impedanz und gleichem Verhältnis von Pfahl- zu Fallgewicht beim Rammen kann beim Vergleich der Grenzlast mit der Rammarbeit bzw. eingeleiteten Energie die Aussage abgeleitet werden, daß je mehr Energie in den Pfahl eingeleitet wird, desto höher ist die ermittelte Grenzlast. Die Ergebnisse bei mitteldichter Lagerung und den Gewichtsverhältnissen 1:1 und 1:2 bestätigen diese Aussage. Bei lockerer Lagerung unterscheiden sich die Grenzlasten und die Rammarbeiten nur sehr gering. Bei dem DN 40 V wurde im Vergleich zum DN 40 L und S eine geringere Grenzlast und eine geringere Rammarbeit festgestellt.

- Effektivität des Rammvorgangs

Die wirtschaftliche Optimierung einer Rammpfahlherstellung kann über die Effektivität beurteilt werden. Die Effektivität ist definiert als

Effektivitä t =
$$\frac{W}{Q_g}$$
 [-] (GL. 33)

Die Effektivität gibt die Arbeit an, die notwendig ist, um die Tragfähigkeit von 1 N zu erreichen (HARTUNG (1994)). Je kleiner der Wert ist, desto wirtschaftlicher ist der Rammvorgang. Eine Zusammenstellung der Effektivität der einzelnen Rammversuche für die verschiedenen Einbauarten des Sandes und der unterschiedlichen Gewichtsverhältnisse findet sich in Tabelle 17.

Pfahl	Effektivität				
	[-]				
v	locker	mitteldicht	mitteldicht		
	Pfahl-/Fallgewicht 1:1	Pfahl-/Fallgewicht 1:1	Pfahl-/Fallgewicht 1:2		
DN 32		1,86	-		
DN 40 L	3,19	1,85	0,52		
DN 40 S	3,00	1,60	0,51		
DN 40 V	2,44	1,33	14 A. D.		
DN 50 L	2,20	2,22	0,64		
DN 50 S	2,08	1,55	0,64		
DN 65	-	1,84	-		

Tabelle 17: Zusammenstellung der Effektivität

Je schwerer der Pfahl bzw. je größer das Fallgewicht ist, um so effektiver ist die Rammung. Einzige Ausnahme bilden die Versuche mit dem Gewichtsverhältnis 1:2. Dort ist kein Unterschied in der Effektivität zwischen den unterschiedlichen Impedanzen bzw. den unterschiedlichen Fallgewichten zu erkennen.

Wirtschaftlicher ist es, die Pfähle mit dem Gewichtsverhältnis 1:2 zu rammen. Dies bestätigen auch die Ergebnisse von HARTUNG (1994). Allerdings beträgt bei HAR-TUNG der Unterschied in der Effektivität zwischen den verschiedenen Gewichtsverhältnissen nur ca. 20 %, während die Effektivität bei einem Gewichtsverhältnis von 1:2 bei den hier durchgeführten Versuchen um bis zu 70 % höher ist. In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, daß HARTUNG (1994) Pfähle mit geringerem Außendurchmesser verwendete. Außerdem wurden die Versuche bei einer anderen Ausgangslagerungsdichte des Sandes durchgeführt.

5.3.3 Sondierungen vor und nach der Pfahlherstellung

Die Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung wurden in einem Abstand zur Pfahlachse von 10 cm bis in eine Tiefe von 1,8 m ausgeführt. Es sollte nicht nur die Veränderung der Lagerungsdichte um den Pfahlmantel, sondern auch die Veränderung unterhalb des Pfahlfußes untersucht werden. In Bild 53 sind neben der Rammsondierung vor der Pfahlherstellung die Rammsondierungen für die Pfähle DN 40 L, S und V und DN 50 L und S für den lockeren Sandeinbau dargestellt.



Bild 53: Vergleich der Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung, lockerer Einbau des Sandes

Die Pfähle DN 50 L und S erzielen ungefähr die gleiche Veränderung in der Lagerungsdichte. Ab ca. 50 cm bis 1,4 m erhöht sich die Sondierschlagzahl um 3 bis 5 Schläge pro 10 cm. Das entspricht einer Erhöhung von 40 bis 70 %. Beim DN 40 L und S ist die gleiche Tendenz zu erkennen. Hier erhöht sich die Sondierschlagzahl um 2 bis 4 Schläge pro 10 cm (30 bis 50 %). Zwischen 1,4 und 1,8 m Tiefe verringert sich die Differenz auf 0,5 bis 1,5 Schläge pro 10 cm. Das bedeutet, daß die Rammung von Pfählen auch unterhalb des Pfahlfußes noch zu einer Änderung der Lagerungsdichte führt. Beim DN 40 V liegen die Schlagzahlen am niedrigsten. Im Vergleich zu den anderen Pfählen ist diese Tendenz auch bei der Auswertung der Grenzlast zu erkennen. Der annähernd gleiche Verlauf der Rammsondierung beim DN 40 L und S sowie beim DN 50 L und S findet sich auch in den Ergebnissen der Grenzlasten wieder. Die Grenzlasten für die unterschiedlichen Impedanzen sind nahezu gleich.

In den Bildern 54 bis 56 sind die Ergebnisse der Rammsondierungen beim mitteldichten Sandeinbau zusammengefaßt.

Der Verlauf der Rammsondierungen nach der Pfahlherstellung ist bis zu einer Eindringung von 0,7 m nahezu identisch. Danach steigen die Schlagzahlen der Rammsondierung beim Pfahl mit geringerer Impedanz um ca. 10 bis 15 % gegenüber dem

78

Pfahl mit größerer Impedanz an. Im Vergleich zur Sondierung vor der Pfahlherstellung erhöhen sich die Sondierschläge in der Tiefe von 0,6 bis 1,4 m beim DN 40 L um ca. 40 bis 60 % und beim DN 40 S um ca. 30 bis 40 %. Die Schlagzahlen der Rammsondierung des Pfahls DN 40 V liegen geringfügig unter denen des Pfahls mit größerer Impedanz.



Bild 54: Vergleich der Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung für DN 40, mitteldichter Sandeinbau



Bild 55: Vergleich der Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung für DN 50, mitteldichter Sandeinbau

Beim DN 50 ist die gleiche Tendenz wie beim DN 40 zu erkennen. Die Verläufe der Rammsondierungen nach der Pfahlherstellung sind bis ca. 0,9 m nahezu deckungsgleich. Danach steigen die Schlagzahlen der Rammsondierung beim DN 50 L gegenüber dem DN 50 S um ca. 10 - 15 % an.

Im Vergleich zur Sondierung vor der Pfahlherstellung entspricht der Verlauf der Schlagzahlen nach der Pfahlrammung dem beim DN 40. Zwischen 0,5 und 1,4 m findet eine Erhöhung um ca. 50 bis 70 % (DN 50 L) und ca. 40 bis 60 % (DN 50 S) statt. Eine Erhöhung der Schlagzahlen ist auch unterhalb des Pfahlfußes festzustellen.

Bei dieser Versuchsreihe wurden auch die Pfähle DN 32 und DN 65 getestet (Bild 56). Dabei ist zu erkennen, daß der Vergleich der Rammsondierungen tendenziell das gleiche Ergebnis zeigt. Die Erhöhung der Schlagzahlen zwischen 0,5 und 1,4 m liegt bei ca. 20 bis 30 % beim DN 32 und bei 50 bis 80 % beim DN 65. Der Abfall der Schlagzahlen nach Erreichen der Pfahlfußebene ist auch zu erkennen. Die Ergebnisse der Sondierungen nach der Pfahlherstellung liegen damit, wie erwartet, für den DN 32 niedriger als für den DN 40 und für den DN 65 höher als für den DN 50.



Bild 56: Vergleich der Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung für DN 32 und DN 65, mitteldichter Sandeinbau

Bei den Versuchen mit dem Gewichtsverhältnis 1:2 zeigt der Vergleich, daß sich die Schlagzahlen bei dem Pfahl DN 40 nach der Pfahlherstellung um ca. 20 bis 35 % erhöht haben. Zwischen dem Pfahl DN 40 L und DN 40 S ist nur in der Tiefe von 0,9 bis 1,2 m ein Unterschied festzustellen (Bild 57). Die höheren Schlagzahlen der Sondierung sind beim DN 40 L vorhanden.

Beim DN 50 (Bild 58) ist die gleiche Tendenz zu erkennen wie bei den Versuchen mit dem Gewichtsverhältnis 1:1. Auch hier sind die Verläufe bis in eine Tiefe von 0,9 m nahezu deckungsgleich. Danach steigen die Schlagzahlen beim DN 50 L im Gegensatz zum DN 50 S um ca. 10 bis 20 % an.



Bild 57: Vergleich der Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung für DN 40, mitteldichter Sandeinbau, Gewichtsverhältnis 1:2



Bild 58: Vergleich der Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung für DN 50, mitteldichter Sandeinbau, Gewichtsverhältnis 1:2

Bei allen Versuchen zeigte sich, daß sich die Sondierschlagzahlen nach dem Einbringen des Pfahls erwartungsgemäß erhöht haben. Auch unterhalb des Pfahlfußes ist eine Erhöhung der Schlagzahlen und damit eine Änderung der Lagerungsdichte festzustellen gewesen.

Beim lockeren Einbau des Sandes konnte kein Unterschied im Verlauf der Sondierungen über die Tiefe für die verschiedenen Impedanzen festgestellt werden. Nur beim Pfahl mit dem Vollquerschnitt (DN 40 V) lagen die Sondierschlagzahlen niedriger als bei den Pfählen DN 40 L und S. Dies entspricht den Tendenzen, die auch bei der Auswertung der Grenzlasten zu erkennen waren (s. Tab. 13).

Die Versuche bei mitteldichter Lagerung des Sandes zeigten bei den Pfählen mit geringerer Impedanz höhere Schlagzahlen als bei den Pfählen mit größerer Impedanz. Das gleiche ist auch bei den Versuchen mit dem Gewichtsverhältnis 1:2 zu beobachten. Dies entspricht den Ergebnissen der Grenzlasten. Dort wurde an den Pfählen mit geringerer Impedanz eine höhere Grenzlast ermittelt.

82

5.3.4 Beschleunigung im Pfahl

5.3.4.1 Vertikale Beschleunigung am Pfahlkopf

Bei den Versuchen mit mitteldichtem Sandeinbau und einem Gewichtsverhältnis 1:1 wurde die vertikale Beschleunigung am Pfahlkopf gemessen. In Tabelle 18 sind die Mittelwerte für die verschiedenen Pfähle dargestellt. Der minimale und der maximale Absolutwert der vertikalen Beschleunigung eines Rammschlages wichen während des Rammens nur um ca. 3 % vom Mittelwert ab.

Aus dem Vergleich der Ergebnisse der Beschleunigungsmessungen mit den Grenzlasten ist kein unmittelbarer Zusammenhang zu erkennen. Ein Grund dafür ist, daß das Verhältnis Impedanz zu Pfahlgewicht und damit auch das Verhältnis Impedanz zu Fallgewicht für alle Pfähle nahezu gleich ist. Daher wurden bei den weiteren Versuchen die vertikalen Beschleunigungen am Pfahlkopf nicht mehr gemessen.

Pfahl	gem. vertikale Beschleunigung	Grenzlast	Verhältnis Impedanz
	and the part of a second second		zu Pfahlgewicht
	[g]	[N]	
DN 40 L	347	9660	352
DN 40 S	354	8520	358
DN 50 L	300	13110	346
DN 50 S	354	12900	345

Tabelle 18: Ergebnisse der vertikalen Beschleunigungen am Pfahlkopf

1 g entspricht 9,81 m/s²

5.3.4.2 Horizontale Schwingbeschleunigung im Pfahl

Die horizontalen Schwingbeschleunigungen wurden in Pfahlmitte und am Pfahlfuß gemessen. Zur Ermittlung der Absolutwerte wurde ein Beschleunigungsaufnehmer mit einem Frequenzspektrum von 10 kHz benötigt. Die am Institut vorhandenen Beschleunigungsaufnehmer haben nur ein Frequenzspektrum von 5 kHz, so daß mit diesen Beschleunigungsaufnehmern zwar der charakteristische Verlauf des Meßsignals aufgezeichnet werden kann, die Ermittlung der absoluten Beschleunigungswerte jedoch nicht möglich ist. Ein Ziel der Arbeit war es, aus einem qualitativen Vergleich der Meßsignale Rückschlüsse auf die Unterschiede in den Grenzlasten zu ziehen. In Bild 59 sind exemplarisch die zeitlichen Verläufe der Meßsignale der horizontalen Schwingbeschleunigungen in Pfahlmitte für die Pfähle DN 40 L und S aufgetragen.



Bild 59: Verlauf der horizontalen Beschleunigungssignale in Pfahlmitte für die Pfähle DN 40 L (links) und S (rechts), mitteldichte Lagerung des Sandes

An beiden Meßsignalen wurde am Ende ein sehr großer 'Offset' festgestellt. Dieser Effekt tritt ein, wenn es durch den Rammschlag zu einem 'Overload' am Meßverstärker kommt. Der 'Overload' ist auf das oben beschriebene, zu niedrige Frequenzspektrum zurückzuführen. Die beim Rammschlag erzeugte Stoßwelle regt im Beschleunigungsaufnehmer Kristalle an. Bei der Anregung der Kristalle wird eine Spannung erzeugt. Aufgrund des zu geringen Frequenzspektrums können diese Spannungen nicht schnell genug abgebaut werden. Es kommt dann zu einer Aufsummierung der Spannungen, die sich im einem 'Offset' darstellt. Erst beim Abklingen der eingeleiteten Stoßwelle kann sich diese Spannung wieder abbauen.

Der Vergleich der beiden Meßsignale in Bild 59 zeigt, daß beim DN 40 L im Vergleich zum DN 40 S die Anzahl der Schwingungen größer und die zeitliche Einwirkung durch den Rammschlag auf den Sand länger ist. In den Tabellen 19 und 20 ist die Auswertung der Anzahl der Schwingungen und der zeitlichen Dauer der Einwirkung durch den Rammschlag für alle Versuche zusammengestellt.

84

Pfahl	Lagerungsdichte des Sandes	Pfahlgewicht zu Fallgewicht	Anzahl der Schwingungen [-]	zeitliche Einwirkung durch den Rammschlag [ms]
DN 40 L	locker	1:1	2 - 3	1,2 - 2,5
DN 40 S		1:1	2 - 3	1,5 - 2,6
DN 50 L		1:1	2 - 3	0,8 - 1,5
DN 50 S	and the first later and	1:1	2 - 4	0,8 - 2,4
DN 40 L	mitteldicht	1:1	2 - 5	1,4 - 3,8
DN 40 S		1:1	2	1,2 - 1,8
DN 50 L		1:1	2 - 4	1,0 - 2,5
DN 50 S		1:1	1 - 3	0,7 - 1,9
DN 40 L	mitteldicht	1:2	2 - 3	1,3 - 2,2
DN 40 S		1:2	1 - 2	1,2 - 1,5
DN 50 L		1:2	3 - 4	2,0 - 2,5
DN 50 S		1:2	1	1,0

Tabelle 19: Zusammenfassung der Anzahl der Schwingungen und der zeitlichen Dauer der Einwirkung durch einen Rammschlag für die Pfahlmitte

Tabelle 20: Zusammenfassung der Anzahl der Schwingungen und der zeitlichen Dauer der Einwirkung durch einen Rammschlag für den Pfahlfuß

Pfahl	Lagerungsdichte	Pfahlgewicht zu	Anzahl der	zeitliche Einwirkung
1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 - 1 -	des Sandes	Fallgewicht	Schwingungen	durch den Rammschlag
and the state	tend in Self in the Mi		[-]	[ms]
DN 40 L	locker	1:1	1 - 2	0,7 - 1,3
DN 40 S		1:1	1 - 2	0,7 - 1,2
DN 50 L	200	1:1	2 - 3	0,8 - 1,7
DN 50 S		1:1	2 - 3	1,0 - 2,0
DN 40 L	mitteldicht	1:1	5 - 7	3,9 - 6,0
DN 40 S		1:1	1 - 3	1,0 - 2,5
DN 50 L		1:1	2 - 4	1,2 - 2,2
DN 50 S	and mark and her	1:1	1 - 3	0,7 - 1,8
DN 40 L	mitteldicht	1:2	2 - 4	1,2 - 1,8
DN 40 S	al service assess	1:2	1 - 2	0,7 - 1,5
DN 50 L	<i>ح</i>	1:2	3	2,0
DN 50 S		1:2	2	1,5

Beim Vergleich dieser Ergebnisse mit den Grenzlasten aus Tabelle 13 kann festgestellt werden, daß hier die gleichen Tendenzen wie bei den Tragfähigkeiten vorhanden sind. Im einzelnen läßt sich schlußfolgern: - Bei der lockeren Lagerung sind die Grenzlasten für den DN 40 L und S sowie für den DN 50 L und S gleich. Dies spiegelt sich sowohl in der zeitlichen Einwirkung durch den Rammschlag als auch bei der Anzahl der Schwingungen wieder.

- Beim mitteldichten Einbau und Gewichtsverhältnis 1:1 sind die Grenzlasten beim DN 40 L im Vergleich zum DN 40 S höher. In Pfahlmitte und am Pfahlfuß ist die zeitliche Einwirkung durch den Rammschlag und die Anzahl der Schwingungen beim DN 40 L größer. Dies bedeutet, daß es eine längere Einwirkungszeit des Schlages auf den Boden gibt. Das führt zu einer Verdichtung und im Endeffekt zu einer Steigerung der Tragfähigkeit. Die gleiche Tendenz ist beim DN 50 zu erkennen. Auch die Grenzlasten unterscheiden sich beim DN 50 nur geringfügig von denen, die beim DN 40 ermittelt wurden.

- Für die Ergebnisse der Versuche mit dem Gewichtsverhältnis 1:2 ist die gleiche Tendenz wie bei den Versuchen mit dem Verhältnis Pfahl-/Fallgewicht 1:1 zu erkennen.

5.3.5 Schwingbeschleunigung im Sand

Die Lage des Meßwertaufnehmers im Sand ist in Bild 49, Seite 68 dargestellt.

Die Schwingbeschleunigung im Sand wurde in vertikaler und in horizontaler (radialer) Richtung gemessen. Es kamen Beschleunigungsaufnehmer gleichen Typs zum Einsatz, wie sie auch zur Messung der Schwingbeschleunigung im Pfahl eingesetzt wurden. Das Problem mit dem Frequenzspektrum trat bei der Messung im Sand nicht auf, da der Beschleunigungsaufnehmer im Sand nicht so extrem angeregt wird. Dadurch konnten bei den Messungen im Sand auch die Absolutwerte der Schwingbeschleunigung ermittelt werden.

Durch eine Veränderung der Einstellung am Meßverstärker konnten mit demselben Aufnehmer Beschleunigung, Geschwindigkeiten und Verschiebungen aufgezeichnet werden. Es wurde dabei jeweils die Beschleunigung gemessen, aber durch ein- bzw. zweifache Integration des Meßsignals im Meßverstärker konnte direkt die Geschwindigkeit bzw. die Verschiebung aufgezeichnet werden. Bei den Rammversuchen wurde nach einer Eindringung von je 10 cm die Meßgröße verändert, so daß alle 30 cm Meßwerte für eine Meßgröße ermittelt werden konnten.

5.3.5.1 Vertikale Schwingbeschleunigung im Sand

Die Schwingbeschleunigung ist über die Eindringtiefe des Pfahles nicht konstant. Die maximalen Werte der Schwingbeschleunigung treten auf, wenn der Pfahl eine Eindringtiefe von 0,5 m erreicht hat. Dies entspricht der Einbautiefe des Aufnehmers im Sand.

Beim Vergleich der Pfähle mit unterschiedlichen Impedanzen ist festzustellen, daß die höheren Schwingbeschleunigungen beim Pfahltyp DN S auftreten. Eine weitere Zunahme der Impedanz führt nicht zu höheren Absolutwerten der vertikalen Schwingbeschleunigung (s. DN 40 V). Dies gilt sowohl für die Versuche mit dem lockeren als auch für den mitteldichten Sandeinbau (s. Tabelle 21).

Lagerungs	Eindring-	DN 40 L	DN 40 S	DN 40 V	DN 50 L	DN 50 S
-dichte	tiefe	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung
and a star	[m]	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]
locker	0,2	1,92	2,13	2,34	3,08	2,18
	0,5	3,93	4,81	4,18	9,6	13,35
	0,8	2,09	4,29	3,47	6,24	8,76
	1,1	2,07	3,06	2,80	2,65	2,04
mitteldicht	0,2	2,08	2,05	2,45	4,28	3,92
	0,5	6,24	8,98	8,26	11,58	15,07
	0,8	4,55	4,81	3,86	6,49	8,58
	1,1	3,24	3,94	3,62	3,35	3,08

Tabelle 21:	Vertikale	Schwingh	eschleunig	ungen im	Sand b	ei einem	Verhältnis	Pfahl-
	gewicht z	u Fallgew	richt 1:1					

1 g entspricht 9,81 m/s²

Für die mitteldichte Lagerung des Sandes sind Versuche mit doppeltem Fallgewicht durchgeführt worden. Dabei ist der gleiche Verlauf über die Eindringtiefe wie bei einem Gewichtsverhältnis 1:1 zu erkennen. Die Ergebnisse der maximalen Schwingbeschleunigung liegen in der gleichen Größenordnung wie bei den Versuchen mit mitteldichter Lagerung und dem Gewichtsverhältnis 1:1 (Tabelle 22).

Tabelle 22: Vertikale Schwingbeschleunigungen im Sand bei einem Verhältnis Pfahlgewicht zu Fallgewicht 1:2

Lagerungs-	Eindring-	DN 40 L	DN 40 S	DN 50 L	DN 50 S
dichte	tiefe	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung
	[m]	[g]	[g]	[g]	[g]
mitteldicht	0,2	2,20	2,75	2,95	1,90
1.	0,5	5,88	8,97	11,52	11,62
	0,8	4,65	3,33	9,97	10,35
	1,1	3,16	1,80	5,56	7,19

1 g entspricht 9,81 m/s²

5.3.5.2 Horizontale Schwingbeschleunigung im Sand

Bei der horizontalen Schwingbeschleunigung im Boden zeigt sich die gleiche Tendenz wie bei der vertikalen Schwingbeschleunigung. Die höchsten Beschleunigungswerte werden bei einer Eindringtiefe des Pfahles von 0,5 m (Einbautiefe des Aufnehmers) gemessen. Der Abfall der Beschleunigungswerte in der Tiefe von 0,5 zu 0,8 m ist bei den horizontalen Schwingbeschleunigungen nicht so ausgeprägt (Tabelle 23). Daraus läßt sich ableiten, daß der eingebaute Sand in horizontaler Richtung durch die Rammung einer größeren Einwirkung ausgesetzt ist. Für den DN 40 V wurden für beide Einbauarten des Sandes die geringsten horizontalen Schwingbeschleunigungen gemessen. Das deutet darauf hin, daß der Pfahl nicht so sehr in horizontaler Richtung schwingt. Dadurch kommt es zu einer geringeren Umlagerung des Sandes. Im Vergleich mit den Pfählen DN 40 L und S wurden beim DN 40 V auch geringere Grenzlasten ermittelt.

Lagerungs	Eindring-	DN 40 L	DN 40 S	DN 40 V	DN 50 L	DN 50 S
-	tiefe	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung
dichte	[m]	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]
locker	0,2	1,20	1,59	0,85	3,49	1,07
	0,5	5,00	5,21	4,28	14,98	14,85
	0,8	2,22	4,92	2,04	10,26	10,35
	1,1	2,14	3,93	1,89	6,97	2,08
mitteldicht	0,2	1,98	1,86	1,53	4,19	4,05
(1:1)	0,5	13,57	11,31	10,91	12,34	14,20
	0,8	7,25	4,80	3,67	11,79	12,96
6.1	1,1	5,73	3,00	2,85	4,84	4,47
mitteldicht	0,2	3,8	1,61	-	1,87	2,31
(1:2)	0,5	14,56	9,28	-	13,81	13,87
	0,8	7,68	6,12	-	12,85	12,69
	1,1	3,17	2,38	-	5,61	5,51

Tabelle 23: Horizontale Schwingbeschleunigungen im Boden, Meßwertaufnehmer 0,5 m unterhalb der Sandoberfläche

1 g entspricht 9,81 m/s²

5.3.5.3 Horizontale Schwingbeschleunigung im Pfahl und im Sand

Bisher wurden die gemessenen Schwingbeschleunigungen und das Schwingverhalten der verschiedenen Pfähle miteinander verglichen. In diesem Kapitel soll auf den Übergang des Rammschlages vom Pfahl auf den Sand eingegangen werden. Dies soll anhand der Auswertung der Schwingbeschleunigung am Pfahlfuß (horizontal) und im Sand (vertikal und horizontal) gezeigt werden. In Bild 60 und 61 sind die gemessenen Verläufe der Schwingbeschleunigungen für den DN 40 L und DN 40 S beim mitteldichten Sandeinbau dargestellt.



Bild 60: Schwingbeschleunigungen durch einen Rammschlag im Pfahl (hor.) und im Sand (vert. und hor.) beim DN 40 L, mitteldichter Sandeinbau



Bild 61: Schwingbeschleunigungen durch einen Rammschlag im Pfahl (hor.) und im Sand (vert. und hor.) beim DN 40 S, mitteldichter Sandeinbau

Die horizontale Schwingbeschleunigung am Pfahlfuß wurde zum Vergleich herangezogen, da die Maximalwerte im Boden zu dem Zeitpunkt auftraten, als der Pfahlfuß den Meßquerschnitt im Sand passierte.

Ein Vergleich der Absolutwerte kann nicht gezogen werden, da der Absolutwert für die horizontale Schwingbeschleunigung im Pfahl nicht ermittelt werden konnte.

Die Dauer der Einwirkung durch den Rammschlag auf den Sand beträgt beim Pfahl (DN 40 L) am Pfahlfuß ca. 6,0 ms. Beim Vergleich der Meßsignale vom Pfahl mit denen im Sand kann festgestellt werden, daß die Einwirkung im Sand über einen längeren Zeitraum meßtechnisch erfaßt werden kann. Die Frequenz, mit der das Meßsignal schwingt, ist im Sand deutlich geringer. Beim Pfahl mit größerer Impedanz (DN 40 S) ist die zeitliche Dauer des Meßsignals im Pfahl auch wesentlich geringer als das Meßsignal im Sand. Der Vergleich der horizontalen und der vertikalen Schwingbeschleunigung im Sand zeigt jedoch zeitlich längere Verläufe der Meßsignale beim Pfahl mit geringerer Impedanz als beim Pfahl mit größerer Impedanz.

Dieser Verlauf der Meßsignale ist für alle Versuche charakteristisch.

5.3.6 Horizontale Schwinggeschwindigkeit im Pfahl

Die Geschwindigkeit erhält man aus der Integration des Beschleunigungssignals. Daher muß das Ergebnis der Auswertung der Geschwindigkeitsverläufe die gleiche Tendenz aufzeigen wie das der Beschleunigungsverläufe. Die horizontale Schwinggeschwindigkeit im Pfahl wurde aus dem Grund ausgewertet, da sie mit den Ergebnissen des Versuchs in-situ verglichen wird. Auf eine Auswertung der Schwinggeschwindigkeiten im Sand wird verzichtet, da sie zu den gleichen Ergebnissen führt wie die Schwingbeschleunigungen im Sand (s. Kap. 5.3.5).

Für die Auswertung der horizontalen Schwinggeschwindigkeit im Pfahl gilt dasselbe wie für die Schwingbeschleunigung im Pfahl (s. Kap. 5.3.4.2). Auf die Ermittlung der Absolutwerte muß aufgrund der verwendeten Aufnehmer verzichtet werden. Ein Vergleich der Meßsignale der Pfähle mit unterschiedlicher Impedanz, im Hinblick auf die Anzahl der Schwingungen und die zeitliche Einwirkung durch den Rammschlag ist möglich.

Bei der Auswertung der Anzahl der Schwingungen und der zeitlichen Einwirkung des durch den Rammschlag erzeugten Meßsignals zeigen sich die gleichen Tendenzen wie bei den horizontalen Beschleunigungen im Pfahl.

In Tabelle 24 sind die Ergebnisse der Auswertung der Meßsignale der horizontalen Schwinggeschwindigkeit in Pfahlmitte zusammengestellt. Bei der lockeren Lagerung des Sandes ist kein Unterschied in den Ergebnissen zwischen dem Pfahl mit geringerer und dem Pfahl mit größerer Impedanz festzustellen. Beim mitteldichten Einbau des Sandes ist die Anzahl der Schwingungen größer und die zeitliche Dauer des durch den Rammschlag erzeugten Meßsignals beim Pfahl mit geringerer Impedanz länger. Das gleiche gilt auch für die Versuche mit dem Gewichtsverhältnis Pfahlgewicht/Fallgewicht 1:2.

Pfahl	Lagerungsdichte des Sandes	Pfahlgewicht zu Fallgewicht	Anzahl der Schwingungen [-]	Dauer der Einwirkung [ms]
DN 40 L	locker	1:1	2 - 4	2,6 - 4,5
DN 40 S		1:1	2 - 3	1,7 - 4,4
DN 50 L	 King and a state of the state o	1:1	2 - 4	2,1 - 6,4
DN 50 S		1:1	2 - 4	1,9 - 5,6
DN 40 L	mitteldicht	1:1	2 - 5	1,9 - 4,6
DN 40 S		1:1	1 - 2	0,8 - 2,4
DN 50 L		1:1	3 - 6	4,3 - 9,2
DN 50 S	2.684	1:1	2 - 3	2,5 - 4,3
DN 40 L	mitteldicht	1:2	2 - 4	1,4 - 4,2
DN 40 S		1:2	1 - 2	1,1 - 1,9
DN 50 L	n a trabiji s sena	1:2	2 - 4	1,8 - 4,9
DN 50 S	, satisfies statisfies	1:2	1 - 2	1,3 - 2,1

Tabelle 24:	Zusammenfassung	der	Ergebnisse	der	Anzahl	der	Schwingungen	und
	der Einwirkungsdau	er d	urch einen R	amn	nschlag	in Pi	fahlmitte	

5.3.7 Auslenkung im Sand

Die vertikale und horizontale Auslenkung im Sand beschreibt die maximale vertikale und horizontale Auslenkung des Meßwertaufnehmers pro Rammschlag. Die Auslenkung besteht aus einem elastischen und einem plastischen Anteil. Gemessen wurde bei der Eindringtiefe 0,4, 0,7, 1,0 und 1,3 m.

5.3.7.1 Vertikale Auslenkung im Sand

Der Maximalwert liegt zwischen 0,05 und 0,1 mm/Schlag bei einer Eindringung von 0,4 m. Danach nimmt die vertikale Auslenkung kontinuierlich ab. Bei einer Eindringtiefe von 1,3 m liegt sie bei ca. 0,01 mm/Schlag. Der Verlauf der vertikalen Auslenkung über die Eindringtiefe des Pfahles entspricht dem der vertikalen Beschleunigung und Geschwindigkeit. Die Maximalwerte treten beim Erreichen des Meßquerschnitts durch den Pfahlfuß auf.

5.3.7.2 Horizontale Auslenkung im Sand

Auch bei den maximalen horizontalen Auslenkungen treten die Maximalwerte bei einer Eindringtiefe von 0,4 m auf (Tabelle 25). Danach fallen die Werte sehr stark ab.

Lagerungsdichte	Eindring- tiefe [m]	DN 40 L Auslenkung [mm/Schlag]	DN 40 S Auslenkung [mm/Schlag]	DN 50 L Auslenkung [mm/Schlag]	DN 50 S Auslenkung [mm/Schlag]
locker	0,4	0,05	0,09	0,1	0,17
	0,7	0,02	0,01	0,02	0,03
	1,0	0,01	0,01	0,02	0,03
	1,3	0,01	0,01	0,02	0,02
mitteldicht (1:1)	0,4	0,09	0,16	0,18	0,34
	0,7	0,01	0,01	0,03	0,03
And the second s	1,0	0,01	0,01	0,02	0,02
	1,3	0,01	0,01	0,01	0,02
mitteldicht (1:2)	0,4	0,11	0,18	0,16	0,32
	0,7	0,02	0,03	0,01	0,03
	1,0	0,01	0,02	0,01	0,02
	1,3	0,01	0,01	0,01	0,02

Tabelle 25: Horizontale Auslenkung im Sand

Die maximalen Werte der horizontalen Auslenkung verdoppeln sich von der lockeren zur mitteldichten Lagerung des Sandes. Der Vergleich des DN 40 und des DN 50 untereinander zeigt eine Verdoppelung der horizontalen Auslenkung vom Pfahl mit geringerer zum Pfahl mit größerer Impedanz. Aus den Rammprotokollen ist zu erkennen, daß zum Einrammen auf den ersten 0,7 m beim Pfahl mit größerer Impedanz nur die Hälfte der Schläge benötigt wurde. Außerdem wurde der Pfahl mit größerer Impedanz mit einem schwereren Fallgewicht gerammt. Dadurch ist auch die Eindringung pro Schlag größer und somit auch das verdrängte Sandvolumen.

5.3.8 Schwinggeschwindigkeiten auf der Sandoberfläche

In einem Abstand von 0,2 m von der Pfahlachse wurden die vertikale und radiale Schwinggeschwindigkeit gemessen (s. Bild 49, Seite 68). Die Versuche wurden bei mitteldichter Lagerung des Sandes und bei einem Gewichtsverhältnis von 1:1 durchgeführt. In Bild 62 sind die Ergebnisse der vertikalen Schwinggeschwindigkeit über die Eindringtiefe zusammengefaßt.

Bei den Pfählen DN 40 L und S sind die vertikalen Schwinggeschwindigkeiten über die Eindringtiefe ungefähr in der gleichen Größenordnung. Sie variieren zwischen 0,7 mm/s und 1,1 mm/s. Ein ganz anderer Verlauf ist bei den DN 50 Pfählen zu

erkennen. Dort sind zu Beginn der Rammung die Maximalwerte gemessen worden. Danach fallen die Werte der Schwinggeschwindigkeiten ab. Ab einer Eindringung von 0,5 m ist der Verlauf der Maximalwerte nahezu konstant.



Bild 62: Vertikale Schwinggeschwindigkeit auf der Sandoberfläche

Bei der radialen Schwinggeschwindigkeit sind die Maximalwerte über die Eindringtiefe nahezu gleich groß. In Tabelle 26 sind die Mittelwerte über die Eindringtiefe zusammengefaßt. Dabei ist zu erkennen, daß mit zunehmender eingeleiteter Energie bzw. zunehmendem Fallgewicht die Maximalwerte der radialen Schwinggeschwindigkeit ansteigen.

Tabelle 26: Zusammenfassung der Maximalwerte der radialen Schwinggeschwindigkeit

	DN 40 L	DN 40 S	DN 50 L	DN 50 S
Mittelwert der radialen	Salar Theory and		in here between the	Sec. 2.4.3
Geschwindigkeit	2,6	3,1	2,8	4,1
[mm/s]	Sec. Sec. Sec.	Sec. 24 Sec. As		do de comencia
Fallgewicht	3,8	6,4	4,8	8,7
[kg]	e de contra t	1	8 role access	

5.3.9 Dehnungen und Kräfte im Pfahl

Gemessen wurde die maximale Dehnung am Pfahlkopf, die durch einen Rammschlag erzeugt wird. Die Dehnungsmessungen wurden bei den Versuchen mit mitteldichtem Sandeinbau und einem Gewichtsverhältnis 1:1 durchgeführt.

Am Pfahlkopf ist die Dehnung bzw. die Spannung über die Eindringtiefe nahezu konstant (Bild 63). Die Unterschiede, die sich für die verschiedenen Eindringtiefen ergeben, sind auf eine nicht immer gleiche Ausführung des Rammschlages zurückzuführen. Für die Pfähle mit den unterschiedlichen Impedanzen liegt die gemessene Dehnung in der gleichen Größenordnung. Das ist darauf zurückzuführen, daß das Verhältnis Impedanz zu Pfahlgewicht und damit das Verhältnis Impedanz zu Fallgewicht konstant ist (Tabelle 18, Seite 83).



Bild 63: Maximale axiale Dehnungen am Pfahlkopf über die Eindringtiefe

Die Unterschiede zwischen den verschiedenen Pfählen werden beim Vergleich der maximalen Kräfte (Bild 64) deutlicher. Die maximale Kraft läßt sich über die Gleichung 26 (Kap. 3.6.1) berechnen. Die Unterschiede der Kräfte sind größer als die der Dehnungen, da die Querschnittsfläche linear eingeht. Beim Vergleich der Pfähle untereinander zeigt sich, daß die Pfähle mit der höheren Impedanz die größeren Kräfte aufnehmen können. Die Pfähle mit der höheren Impedanz haben die geringeren Grenzlasten und die geringere eingeleitete Energie.



Bild 64: Maximale axiale Kräfte am Pfahlkopf über die Eindringtiefe

Der Verlauf der Dehnungen über die Pfahllänge führte zu keinem sinnvollen Ergebnis. Exemplarisch ist für den Pfahl DN 50 L der Verlauf der maximalen Kräfte über die Eindringtiefe aufgetragen (Bild 65). Dabei ist ein starkes Abklingen (50 bis 70%) der Dehnungen bzw. Kräfte in Pfahlmitte im Vergleich zu den Ergebnissen am Pfahlkopf zu erkennen.

Eine Erklärung für die starke Abnahme der Dehnung vom Pfahlkopf zur Pfahlmitte kann die eingebaute Pfahlkupplung sein. Für die Montage der Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer in Pfahlmitte wurde der Pfahl in der Mitte getrennt und mit einer Kupplung versehen. Die Kupplung befindet sich knapp über dem Meßquerschnitt in Pfahlmitte. Dehnungsmessungen an Pfählen ohne Kupplung wurden von BALTHAUS (1985) im Labor durchgeführt. Dabei wurden die Dehnungsmeßstreifen außen auf den Pfahl appliziert. Aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen ist eine Abnahme der Dehnungen vom Pfahlkopf zur Pfahlmitte von nur ca. 5 bis 10 % festzustellen. Daher wurde bei den weiteren Versuchen auf die Messung der Dehnungen verzichtet

96



Bild 65: Maximale Kraft über die Eindringtiefe, DN 50 L

5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der Rammversuche

Bei den durchgeführten Rammversuchen wurden anhand der ermittelten Grenzlasten Tendenzen zwischen den Pfählen mit unterschiedlichen Impedanzen, mit verschiedenen Außendurchmessern und den verschiedenen Einbauverfahren aufgezeigt.

Ein Einfluß der Impedanz auf die Tragfähigkeit konnte bei den Versuchen in lockerer Lagerung des Sandes nicht nachgewiesen werden. Bei mitteldichter Lagerung des Sandes war mit zunehmender Impedanz eine Abnahme der Grenzlast zu erkennen. Das gleiche war auch bei den Versuchen mit dem Gewichtsverhältnis Pfahlgewicht zu Fallgewicht 1:2 zu beobachten. Der Anteil des Zugwiderstands lag zwischen 24 und 35 %, wobei mit zunehmender Impedanz der Anteil des Zugwiderstands leicht abnimmt. Beim DN 40 und DN 50 nehmen die Bruchwerte der Mantelreibung mit zunehmender Impedanz ab. Die Bruchwerte des Spitzendrucks sind beim DN 50 L und S gleich. Beim DN 40 nehmen sie mit steigender Impedanz zu.

Die Tendenzen, die sich bei den Grenzlasten ergeben haben, konnten durch die Auswertung der Rammarbeit bestätigt werden. Die Ergebnisse der Rammarbeit bei lockerer Lagerung des Sandes sind für die Pfähle mit gleichem Außendurchmesser aber unterschiedlicher Impedanz ungefähr gleich. Nur der Pfahl DN 40 V hat eine um ca. 30 % geringere Rammarbeit im Vergleich zum DN 40 L und S. Bei mitteldichter Lagerung des Sandes und den Gewichtsverhältnissen 1:1 und 1:2 wurden an den Pfählen mit geringerer Impedanz höhere Rammarbeiten notiert. Da die aufgebrachte

Rammarbeit mit der eingebrachten Energie gleichzusetzen ist, kann ebenso festgehalten werden, daß mit zunehmender in den Pfahl eingeleiteter Energie die Tragfähigkeit des Pfahles zunimmt.

Die Auswertung der Effektivität des Rammvorganges zeigt, daß die Pfähle mit größerer Impedanz wirtschaftlicher gerammt werden können. Die Pfähle mit größerer Impedanz hatten eine geringere Grenzlast, aber eine wesentlich geringere Rammarbeit.

Die Sondierungen nach der Pfahlherstellung zeigten bei den Versuchen mit lockerer Lagerung des Sandes keinen signifikanten Unterschied im Verlauf der Sondierschläge über die Eindringtiefe des Pfahles. Bei mitteldichter Lagerung des Sandes wurde höhere Sondierschlagzahlen nach dem Rammen der Pfähle mit geringerer Impedanz festgestellt. Dies korrespondiert mit der Zunahme des Zugwiderstandes und damit den höheren Bruchwerten der Mantelreibung bei den Pfählen mit geringer Impedanz.

Aus den Ergebnissen der vertikalen Beschleunigung am Pfahlkopf konnte kein Zusammenhang mit den Tendenzen der Grenzlasten für die unterschiedlichen Impedanzen hergestellt werden. Der qualitative Verlauf des Meßsignals der horizontalen Schwingbeschleunigung und Schwinggeschwindigkeit im Pfahl wurde ausgewertet. Insbesondere die Anzahl der Schwingungen und die zeitliche Dauer des durch den Rammschlag erzeugten Meßsignals wurde betrachtet. Auf die Ermittlung der Absolutwerte der horizontalen Schwingbeschleunigung und Schwinggeschwindigkeit im Pfahl mußte aufgrund der verwendeten Meßtechnik verzichtet werden.

Bei den Versuchen im Sand mit lockerer Lagerungsdichte ist kein Unterschied in den Meßsignalen zu erkennen. Sowohl die Anzahl der Schwingungen als auch die zeitliche Dauer des Meßsignals ist gleich. Beim mitteldichten Einbau des Sandes wurden unterschiedliche charakteristische Verläufe der Meßsignale bei den verschiedenen Pfählen gemessen. Bei den Pfählen mit der geringeren Impedanz war eine längere zeitliche Dauer der durch den Rammschlag erzeugten horizontalen Schwingung und eine größere Anzahl der Schwingungen zu beobachten. Dies führt zu einer längeren Einwirkungsdauer auf den umgebenden Sand und zu einer dichteren Lagerung. Dies wird durch den größeren gemessenen Zugwiderstand bei den Pfählen mit geringerer Impedanz bestätigt.

Die Auswertung der Schwinggeschwindigkeit im Pfahl und im Sand zeigte die gleiche Tendenz wie sie sich bei der Auswertung der Schwingbeschleunigung ergab.

Die maximalen horizontalen Auslenkungen pro Rammschlag im Sand wurden bei einer Eindringtiefe des Pfahles von 0,5 m gemessen. Dies entspricht der Einbautiefe
des Meßwertaufnehmers im Sand. Die horizontalen Auslenkungen pro Rammschlag waren beim Rammen des Pfahls mit größerer Impedanz etwa doppelt so groß.

Die horizontalen (radialen) Schwinggeschwindigkeiten auf der Sandoberfläche waren während der Rammung eines Pfahls nahezu konstant. Beim Rammen der Pfähle mit größerer Impedanz wurden die höheren Schwinggeschwindigkeiten gemessen. Die vertikalen Schwinggeschwindigkeiten waren beim DN 40 L und S während der Rammung konstant und für beide lagen sie in der gleichen Größenordnung. Beim DN 50 L und S dagegen nahm die vertikale Schwinggeschwindigkeit mit zunehmender Eindringung des Pfahls ab. Ab einer Eindringung von 0,6 m lag sie in der Grössenordnung des DN 40 L und S.

Ein gravierender Unterschied war in den Ergebnissen der axialen Dehnungen am Pfahlkopf für die unterschiedlichen Pfähle nicht festzustellen. Wird hingegen die maximale Kraft berechnet, so kann festgehalten werden, daß mit zunehmendem Pfahlgewicht bzw. zunehmender Impedanz auch die maximalen aufnehmbaren Kräfte zunehmen. Die bei diesen Versuchen eingebaute Pfahlkupplung erwies sich als negativ für die Übertragung der eingeleiteten Kraft zum Pfahlfuß.

Aufgrund der durchgeführten Versuche kann bei den Rammversuchen der Einfluß der Impedanz auf die Tragfähigkeit wie folgt beschrieben werden:

An den Pfählen mit geringerer Impedanz wurde eine größere Grenzlast ermittelt als bei den Pfählen mit größerer Impedanz. Unter Miteinbeziehung der Rammzeiten und Rammarbeiten ist es wirtschaftlicher einen Pfahl mit hoher Impedanz zu verwenden.

5.5 Analyse der Ergebnisse der Rammversuche

Im folgenden wird versucht, die Ergebnisse der einzelnen Messungen in einem Modell zusammenzufassen und damit die Unterschiede im Tragverhalten zu erklären.

Nach MASSARSCH (1997) gibt es zwei Randbedingungen, die das Eindringen des Pfahls in den Boden bestimmen. "Einerseits muß die am Pfahlkopf eingeleitete Kraft so groß sein, daß sowohl die Mantelreibung als auch der Spitzenwiderstand des Bodens überwunden werden. Andererseits begrenzt die Impedanz die Größe der Kraft, die durch den Pfahl geleitet werden kann."

Aufgrund des konstanten Verhältnisses Pfahlgewicht zu Fallgewicht von 1:1 oder 1:2 sind die axialen Dehnungen am Pfahlkopf nahezu gleich. Die eingeleitete Kraft pro Rammschlag ist bei den Pfählen mit größerer Impedanz größer, da sie eine größere Querschnittsfläche und dadurch ein größeres Gewicht haben.

Bei den Pfählen, deren Impedanz kleiner ist, ist die eingeleitete Kraft pro Rammschlag geringer. Aufgrund der größeren Anzahl der benötigten Rammschläge wurde allerdings mehr Energie in den Pfahl eingeleitet. Diese eingeleitete Energie wird zur Eindringung des Pfahles in den Boden benötigt und somit zur Verdrängung des Sandes. Außerdem wurde an den Pfählen mit geringerer Impedanz eine höhere Grenzlast festgestellt.

Der Bruchwert der Mantelreibung war bei den Pfählen mit geringerer Impedanz um ca. 30% höher als bei den Pfählen mit größerer Impedanz. Die Bruchwerte des Spitzendrucks waren nahezu gleich. Das bedeutet, daß sich der Unterschied im Tragverhalten im wesentlichen in der Mantelreibung widerspiegelt. Dies wird auch beim Vergleich der Rammsondierungen nach der Pfahlherstellung der Pfähle mit unterschiedlicher Impedanz deutlich. Die Rammsondierung nach der Herstellung der Pfähle mit geringerer Impedanz zeigte höhere Schlagzahlen.

Eine Differenz in der Grenzlast setzt eine unterschiedliche Veränderung des Sandes durch das Einbringen der verschiedenen Pfähle voraus. Eine Veränderung des Sandes ist auf die Energieübertragung vom Pfahl in den Sand zurückzuführen. Durch das Rammen der Pfähle mit verschiedenen Impedanzen muß es zu unterschiedlichen Energieübertragungen in den Sand kommen. Es müssen die Reibungskräfte zwischen den einzelnen Körnern überwunden werden, so daß ein Umordnung der einzelnen Körner stattfindet, die zu einer dichteren Lagerung führt.

Die durch den Rammschlag in den Pfahl eingeleitete Stoßwelle wird sowohl über den Pfahlmantel als auch über den Pfahlfuß in den Boden weitergeleitet. Aufgrund der Ergebnisse der vertikalen und horizontalen Schwingbeschleunigung im Sand kann davon ausgegangen werden, daß der größte Anteil der Energie über den Pfahlfuß an den Sand abgegeben wird. Die maximalen Schwingbeschleunigungen wurden beim Passieren des Pfahlfußes am Meßquerschnitt im Sand gemessen.

Aus den maximalen Schwingbeschleunigungen im Sand läßt sich kein eindeutiger Zusammenhang zu den Unterschieden in den Grenzlasten ziehen. Eine Erklärung für die Unterschiede in den Grenzlasten findet sich bei der Auswertung der durch den Rammschlag erzeugten Einwirkung auf den Sand. Einerseits wurden bei den Pfählen mit geringerer Impedanz zwei- bis dreimal soviele Rammschläge benötigt, um den Pfahl bis zur Endtiefe zu rammen. Andererseits wurde ein unterschiedliches horizontales Schwingverhalten der Pfähle festgestellt. Die Auswertung der horizontalen Schwingbeschleunigung und Schwinggeschwindigkeit in Pfahlmitte und am Pfahlfuß zeigt, daß eine zeitlich längere Dauer der durch einen Rammschlag erzeugten Einwirkung auf den Sand und eine größere Anzahl der Schwingungen festzustellen war. Der Sand wurde beim Rammen der Pfähle mit geringerer Impedanz öfter und länger angeregt, so daß er sich in eine dichtere Lagerung umordnen konnte, als es beim Rammen der Pfähle mit größerer Impedanz möglich war.

5.6 Ausblick

Die im Pfahl installierten Beschleunigungsaufnehmer sollten ein Frequenzspektrum von mindestens 10 kHz aufweisen, so daß mit ihnen neben dem qualitativen Verlauf auch die Absolutwerte der Schwingbeschleunigung und der Schwinggeschwindigkeit ermittelt werden können.

Pfähle mit unterschiedlicher Impedanz (gleicher Außendurchmesser, unterschiedliche Innendurchmesser) sollten mit dem gleichen Fallgewicht gerammt werden. Dabei wird das Verhältnis Pfahl- zu Fallgewicht nicht eingehalten. Der Einfluß der Impedanz (z. B. über die Rammarbeit, die Effektivität und den qualitativen Verlauf der horizontalen Beschleunigung im Pfahl) auf die Grenzlast kann ermittelt und mit den in Kap. 5 beschriebenen Ergebnissen verglichen werden.

Die Lagerungsdichte beim Sandeinbau mit lockerer Lagerung war nur bis zu einer Eindringtiefe von 1,2 m konstant. Der Grund dafür war die zu kurze Länge des Modellrüttlers zum Verdichten des Sandes von 1,5 m. Es sollte versucht werden, eine konstante Lagerungsdichte bis mindestens 3 d unterhalb des Pfahlfußes zu erzielen, um die Veränderung am Pfahlmantel und am Pfahlfuß vergleichen zu können.

6 Modellversuche an Vibrationspfählen

6.1 Durchführung der Versuche

Zur Durchführung der Vibrationsversuche wurde der Sand nur in lockerer Lagerung eingebaut. Beim mitteldichten Einbau des Sandes reichte die Leistung des Modellrüttlers nicht aus, um die Pfähle auf Endtiefe einzuvibrieren. Nachdem der Sand eingebaut war, wurden die Meßwertaufnehmer im Pfahl und im Boden eingebaut (Bild 66). Die Daten der verwendeten Pfähle sind in Tabelle 8, Seite 51 aufgeführt.



Bild 66: Skizze des Meßaufbaus bei den Vibrationsversuchen

Die Pfähle und der Schwingerreger wurden zentrisch im Versuchsbehälter angeordnet und durch ein Gestells lotrecht gehalten (s. Kap. 3.5.2). Während des Einvibrierens wurde die Zeit pro 10 cm Eindringung gestoppt und die Meßdaten aufgezeichnet. Die Eindringtiefe betrug für alle Pfähle 1,4 m, wobei die drei folgenden Versuchsserien durchgeführt worden sind:

- die Pfähle wurden bis zur Eindringtiefe von 1,4 m vibriert (50 Hz)
- die Pfähle wurden bis zur Eindringtiefe von 1,4 m vibriert, danach wurden die Pfähle 60 s mit 20 Hz zum Verdichten nachvibriert
- die Pfähle wurden bis zur Eindringtiefe von 1,1 m vibriert, danach wurden die Pfähle 30 cm gerammt (Fallgewicht zu Pfahlgewicht 1:1, Fallhöhe 50 cm)

Zur Ermittlung des Widerstands-Verschiebungsverhaltens wurde eine statische Probebelastung durchgeführt. Die Änderung der Lagerungsdichte wurde mit Rammsondierungen festgestellt, die in einem Abstand von 10 cm vom Pfahl bis in eine Tiefe von 1,8 m ausgeführt wurde. Zum Abschluß des Versuchs wurde die maximale Zugkraft ermittelt.

Grundsätzlich wurde jeder Versuch dreimal durchgeführt. Wichen die Ergebnisse der statischen Probebelastungen um mehr als 15 % voneinander ab, wurde ein zusätzlicher Versuch durchgeführt. Die folgenden Ergebnisse repräsentieren Mittelwerte, die aus mindestens drei Versuchen ermittelt wurden.

6.2 Versuchsmatrix

Bei den Vibrationsversuchen wurden die in der Versuchsmatrix (Tabelle 27) aufgeführten Messungen durchgeführt:

Pfahl	Einbringmethode	stat. Probe-	max.	hor. Beschleu-	hor. u. vert. Be-	Rammson-
and in	and the second second second	belastung	Zugkraft	nigung und	schleunigung,	dierung vor
	the state of the second second			Geschwindig-	Geschwindigkeit	und nach
Sec. 11. 11	and the second	2 (1) (1) (1) (1)		keit im Pfahl	und Auslenkung	der Pfahl-
				Car Town	im Sand	einbringung
	Vibration	Х	Х	Х	Х	Х
DN 40 L	Vibration mit Nachvibrieren	Х	Х	Х	Х	Х
	Vibration mit Nachrammen	Х	Х	Х	Х	Х
	Vibration	Х	Х	Х	Х	Х
DN 40 S	Vibration mit Nachvibrieren	Х	Х	Х	Х	Х
	Vibration mit Nachrammen	Х	Х	Х	Х	Х
	Vibration	-	-	Х	Х	-
DN 50 L	Vibration mit Nachvibrieren	-	-	-	-	-
	Vibration mit Nachrammen	-	-	-	-	-
	Vibration	Х	Х	Х	Х	Х
DN 50 S	Vibration mit Nachvibrieren	Х	Х	Х	X	Х
	Vibration mit Nachrammen	Х	Х	Х	X	Х

Tabelle 27: Versuchsmatrix für die Vibrationsversuche

X = Versuch durchgeführt

- = Meßgröße nicht gemessen

6.3 Darstellung und Analyse der Ergebnisse

6.3.1 Tragfähigkeit

Die Grenzlast Q_g wurde bei den Vibrationsversuchen ebenso wie bei den Rammversuchen aus der Widerstands-Verschiebungslinie mit dem Kriterium $s_g = 0,1 \cdot d$ ermittelt. Die Ergebnisse der Tragfähigkeitsermittlung sind in Tabelle 28 zusammengefaßt. Dabei ist neben den Absolutwerten der Tragfähigkeit auch das Verhältnis der Grenzlasten der Pfähle mit größerer Impedanz zu den Pfählen mit geringerer Impedanz aufgeführt.

Die Tendenzen, die sich aus den Absolutwerten der Grenzlasten und dem Verhältnis der Grenzlasten der unterschiedlichen Impedanzen ergeben, sollen anhand der weiteren Messungen bestätigt bzw. erläutert werden.

	Vibration		Vibration mit		Vibration mit	
	Section.	1-1-2401 (J. 15. m)	Nac	Nachvibrieren		chrammen
Pfahl	Grenzlast	Grenzlast	Grenzlast	Grenzlast	Grenzlast	Grenzlast
[-]	Qg	schwerer zu	Qg	schwerer zu	Qg	schwerer zu
		leichter Pfahl	10712. Kr. 14	leichter Pfahl	and the second	leichter Pfahl
	[N]	[%]	[N]	[%]	[N]	[%]
DN 40 L	4125	100	4020	100	2505	100
DN 40 S	4575	111	4185	104	2610	104
DN 50 L	a na <u>a</u> -ki i g	Section 1.	240 <u>-</u> 04 8	Section and Sector	a chempe	and a part
DN 50 S	4860	-	4920	an an an an Angela	3960	사람 가입을 다 가지?

Tabelle 28: Zusammenstellung der Grenzlasten der Vibrationsversuche

Der Versuch, den DN 50 L einzuvibrieren, mußte nach ca. 0,5 m Eindringung abgebrochen werden, da kein Fortschritt bei der Eindringung zu beobachten war. Der Grund dafür wird bei der Auswertung der Meßsignale im Sand erläutert. Daher kann bei den Pfählen DN 50 L und DN 50 S kein Einfluß der Impedanz auf die Tragfähigkeit herausgearbeitet werden.

Beispielhaft sind in Bild 67 die Verläufe der Widerstands-Verschiebungslinien der nur durch Vibration eingebrachten Pfähle aufgetragen.



Bild 67: Widerstands-Verschiebungslinien der Vibrationsversuche

Aus der Darstellung in Bild 67 ist zu entnehmen, daß beim DN 50 S für die kleinen Laststufen geringfügig größere Setzungen auftraten. Der Übergang zum abfallenden Ast ist hingegen erst bei größeren Lasten im Vergleich zum DN 40 L und S vorhanden. Der Vergleich DN 40 L mit DN 40 S zeigt die größeren Setzungen bei gleicher Last beim Pfahl mit geringerer Impedanz.

Beim Vergleich DN 40 L mit DN 40 S ist festzustellen, daß der Pfahl mit größerer Impedanz die größeren Grenzlasten erreicht. Werden die Pfähle nur vibriert, beträgt der Unterschied 11 %. Beim zusätzlichen Nachvibrieren oder Nachrammen geht die Differenz auf ca. 4 % zurück. An den Pfählen, die nachvibriert wurden, sind die Grenzlasten ungefähr in der gleichen Größenordnung ermittelt worden. Eine sehr unerwartete Tendenz wurde an den nachgerammten Pfählen festgestellt. Bei diesen Pfählen wurden um ca. 40 % geringere Grenzlasten ermittelt als bei einvibrierten Pfählen. Dies steht im Widerspruch zu der Aussage, daß ein vibrierter Pfahl nur ca. 2/3 der Tragfähigkeit eines gerammten Pfahls besitzt (FRANKE (1989)). Im folgenden soll versucht werden, den Widerspruch anhand der durchgeführten Messungen zu erläutern.

Mantelreibung und Spitzendruck

Die Mittelwerte des maximalen Zugwiderstands sind in Tabelle 29 zusammengestellt. Der Anteil des Spitzendruckes an der Grenzlast wurde aus der Differenz der Grenzlast und dem maximalen Zugwiderstand errechnet.

105

Die größere Grenzlast des DN 40 S beim Vibrieren ist nicht allein der Mantelreibung oder dem Spitzendruck zuzuordnen. Es steigt sowohl die Mantelreibung als auch der Spitzendruck an, so daß die Aufteilung in Mantelreibung (ca. 41 %) und Spitzendruck (ca. 59 %) bei beiden Pfählen (DN 40 L und S) nahezu gleich bleibt.

Bei dem Nachvibrieren nimmt die Grenzlast beim DN 40 leicht ab. Dabei ist ein geringer Zuwachs im Spitzendruck zu erkennen, wogegen die Mantelreibung um ca. 20 % abnimmt. Beim DN 50 S ist ein leichter Anstieg der Grenzlast und eine ebenso leichte Änderung in der Aufteilung in Mantelreibung und Spitzendruck zu erkennen.

Werden hingegen die Pfähle nachgerammt, so nehmen die Absolutwerte der Grenzlasten im Vergleich zum Vibrieren sehr stark ab. Die Verteilung von Mantelreibung und Spitzendruck ändert sich. Der Anteil des Spitzendrucks an der Grenzlast erhöht sich bei der Nachrammung um ca. 10 % gegenüber den Vibrationsversuchen.

	Vibration				
Pfahl [-]	Grenzlast [N]	Zugwiderstand	Anteil Zugwiderstand [%]	Spitzendruck [N]	Anteil Spitzendruck [%]
DN 40 L	4125	1700	41,2	2425	58,8
DN 40 S	4575	1900	41,5	2675	58,5
DN 50 S	4860	2100	43,3	2760	56,7
, starte	a distand e	Vibratio	n mit Nachvibriere	en	de la facta de la competencia de
Pfahl [-]	Grenzlast [N]	Zugwiderstand	Anteil Zugwiderstand [%]	Spitzendruck	Anteil Spitzendruck [%]
DN 40 L	4020	1390	34.6	2630	65,4
DN 40 S	4185	1480	35,4	2705	64,6
DN 50 S	4920	1810	36,8	3110	63,2
i ny avitati	್ರೋಗಿಗೊಂ	Vibratio	n mit Nachramme	en	1.0795 (1977-1956)
Pfahl	Grenzlast	Zugwiderstand	Anteil Zugwiderstand	Spitzendruck	Anteil Spitzendruck
	2505	240	22.5	1665	[70]
DN 40 L	2505	740	33,5	1000	71.0
DN 40 S	2610	/40	28,4	18/0	/1,6
DN 50 S	3960	1410	35,6	2550	64,4

Tabelle 29: Tragfähigkeitsanteile der vibrierten, nachvibrierten und nachgerammten Pfähle

Aus dem Zugwiderstand und dem Spitzendruck wurden über die Gl. 10 und 11 (Seite 11) die Bruchwerte der Mantelreibung τ_{mf} und des Spitzendrucks σ_{sf} errechnet. Die

Mantelreibung wurde bis in eine Tiefe von 0,8 m als linear ansteigend und zwischen 0,8 m und 1,4 m als konstant angenommen. Dieser Verlauf der Mantelreibung wurde aufgrund der Vibrationszeiten über die Eindringtiefe gewählt (Bild 68). Für die Ermittlung der Bruchwerte des Spitzendrucks wurde die gesamte Pfahlfußfläche angesetzt, da die verwendeten Stahlrohre unten durch eine Fußplatte verschlossen waren.



Bild 68: Verlauf der Vibrationszeiten über die Eindringtiefe

In Tabelle 30 sind die Bruchwerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks zusammengestellt. Bei den Versuchsreihen Vibration und Vibration mit Nachvibrieren haben die Pfähle mit größerer Impedanz höhere Bruchwerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks. Nur bei der Versuchsserie Vibration mit Nachrammen wurde am Pfahl mit geringerer Impedanz ein höherer Bruchwert der Mantelreibung ermittelt. Der Bruchwert des Spitzendrucks liegt für den DN 40 L und S in der gleichen Größenordnung.

	Vibration	
Pfahl	Bruchwert der Mantelreibung ^T mf [kN/m²]	Bruchwert des Spitzendrucks σ _{sf} [MN/m²]
DN 40 L	11,18	1,32
DN 40 S	12,47	1,45
DN 50 S	11,06	0,96
a	Vibration + Nachvibrie	eren
Pfahl	Bruchwert der Mantelreibung ^T mf	Bruchwert des Spitzendrucks σ _{sf} [MN//m²]
DN 40 L	9.14	1.43
DN 40 S	9,70	1,47
DN 50 S	9,53	1,09
	Vibration + Nachram	nen
Pfahl	Bruchwert der Mantelreibung ^τ mf [kN/m²]	Bruchwert des Spitzendrucks σ _{sf} [MN/m²]
DN 40 L	5,52	0,91
DN 40 S	4,86	1,01
DN 50 S	7,42	0,89

Tabelle 30: Bruchwerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks

6.3.2 Vibrationszeit

Ein Maß für den Eindringvorgang beim Vibrieren ist die Zeit, die benötigt wird, um den Pfahl bis auf die Endtiefe einzubringen. Dabei wurde sowohl die Vibrationszeit als auch beim Nachrammen die Schlagzahl für die letzten 30 cm notiert. In Tabelle 31 sind die Vibrationszeiten und Schlagzahlen zusammengefaßt.

Pfahl	Vibration	Vibration mit Nachvibrieren	Vibration mit Nachrammen
	Zeit	Zeit	Zeit/Schlagzahl
	[s]	[s]	[s]/[-]
DN 40 L	870	870 + 60	710/200
DN 40 S	330	330 + 60	290/50
DN 50 S	570	570 + 60	450/45

Tabelle 31: Vibrationsdauer und Rammschläge

Obwohl bei allen Versuchen der gleiche Schwingerreger verwendet wurde, besteht ein sehr großer Unterschied beim DN 40 L und S in den Vibrationszeiten. Der Pfahl mit größerer Impedanz läßt sich schneller einvibrieren als der Pfahl mit geringerer Impedanz. Diese Tendenz ist auch beim DN 50 festzustellen. Bis zur Eindringtiefe von 50 cm betrug die Vibrationszeit 240 s beim DN 50 L und 80 s beim DN 50 S.

6.3.3 Sondierungen vor und nach der Pfahlherstellung

Die Rammsondierungen vor und nach der Pfahleinbringung wurden ebenso wie bei den Rammversuchen in einem Abstand zur Pfahlachse von 10 cm bis in eine Tiefe von 1,8 m ausgeführt. Es sollte nicht nur die Veränderung der Lagerungsdichte um den Pfahlmantel sondern auch die Veränderung unterhalb des Pfahlfußes untersucht werden. In den Bildern 69 bis 71 sind neben der Rammsondierung vor der Pfahleinbringung die Rammsondierungen für die Pfähle DN 40 L und S für verschiedene Einbringarten aufgezeichnet. Dabei sind in Bild 69 die Ergebnisse für das Einvibrieren, in Bild 70 für das Vibrieren und Nachvibrieren und in Bild 71 für das Vibrieren und Nachrammen dargestellt.



Bild 69: Vergleich der Rammsondierungen vor und nach der Pfahleinbringung, Einbringen der Pfähle durch Vibration







Bild 71: Vergleich der Rammsondierung vor und nach der Pfahleinbringung, Einbringen der Pfähle durch Vibration und Nachrammen

Es fällt auf, daß bei allen Versuchen bis zu einer Sondiertiefe von 0,4 m die Schlagzahlen der Sondierung vor der Pfahleinbringung höher liegen als bei den Sondierungen nach der Pfahlherstellung. Im oberen Bereich muß es daher zu einer leichten Auflockerung durch das Vibrieren der Pfähle gekommen sein.

110

Bei den verschiedenen Einbringarten liegen die beiden Sondierungen für den DN 40 L und S sehr dicht beieinander. Dies entspricht bei den Einbringverfahren Vibration mit Nachvibrieren und Vibration mit Nachrammen auch den Ergebnissen der Grenzlasten. Nur bei der reinen Vibration der Pfähle (Bild 69) entspricht der Verlauf der Sondierungen nicht den Ergebnissen der Grenzlasten (Tabelle 28). Die Grenzlast beim DN 40 L ist um ca. 10 % niedriger als beim DN 40 S. Zwar liegt der Verlauf der Sondierung beim DN 40 L unter dem des DN 40 S, aber dieser Unterschied ist nur sehr gering.

In Bild 72 ist beispielhaft für den DN 50 S der Vergleich der Sondierungen für die unterschiedlichen Einbringverfahren dargestellt. Man erkennt wieder die höhere Anzahl der Sondierschläge vor der Pfahleinbringung bis zu einer Sondiertiefe von 0,3 m. Von 0,4 bis 1,7 m liefern die Sondierungen nach der Pfahleinbringung wie erwartet höhere Schlagzahlen als die Sondierung vor der Pfahleinbringung. Bei einer Sondiertiefe von 1,8 m liegen die vier Sondierungen wieder in der gleichen Größenordnung. Das bedeutet, daß es auch unterhalb des Pfahlfußes noch zu einer Erhöhung der Lagerungsdichte gekommen ist.



Bild 72: Vergleich der Sondierungen vor und nach der Pfahlherstellung für die unterschiedlichen Einbringverfahren, DN 50 S

Die Verläufe der Sondierungen bestätigen die Tendenzen der Grenzlasten. Die Grenzlasten bei der Vibration und Vibration mit Nachvibrieren sind nahezu gleich groß, ebenso sind die beiden Verläufe der Sondierungen annähernd deckungsgleich. Bei den Versuchen, bei denen der Pfahl nachgerammt wurde, ist eine geringere Grenzlast ermittelt worden. Dies zeigt sich im Verlauf der Sondierungen. Für den nachgerammten Pfahl wurden nur geringfügig (10 bis 15%) niedrigere Schlagzahlen notiert, als bei den Sondierungen der beiden anderen Einbringverfahren.

6.3.4 Schwingbeschleunigung

Die Schwingbeschleunigung wurde wie bei den Rammversuchen in Pfahlmitte (horizontal), am Pfahlfuß (horizontal) und im Sand (horizontal und vertikal) gemessen. Neben dem Absolutwert wurde die Frequenz der Meßsignale ausgewertet.

6.3.4.1 Horizontale Schwingbeschleunigung im Pfahl

In Tabelle 32 sind die Ergebnisse für die horizontale Schwingbeschleunigung in Pfahlmitte und am Pfahlfuß zusammengefaßt. Der Pfahl DN 50 L konnte nur bis zu einer Eindringtiefe von 0,5 m einvibriert werden. Daher beziehen sich die aufgeführten Ergebnisse beim DN 50 L nur bis auf diese Eindringtiefe. Bei den Versuchen mit den Einbringungsarten Vibration mit Nachvibrieren und Vibration mit Nachrammen sind die Ergebnisse in Tabelle 32 nur auf das Nachvibrieren (NV) oder auf das Nachrammen (NR) bezogen.

Pfahl	Einbrin- gungsart	Beschleunigung Pfahlmitte [g]	Frequenz Pfahlmitte [Hz]	Beschleunigung Pfahlfuß [ɡ]	Frequenz Pfahlfuß [Hz]
DN 40 L	vibriert	3,5	≈ 50	nicht konstant	20, 40, 60
DN 40 S		1,4	≈ 50	2,6	40, 60
DN 50 L		5,4	≈ 50	10,1	20, 40, 60
DN 50 S	12 P	3,9	≈ 50	5,1	60, 80
DN 40 L	vibriert + NV	5,3	≈ 20	1,0	17,5, 52,5
DN 40 S		2,7	≈ 20	0,4	20
DN 50 L		_	≈ 20	-	-
DN 50 S		4,2	≈ 20	1,1	15, 45
DN 40 L	vibriert + NR		-	-	-
DN 40 S	1	en prision - en costa			-
DN 50 L			-	-	_
DN 50 S			-	-	

Tabelle 32: Horizontale Schwingbeschleunigung	am Pfahlfuß	und in	Pfahlmitte	beim
Einbringen der Vibrationspfähle				

1 g entspricht 9,81 m/s²

Beim Einvibrieren der Pfähle ist die gemessene maximale Schwingbeschleunigung nahezu konstant. Sie variiert um max. 10 % vom Mittelwert. Die einzige Ausnahme bilden die Ergebnisse am Pfahlfuß beim DN 40 L. Dabei wurde bis zu einer Eindringtiefe des Pfahls von 50 cm eine maximale Beschleunigung von im Mittel 9 g gemessen. Danach nimmt die maximal gemessene Amplitude der Schwingbeschleunigung stetig auf ca. 1,5 g ab. Dieser Verlauf der Schwingbeschleunigungsamplituden kann beim anderen Pfahl mit geringerer Impedanz (DN 50 L) nicht bestätigt werden, da dieser nur bis zu einer Tiefe von 0,5 m einvibriert werden konnte. Bis zu dieser Eindringtiefe waren die maximalen Beschleunigungswerte konstant.

Bei den Pfählen mit größerer Impedanz sind sowohl in Pfahlmitte als auch am Pfahlfuß geringere Schwingbeschleunigungen gemessen worden. Unter Berücksichtigung der Grenzlasten bedeutet dies, daß geringere Schwingbeschleunigungen zu höheren Grenzlasten führen.

Auch beim Nachvibrieren wurden an dem Pfahl mit größerer Impedanz um ca. 50% geringere Schwingbeschleunigungen gemessen. Der Unterschied in der Grenzlast beim DN 40 L und S reduziert sich von 11% (Vibration) auf 4%.

Bei den Versuchen, bei denen die Pfähle auf den letzten 30 cm nachgerammt wurden, konnte der Absolutwert der horizontalen Schwingbeschleunigungen aufgrund der verwendeten Meßwertaufnehmer nicht ermittelt werden. Das horizontale Schwingverhalten des Pfahls (Anzahl der Schwingungen und zeitliche Dauer der durch den Rammschlag erzeugten Einwirkung) entsprach dem, das bei der Auswertung der Rammversuche (Kap. 5.3.4.2) beschrieben wurde

Bei der Auswertung der Schwingbeschleunigung im Pfahl wurde zusätzlich eine Frequenzanalyse der Meßsignale in Pfahlmitte und am Pfahlfuß durchgeführt. Dabei konnte in Pfahlmitte für die Vibration (≈50 Hz) ungefähr die Frequenz ermittelt werden, die am Schwingerreger eingestellt worden war. In den Ergebnissen der Frequenzanalyse der Pfähle mit geringerer Impedanz DN 40 L und DN 50 L hatte neben der Frequenz von 50 Hz auch die Frequenz von 20 Hz einen deutlichen Anteil. Die Frequenz von 20 Hz entspricht in etwa der Eigenfrequenz des Sandes. Für die Ergebnisse der Frequenzanalyse am Pfahlfuß gilt das gleiche. Dabei traten im wesentlichen die Frequenzen von 40 und 60 Hz auf. Zusätzlich wurden an den Pfählen mit geringerer Impedanz die Frequenz von 20 Hz ermittelt.

Für das Nachvibrieren mit 20 Hz konnte diese Frequenz anhand der Frequenzanalyse in den Meßsignalen aus der Pfahlmitte und am Pfahlfuß ermittelt werden.

In den Bildern 73 und 74 sind beispielhaft für den Pfahl DN 40 L und S die Beschleunigungssignale für die Pfahlmitte und den Pfahlfuß für eine Vibrationsfrequenz von 50 Hz aufgetragen. Dieser Verlauf tritt bei allen durchgeführten Vibrationsversuchen im Labor auf und kann deshalb als charakteristischer Verlauf angesehen werden.



Bild 73: Verlauf des Schwingbeschleunigungssignals in Pfahlmitte (links) und am Pfahlfuß (rechts) beim DN 40 L bei einer Vibrationsfrequenz von 50 Hz



Bild 74: Verlauf des Schwingbeschleunigungssignals in Pfahlmitte (links) und am Pfahlfuß (rechts) beim DN 40 S bei einer Vibrationsfrequenz von 50 Hz

114

Die Lage des Meßwertaufnehmers im Sand ist in Bild 66, Seite 102 dargestellt.

Die maximalen Werte der horizontalen Schwingbeschleunigung im Sand sind während des Einvibrierens der Pfähle über die Eindringtiefe nicht konstant. In Bild 75 ist ein Anstieg der Schwingbeschleunigungswerte bis ca. 50 cm Eindringung zu erkennen. Beim DN 40 L und S bleiben die Werte bis 70 cm und beim DN 50 S bis 90 cm Eindringung auf diesem Niveau. Danach fallen sie wieder ab. Es ist weiterhin zu beobachten, daß an den Pfählen mit geringerer Impedanz die höheren Schwingbeschleunigungswerte gemessen wurden. In bezug zu den Grenzlasten bedeutet dies, daß geringere Absolutwerte der Schwingbeschleunigung zu höheren Grenzlasten führen.

Der Verlauf des Beschleunigungsmeßsignals im Sand ist für die Pfähle DN 40 L (Bild 76) und S (Bild 77) für eine Eindringtiefe von 0,5 m bei einer Vibrationsfrequenz von 50 Hz dargestellt. Dabei ist für beide der horizontale (links) und der vertikale (rechts) Verlauf des Beschleunigungssignals aufgeführt.



Bild 75: Maximalwerte der horizontalen Schwingbeschleunigungen im Sand beim Vibrieren der Pfähle



Bild 76: Horizontaler (links) und vertikaler (rechts) Verlauf des Schwingbeschleunigungssignals im Sand beim Vibrieren des Pfahls DN 40 L



Bild 77: Horizontaler (links) und vertikaler (rechts) Verlauf des Schwingbeschleunigungssignals im Sand beim Vibrieren des Pfahls DN 40 S

116

Beim Nachvibrieren und Nachrammen wurden die in Tabelle 33 aufgeführten maximalen Schwingbeschleunigungen gemessen. Die bei dem Nachvibrieren gemessenen maximalen Schwingbeschleunigungswerte sind geringer als beim Vibrieren. Wie zu erwarten war, nehmen die Maximalwerte der horizontalen Beschleunigung beim Nachrammen wieder zu. Dies ist auf die größere eingeleitete Energie durch den Rammschlag zurückzuführen.

Tabelle 33:	Maximale	horizontale	Schwingbeschleunigungswerte	beim	Vibrieren,
	Nachvibrie	ren und Nac	hrammen		

Pfahl	Vibration	Vibration mit Nachvibrieren	Vibration mit Nachrammen
na wiki mara	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung
sam" rovà	[g]	[g]	[g]
DN 40 L	1,01	0,08	1,4
DN 40 S	0,65	0,10	4,5
DN 50 L	2,06	- appointed is where the call	nia a china matani and
DN 50 S	1,88	0,38	3,1

1 g entspricht 9,81 m/s²

Für das Nachvibrieren der Pfähle DN 40 L und DN 40 S sind die Maximalwerte der horizontalen Schwingbeschleunigung ungefähr gleich. Dasselbe trifft auch für die Grenzlasten der beiden Pfähle zu. Bei den Versuchen, bei denen die Pfähle nachgerammt worden sind, differieren die Grenzlasten nur um ca. 4 %, der Maximalwert der horizontalen Schwingbeschleunigung ist jedoch beim DN 40 S dreimal so groß wie beim DN 40 L. Bei der Auswertung der Rammschläge ist neben den Absolutwerten auch die Dauer der Einwirkung durch den Rammschlag und die Anzahl der Schwingungen von Interesse (s. Kap. 5.3.4.2). Die Kurvenverläufe sind denen bei den Rammversuchen ähnlich. Auch hier ist beim DN 40 L, im Vergleich zum DN 40 S, eine längere Einwirkung des Rammschlages auf den Sand und eine größere Anzahl der Schwingungen zu beobachten.

Außerdem wurde die Frequenz der Schwingbeschleunigungssignale im Sand ausgewertet. Alle Pfähle wurden mit 50 Hz vibriert. Die Ergebnisse der Frequenzanalyse bei der Vibration der Pfähle sind in Tabelle 34 zusammengefaßt.

Pfahl	Frequenz [Hz]	Bemerkung
DN 40 L	20 und 50	gleiche Anteile an beiden Frequenzen
DN 40 S	40 und 60	gleiche Anteile an beiden Frequenzen geringer Anteil an 20 Hz
DN 50 L	20 und 80	gleiche Anteile an beiden Frequenzen
DN 50 S	60	geringer Anteil an 20 Hz

Tabelle 34: Frequenzen der im Sand gemessenen horizontalen Schwingbeschleunigungsverläufe

Sowohl bei der Auswertung der Frequenzen der Schwingbeschleunigungssignale im Pfahl als auch im Sand ist zu erkennen, daß bei den Pfählen mit geringerer Impedanz die Frequenz von 20 Hz mit einem großen Anteil im Frequenzspektrum ermittelt wurde. Wie schon erwähnt, entspricht diese Frequenz ungefähr der Eigenfrequenz des Sandes. Wird ein Boden mit seiner Eigenfrequenz angeregt, so kommt es zu einer Verdichtung. Es kann auch zu einer Auflockerung kommen, wenn der Sand zu lange in seiner Eigenfrequenz angeregt wird. Bei den durchgeführten Versuchen führte es beim DN 40 L zu einer längeren Vibrationszeit und der DN 50 L ließ sich nicht auf die Endtiefe einvibrieren. Bei den beiden Pfählen mit größerer Impedanz liegt die gemessene Frequenz im Bereich der Vibrationsfrequenz. Es wurde nur ein geringer Anteil der Frequenz von 20 Hz gemessen. Dadurch wurde der Sand nicht so stark verdichtet, und die Pfähle konnten schneller einvibriert werden.

Beim Nachvibrieren der Pfähle DN 40 L und S und DN 50 S wurden im Sand Frequenzen von ungefähr 80 bis 100 Hz gemessen. Diese hohen Frequenzen führen zu einer Auflockerung des Sandes. Dies bestätigen auch die Ergebnisse der Grenzlasten, da an den nachvibrierten Pfählen geringere Grenzlasten ermittelt wurden.

Beim Nachrammen ergab die Frequenzanalyse Ergebnisse, die bei allen drei Pfählen über 150 Hz lagen. Das bedeutet, daß das Nachrammen zu einer Auflockerung des Sandes und zu geringeren Grenzlasten führt. Wie in Kap. 5.3.4.2 beschrieben wurde, hat beim Rammen der zeitliche Verlauf des Meßsignals im Pfahl (Dauer der Einwirkung durch den Rammschlag und Anzahl der Schwingungen) einen entscheidenden Einfluß auf die Tragfähigkeit.

6.3.4.3 Vertikale Schwingbeschleunigung im Sand

Der Verlauf der vertikalen Schwingbeschleunigung über die Zeit ist in den Bildern 76 und 77 für die Pfähle DN 40 L und DN 40 S dargestellt. Wie bei den Maximalwerten der horizontalen Beschleunigung ist auch bei der vertikalen Beschleunigung der Verlauf der Maximalwerte über die Eindringtiefe nicht konstant (Bild 78).



Bild 78: Verlauf der Maximalwerte der vertikalen Schwingbeschleunigung über die Eindringtiefe im Sand beim Vibrieren der Pfähle

Bei den Pfählen DN 40 L und S ist ein Anstieg der maximalen Werte der Schwingbeschleunigungen mit zunehmender Eindringtiefe des Pfahls festzustellen. Ab ca. 0,8 m Eindringung nehmen die vertikalen Schwingbeschleunigungen im Sand ab.

Ein nahezu identischer Verlauf ist beim DN 50 L und S bis zur Eindringtiefe von 0,5 m zu erkennen. Wie bereits erwähnt, mußte die Vibration beim DN 50 L danach abgebrochen werden. Es ist ein Anstieg der Maximalwerte der Schwingbeschleunigungen bis 50 cm erkennbar. Beim DN 50 S bleiben die Schwingbeschleunigungswerte bis 70 cm auf dem Niveau und fallen danach sehr stark ab. Das bedeutet, die größten Schwingbeschleunigungen wurden im Sand in Höhe des Beschleunigungsaufnehmers gemessen. Im Vergleich zum DN 40 S wurden beim DN 50 S dabei jedoch fünfmal höhere Schwingbeschleunigungen gemessen.

Beim Nachvibrieren wurden bei der maximalen vertikalen und der maximalen horizontalen Schwingbeschleunigung geringere Werte gemessen als bei der Vibration des Pfahls (Tabelle 35). Die Werte der vertikalen Schwingbeschleunigungen liegen in der gleichen Größenordnung wie die der horizontalen Schwingbeschleunigung. Im Vergleich mit den Grenzlasten zeigt sich die gleiche Tendenz wie bei den horizontalen Schwingbeschleunigungen.

Bei den Versuchen mit dem Nachvibrieren sind die Grenzlasten geringer als bei der Vibration. In bezug zu den vertikalen Schwingbeschleunigungen heißt das, daß die geringeren vertikalen Schwingbeschleunigungen beim Nachvibrieren zu einer Auflockerung des Sandes und damit zu einer geringeren Grenzlast geführt haben. Der Vergleich der Impedanzen zeigt, daß die maximalen vertikalen Schwingbeschleunigungen ungefähr gleich groß sind, ebenso wie die Grenzlasten. Weiterhin differieren die Grenzlasten der nachgerammten Pfähle nur gering, allerdings beim ist DN 40 S die maximale vertikale Schwingbeschleunigung ca. dreimal so groß wie beim DN 40 L.

Pfahl	Vibration	Vibration mit Nachvibrieren	Vibration mit Nachrammen
	Beschleunigung	Beschleunigung	Beschleunigung
	[g]	[g]	[g]
DN 40 L	1,02	0,07	1,29
DN 40 S	0,70	0,11	3,40
DN 50 L	2,06	-	-
DN 50 S	2,28	0,30	2,00

Tabelle 35: Maximale vertikale Beschleunigungswerte im Sand beim Nachvibrieren und Nachrammen

1 g entspricht 9,81 m/s²

Bei der Frequenzanalyse der Schwingbeschleunigungsverläufe kommt man zu den gleichen Ergebnissen, wie sie schon im Kapitel über die horizontalen Schwingbeschleunigungen (Kap. 6.3.4.2) im Sand erläutert wurden. Bei den Pfählen mit geringerer Impedanz gibt es einen wesentlichen Anteil der Frequenz von 20 Hz im Schwingbeschleunigungssignal (Tabelle 36). Dies führt dazu, daß sich der Sand verdichtet und es zu längeren Vibrationszeiten kommt, bzw. sich der Pfahl nicht einvibrieren läßt (DN 50 L). Bei den Pfählen mit größerer Impedanz ist der Anteil der Frequenz von 20 Hz sehr gering. Die Frequenzen 40 und 60 Hz dominieren im Frequenzspektrum.

Bei dem Nachvibrieren der Pfähle DN 40 L und S und DN 50 S wurden im Sand Frequenzen von ungefähr 60 bis 100 Hz gemessen. Diese hohen Frequenzen führen zu einer Auflockerung des Sandes. Dies bestätigen auch die Ergebnisse der Grenzlasten, nach denen bei den nachvibrierten Pfählen geringere Grenzlasten ermittelt wurden.

Pfahl	Frequenz	Bemerkung
[-]	[Hz]	e a la calendaria de la Filippi de la calendaria de la c
DN 40 L	40 und 60	wesentlicher Anteil an 20 Hz
DN 40 S	40 und 60	gleiche Anteile an beiden Frequenzen
		geringer Anteil an 20 Hz
DN 50 L	20 und 50	gleiche Anteile an beiden Frequenzen
DN 50 S	40 und 60	geringer Anteil an 20 Hz

Tabelle 36: Frequenz der im Sand gemessenen vertikalen Schwingbeschleunigung

Beim Nachrammen ergab die Frequenzanalyse Frequenzen, die bei allen drei Pfählen über 180 Hz lagen. Aufgrund dieser hohen Frequenzen kommt es zu einer Auflockerung des Sandes und dadurch zu geringeren Grenzlasten. Wie in Kap. 5.3.4.2 beschrieben, hat beim Rammen die Einwirkung durch den Rammschlag im Sand einen entscheidenden Einfluß auf die Tragfähigkeit.

6.3.5 Schwinggeschwindigkeit

Bei den Messungen an den Vibrationspfählen wurde die Schwinggeschwindigkeit horizontal im Pfahl, vertikal und horizontal im Sand gemessen. Die Auswertung der Schwinggeschwindigkeit bestätigte die Ergebnisse der Schwingbeschleunigungen, so daß auf eine ausführliche Darstellung der Ergebnisse der Schwinggeschwindigkeiten verzichtet wurde.

6.3.6 Horizontale und vertikale Auslenkung im Sand

Die Messungen der horizontalen und der vertikalen Auslenkung wurden nur beim Pfahl DN 40 L und S durchgeführt. Dabei wurde die vertikale und horizontale Auslenkung im Sand für eine Periode der Schwingung ausgewertet. Anhand der Meßsignale war zu erkennen, daß die Auslenkung sowohl positiv, als auch negativ war. Das bedeutet, daß sich der Aufnehmer sowohl zum Pfahl hin als auch vom Pfahl weg, und sich auch auf- und abwärts bewegt. Ausgewertet und dargestellt sind die maximalen Werte der horizontalen (radialen) und vertikalen Auslenkungen (Bild 79).



Bild 79: Horizontale und vertikale Auslenkung im Sand

Das Maximum tritt sowohl bei der horizontalen wie auch bei der vertikalen Auslenkung beim DN 40 L bei einer Eindringung von 0,4 m und beim DN 40 S bei einer Eindringung von 0,5 m auf. Es ist zu erkennen, daß nach dem Maximum die Werte der horizontalen Auslenkung stärker abfallen als die der vertikalen.

Anders als bei den Rammversuchen, bei denen der Pfahl mit den höchsten Schlagzahlen die geringsten Auslenkungen pro Schlag hatte, war bei den Vibrationsversuchen festzustellen, daß der Pfahl mit der längsten Vibrationsdauer (DN 40 L) die größten horizontalen und vertikalen Auslenkungen pro Periode bewirkte. Eine Erklärung dafür kann über die Frequenzanalyse der Beschleunigungs- und Geschwindigkeitsverläufe gefunden werden. Bei der Frequenzanalyse aller Meßsignale des Meßwertaufnehmers im Sand beim Vibrieren des Pfahls DN 40 L konnte im Frequenzspektrum immer ein wesentlicher Anteil der Frequenz 20 Hz (Eigenfrequenz des Sandes) festgestellt werden. Wird ein Boden mit seiner Eigenfrequenz angeregt, so kommt es zu den größten Schwingungen an der Geländeoberfläche und im Boden, und dadurch zu den größten Bewegungen der einzelnen Körner (MASSARSCH (1992) und KÜHN (1980)).

6.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der Vibrationsversuche

Bei den durchgeführten Vibrationsversuchen wurden aufgrund der ermittelten Grenzlasten Tendenzen zwischen den unterschiedlichen Impedanzen und den verschiedenen Einbringverfahren aufgezeigt.

An den Pfählen mit größerer Impedanz im Vergleich zu den Pfählen mit geringerer Impedanz wurde nach dem Einvibrieren eine höhere Grenzlast ermittelt. Beim Nachvibrieren der Pfähle mit einer Rüttlerfrequenz von 20 Hz kam es bei den Pfählen DN 40 L und S zu einer Verringerung der Grenzlast. Nur beim DN 50 S wurde eine geringfügig höhere Grenzlast festgestellt. Das gleiche gilt auch für die Versuche, bei denen der Pfahl ab 1,1 m Eindringung nachgerammt wurde. Hier betrug die Abnahme der Grenzlast im Vergleich zu den vibrierten Pfählen 20 bis 40 %.

Die Verteilung von Mantelreibung und Spitzendruck war für die verschiedenen Pfähle einer jeden Einbringungsart ungefähr gleich. Die vibrierten Pfähle hatten einen Spitzendruckanteil von 60 %. Bei dem Nachvibrieren nahm dieser Anteil um 5 % zu. Bei der Nachrammung lag die Verteilung bei 30 % Mantelreibung und 70 % Spitzendruck. Beim Vergleich der Absolutwerte des Spitzendrucks und der Mantelreibung bei den Versuchen Vibration und Vibration mit Nachvibrieren ist zu erkennen, daß bei den nachvibrierten Pfählen der Spitzendruck leicht ansteigt. Der Absolutwert der Mantelreibung hingegen fällt im Mittel um 300 bis 400 N. Eine Verdichtung fand demzufolge am Pfahlfuß statt. Im Bereich des Pfahlmantels kam es zu einer Auflockerung. Dies bestätigen auch die Ergebnisse der Auswertung der Bruchwerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks. Bei den Versuchen Vibration und Vibration mit Nachvibrieren wurde an den Pfählen mit größerer Impedanz ein höherer Bruchwert der Mantelreibung und des Spitzendrucks ermittelt. Bei den Versuchen, bei denen die Pfähle nachgerammt wurden, ist beim Pfahl mit größerer Impedanz der Bruchwert der Mantelreibung geringer und der Bruchwert des Spitzendrucks höher als beim Pfahl mit geringerer Impedanz.

Die Auswertung der Vibrationszeit ergab für die Pfähle mit geringer Impedanz längere Vibrationszeiten. Dies hatte auch einen Einfluß auf die Schlagzahlen beim Nachrammen des Pfahls mit geringerer Impedanz. Im Vergleich zu den Rammversuchen hat sich die Schlagzahl für die letzten 30 cm beim DN 40 L verdreifacht, während sie sich bei den Pfählen mit größerer Impedanz nur leicht erhöhte.

Die Ergebnisse der Sondierungen nach der Pfahlherstellung sind für jedes Einbringverfahren nahezu gleich. Bei den Versuchen Vibration mit Nachvibrieren und Vibration mit Nachrammung entspricht dies den Ergebnissen der Grenzlasten. Beim Einvibrieren der Pfähle differieren die Grenzlasten um ca. 11 %. Das wird nicht durch die Auswertung der Sondierungen bestätigt. Ein Grund dafür könnte sein, daß sich die Veränderung des Sandes durch das Vibrieren der Pfähle nur in einem sehr geringen Abstand vom Pfahl bemerkbar macht, und die ausgeführten Sondierungen außerhalb dieser Zone liegen.

Die Auswertung der horizontalen und vertikalen Schwingbeschleunigungen und Schwinggeschwindigkeiten im Pfahl und im Sand ist aussagekräftiger für die Tendenzen aus der Auswertung der Grenzlast und der Eindringgeschwindigkeit. Die Messungen der Schwingbeschleunigungen und Schwinggeschwindigkeiten im Pfahl ergaben bei den jeweiligen Einbringverfahren jeweils einen konstanten Verlauf der Meßgrößen. Für die Pfähle mit geringerer Impedanz wurden höhere Schwingbeschleunigungen und Schwinggeschwindigkeiten gemessen. Die Grenzlasten für die Pfähle mit unterschiedlichen Impedanzen unterscheiden sich jedoch nur geringfügig. An den Pfählen mit geringerer Impedanz wurden die längeren Vibrationszeiten und die höheren horizontalen Schwingbeschleunigungen und Schwinggeschwindigkeiten

Bei der Frequenzanalyse der Schwingbeschleunigungs- und Schwinggeschwindigkeitssignale wurde die am Schwingerreger eingestellte Frequenz ermittelt. Bei den Pfählen mit geringerer Impedanz wurde zusätzlich zur Vibrationsfrequenz auch ein Anteil der Frequenz von 20 Hz festgestellt.

Im Sand wurden die Maximalwerte der horizontalen und vertikalen Schwingbeschleunigung und Schwinggeschwindigkeit in Höhe des Meßwertaufnehmers gemessen. Die höheren Maximalwerte der Schwingbeschleunigung und der Schwinggeschwindigkeit wurden bei den Pfählen mit geringerer Impedanz gemessen. Das Frequenzspektrum der Meßsignale zeigte bei den Pfählen mit geringerer Impedanz neben den Frequenzen 40 bis 80 Hz immer einen gleich großen Anteil der Frequenz von 20 Hz. Bei den Pfählen mit größerer Impedanz wurde ein wesentlich geringerer Anteil der Frequenz von 20 Hz ermittelt.

Durch die Anregung des Sandes mit seiner Eigenfrequenz von 20 Hz kommt es zu einer Verdichtung. Bei den Pfählen mit geringerer Impedanz führte dies zu längeren Vibrationszeiten (DN 40 L) und zum Abbruch des Einbringvorganges (DN 50 L).

6.5 Analyse der Ergebnisse der Vibrationsversuche

Für das Einbringen von Vibrationspfählen gilt ebenso wie für das Einbringen von Rammpfählen, daß "einerseits die am Pfahlkopf eingeleitete Kraft so groß sein muß, daß sowohl die Mantelreibung als auch der Spitzenwiderstand des Bodens überwunden werden. Andererseits begrenzt die Impedanz die Größe der Kraft, die durch den Pfahl geleitet werden kann" (MASSARSCH (1997)).

Die Schwingweite sollte möglichst groß (5 bis 6 mm) sein, um eine gute Rammwirkung bzw. um eine schnelle Eindringung zu erzielen (KÜHN (1980)). Bei kleineren Amplituden kann der Boden die Lageveränderung durch elastische Verformung auffangen. Dadurch kommt es zu keiner Relativbewegung zwischen Rammgut und Boden und demzufolge zu keinem Rammfortschritt (HARTUNG (1994)). Bei den durchgeführten Versuchen liegt die Schwingweite 2a (Tabelle 9, Seite 53) im Bereich von 2 bis 3 mm und ist für die Pfähle mit geringerer Impedanz größer als für die Pfähle mit größerer Impedanz. Demzufolge müßten die Pfähle mit geringerer Impedanz schneller in den Boden eindringen. Da jedoch der DN 40 L nur sehr langsam und der DN 50 L gar nicht in den Sand eingebracht werden konnten, müssen andere Effekte einen größeren Einfluß haben.

HECKMAN & HAGERTY (1978) haben durch Feldversuche gezeigt, daß unter ansonsten gleichen Bedingungen der Verstärkungsfaktor der Schwinggeschwindigkeit K stark von der Impedanz abhängt. Bei abnehmender Impedanz erhöht sich deutlich die Vibrationsausstrahlung an den Boden. Dies wird durch die Auswertung der horizontalen Schwingbeschleunigung im Pfahl bestätigt. An den Pfählen mit geringerer Impedanz wurden höhere Absolutwerte der Schwingbeschleunigung gemessen. Das gleiche gilt auch für die horizontalen und vertikalen Schwingbeschleunigungen im Sand. Außerdem wurden bei der Frequenzanalyse der Schwingbeschleunigungssignale bei den Pfählen mit geringerer Impedanz neben der Erregerfrequenz von 50 Hz zusätzlich ein Anteil der Frequenz von 20 Hz ermittelt. Eine Anregung des Sandes in seiner Eigenfrequenz führt zu einer Verdichtung. Durch die Anregung des Sandes in seiner Eigenfrequenz und der höheren Energieabgabe über den Pfahlmantel reicht die am Pfahlfuß ankommende Kraft knapp aus (DN 40 L) bzw. nicht aus (DN 50 L) den Spitzenwiderstand zu überwinden. Die Verdichtung des Sandes beim Vibrieren der Pfähle mit geringerer Impedanz läßt die Vermutung zu, daß an diesen Pfählen die höheren Grenzlasten ermittelt werden. Für eine höhere Grenzlast an den Pfählen mit geringerer Impedanz spricht nach YOUD (1970) und TOKUE (1976 und 1979), daß bei zunehmender Vibrationsbeschleunigung die Porenzahl und damit die Lagerungsdichte zunimmt. Sowohl im Pfahl wie auch im Sand wurden an den Pfählen mit geringerer Impedanz die größeren Schwingbeschleunigungen gemessen. Es wurden jedoch bei den Vibrationsversuchen mit den verschiedenen Einbringverfahren die höheren Grenzlasten an den Pfählen mit größerer Impedanz festgestellt.

KÜHN (1980) weist darauf hin, daß es beim Vibrieren im Resonanzbereich zu einer ungewollten Auflockerung kommen kann. Die Anzahl der Belastungszyklen hat neben der Erregerfrequenz und dem Schwingweg einen Einfluß auf den Bodenwiderstand (MASSARSCH (1995)). Dabei wird jedoch keine Aussage über die Anzahl der Belastungszyklen gemacht, ab der es zu einer Auflockerung kommt. Auch bei den Versuchen von HARTUNG (1994) trat dieser Effekt auf. "Wurden Pfähle, die mit einer Frequenz nahe der Resonanzfrequenz des Bodens einvibriert, anschließend noch nachverdichtet, besteht die Gefahr, daß sich die Bodenstruktur auflockert und sich die Tragfähigkeit reduziert". Die Auswertung der Frequenzanalyse der Beschleunigungssignale zeigte bei den Pfählen mit geringerer Impedanz sowohl im Pfahl als auch im Sand Anteile der Frequenz von 20 Hz im Frequenzspektum. Aufgrund der längeren Vibrationszeit bei dem Pfahl mit geringerer Impedanz und der damit verbundenen längeren Anregung im Resonanzbereich kann es zu einer Auflockerung des Sandes und somit zu eine geringeren Grenzlast des Pfahls führen.

Das Nachvibrieren der Pfähle mit der Erregerfreguenz von 20 Hz sollte zu einer Verdichtung des Sandes und damit zu einer Erhöhung der Grenzlast führen. Auch die Frequenzanalyse der Meßsignale der horizontalen Schwingbeschleunigung im Pfahl ergab Frequenzen von 20 Hz. Die Ergebnisse zeigen jedoch eine leichte Abnahme der Tragfähigkeit von ca. 3 bis 9% bzw. eine gleich hohe Grenzlast beim DN 50 S. Beim Vergleich der Absolutwerte des Spitzendrucks und des Zugwiderstands stellt man fest, daß beim Nachvibrieren der Absolutwert des Spitzendruck zunimmt und der Absolutwert des Zugwiderstands abnimmt. Durch das Nachvibrieren kam es demzufolge zu einer leichten Verdichtung am Pfahlfuß und zu einer Auflockerung am Pfahlmantel. Ein Unterschied in der Abstrahlung der Vibration von der Pfahlmitte und dem Pfahlfuß in den Sand ist in den Absolutwerten der horizontalen Schwingbeschleunigung zu finden. In Pfahlmitte waren die Absolutwerte der horizontalen Schwingbeschleunigung beim Nachvibrieren größer als beim Vibrieren. YOUD (1970) schreibt von einer Grenzbeschleunigung, die sich nach jeder Einwirkung verschiebt. Umlagerungen der Körner kommen nur vor, wenn die neue Beschleunigung größer ist als die vorherige. Bei einer kleineren Beschleunigung ändert sich nichts an der Kornstruktur. Er erklärt dies mit Energiebarrieren aufgrund von internen Verkantungen und der Reibung zwischen den Sandkörnern, die es zu überwinden gilt. Ein weiterer Grund ist die Verringerung der Horizontalspannungen in der Verflüssigungszone am Pfahlmantel, die beim Vibrieren entsteht (HARTUNG (1994)). Durch das vertikale und horizontale Schwingen des Pfahls beim Vibrieren werden die am Pfahlmantel anliegenden Sandkörner in alle Richtungen beschleunigt. Direkt am Pfahlmantel entsteht eine Verflüssigungszone mit geringeren Scherkräften. Außerhalb dieser Verflüssigungszone steigen die Horizontalspannungen aufgrund des verdrängten Sandvolumens an (Bild 80). Ein geringer Horizontaldruck reicht nach Mohr-Coulomb aus, um die Bereich mit höherer Lagerungsdichte bzw. höheren Horizontalspannungen zu stützen. Dadurch wirken die höheren Horizontalspannungen nicht am Pfahlmantel.



Bild 80: Pfahl-Boden-Bereich während der Vibration, HARTUNG (1994)

Beim Nachrammen der Pfähle nahm die Grenzlast um ca. 20 bis 40% ab. Der umgebende Boden wird durch das Rammen der Pfähle verdichtet. Die Verdichtung des Sandes ist beim Vibrieren im Resonanzbereich des Sandes höher als beim Rammen. Der beim Einbringen von Pfählen entstehende Verdichtungsbereich unterhalb des Pfahlfußes beträgt nach ROBINSKY et al. (1964) in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte etwa dem 3 bis 5-fachen Pfahldurchmesser. Dieser verdichtete Bereich wurde beim Nachrammen der Pfähle (30 cm) durchstanzt. Dies wird deutlich beim Vergleich der Schlagzahlen für die verschiedenen Verfahren im Bereich von 1,1 bis 1,4 m Pfahleindringung (Tabelle 37). Bei einer Pfahleindringung von 1,2 m sind die Schlagzahlen bei der Einbringverfahren Vibration mit Nachrammung höher, während sie bei einer Eindringung von 1,4 m für beide Einbringverfahren ungefähr gleich sind. Bei den Pfählen mit größerer Impedanz ist die verdichtete Zone nicht so stark ausgeprägt. Dort beträgt die Differenz zwischen den Einbringverfahren bei 1,2 m Eindringung nur 4 Schläge, während sie bei dem Pfahl mit geringerer Impedanz 18 Schläge beträgt.

	DN 40 L		DN 40 S		DN 50 S	
Eindringtiefe [m]	Rammung	V + NR	Rammung	V + NR	Rammung	V + NR
1,2	30	48	18	22	16	20
1,3	27	41	15	15	15	16
1,4	16	20	12	13	11	13

Tabelle 37: Vergleich der Schlagzahlen von 1,1 bis 1,4 m Pfahleindringung

6.6 Ausblick

Die Lagerungsdichte beim Sandeinbau mit lockerer Lagerung war nur bis zur einer Eindringtiefe von 1,2 m konstant. Der Grund dafür war die zu kurze Länge des Modellrüttlers zum Verdichten des Sandes von 1,5 m. Es sollte versucht werden, eine konstante Lagerungsdichte bis mindestens 3 d unterhalb des Pfahlfußes zu erzielen, um die Veränderung am Pfahlmantel und am Pfahlfuß vergleichen zu können.

Beim Vibrieren der Pfähle sollte mit einem Amperemeter die Stromaufnahme am Rüttler gemessen werden. Damit kann der Energieeintrag vom Rüttler in den Pfahl ermittelt und somit die Effektivität des Einbringvorganges bestimmt werden.

Das Gewichtsverhältnis Pfahl zu Schwingerreger sollte den Verhältnissen in situ angepaßt werden. Das bedeutet, daß das Gewicht des Schwingerregers im Vergleich zum Pfahl reduziert werden muß. Außerdem sollte der Anteil des dynamischen Gewichts am Gesamtgewicht des Schwingerregers gesteigert werden.

7 Vergleich der Ramm- und Vibrationsversuche

Ein Vergleich der Ergebnisse der Ramm- und Vibrationsversuche kann nur an den Pfählen DN 40 L und S und DN 50 L und S durchgeführt werden, da in diesem Fall die Randbedingungen der gleichen Ausgangslagerungsdichte erfüllt sind. Unterschiedlich sind hingegen die Gewichtsverhätnisse zwischen Pfahlgewicht zu Fallgewicht bzw. Pfahlgewicht zu Gewicht des Schwingerregers. Bei den Rammversuchen wurden mit dem Gewichtsverhältnis 1:1 und 1:2 gearbeitet. Dies konnte bei den Vibrationsversuchen aufgrund der Konstruktion des Schwingerregers nicht eingehalten werden. Das Verhälnis Pfahlgewicht zu Schwingerreger lag zwischen 1:2,9 und 1:6,6. Bei großmäßstäblichen Schwingerregern oder Vibratoren liegt der Anteil der dynamischen Masse am Gesamtgewicht bei ca. 50 bis 60%. Der Anteil der dynamischen Masse betrug beim im Labor verwendeten Schwingerreger nur 5%.

In Tabelle 38 die Grenzlasten der Pfähle beim lockeren Einbau des Sandes zusammengestellt.

Pfahl	Rammung Grenzlast	Vibration Grenzlast	Vibration + NV Grenzlast	Vibration + NR Grenzlast
an and a days	[N]	[N]	[N]	[N]
DN 40 L	2010	4125	4020	2505
DN 40 S	2040	4575	4185	2610
DN 50 L	3990	-	-	-
DN 50 S	4050	4860	4920	3960

Tabelle 38: Zusammenstellung der Grenzlasten für den lockeren Einbau des Sandes

Der Vergleich der Grenzlasten der gerammten und vibrierten Pfähle zeigt, daß die Grenzlasten bei den vibrierten Pfählen um 100 % beim DN 40 L und S und 25 % beim DN 50 S höher liegen als bei den gerammten Pfählen. Dieses Ergebnis entspricht nicht den Erfahrungen der meisten Autoren (z.B. BRAAKER 1986, MAZUR-KIEWICZ 1986 und HARTUNG 1994). In der Regel beträgt die Grenzlast vibrierter Pfähle ca. 60 bis 70 % gerammter Pfähle. Einzig O'NEILL et al. (1990) haben bei Laborversuchen auch den Effekt beobachtet, daß vibrierte Pfähle eine höhere Grenzlast erreichen als gerammte Pfähle. Bei einer bezogenen Lagerungsdichte des Sandes von 65 % war die Grenzlast bei den gerammten Pfählen größer und bei einer bezogenen Lagerungsdichte von 90 % war die Grenzlast bei den vibrierten Pfählen größer. Die Frequenz, mit der die Pfähle einvibriert bzw. das Fallgewicht und die Fallhöhe mit der die Pfähle eingerammt wurden, ist nicht näher beschrieben.

Am Beispiel der Meßergebnisse des DN 40 L und S werden die Unterschiede in den Grenzlasten der verschiedenen Einbringverfahren erläutert. Unter der Voraussetzung, daß beim Rammen ein Schlag pro Sekunde ausgeführt wurde, sind in Tabelle 39 die Ramm- und Vibrationszeiten zusammengestellt.

Pfahl	Rammung Zeit [s]	Vibration Zeit [s]	Vibration + NV Zeit [s]	Vibration + NR Zeit [s]
DN 40 L	337	870	870 + 60	710/200
DN 40 S	191	330	330 + 60	290/50

Tabelle 39: Ramm- und Vibrationszeiten beim lockeren Einbau des Sandes

Die gerammten Pfähle hatten eine wesentlich höhere Eindringgeschwindigkeit als die vibrierten. Bei der Auswertung der Schlagzahlen für die letzten 30 cm ist eine interessante Tendenz zu erkennen. Vergleicht man die bei der Nachrammung notierten Schlagzahlen mit denen aus den Rammversuchen (Kap. 5.3.2), so ist festzustellen, daß sich beim DN 40 S die Schlagzahlen bei der Nachrammung nur um ca. 5 Schläge erhöhen. Beim DN 40 L erhöht sich die Schlagzahl für die letzten 30 cm von ca. 70 auf etwa 110 Schläge (s. Tabelle 37). Dies deutet auf einen stark veränderten Sand durch das Vibrieren des Pfahls mit geringerer Impedanz im Gegensatz zum Rammen hin.

Bei den Vibrationsversuchen ergab die Frequenzanalyse der Meßsignale im Pfahl und im Sand beim Einbringen der Pfähle mit geringerer Impedanz neben der Vibrationsfrequenz von 50 Hz auch einen gleich großen Anteil im Frequenzspektrum von 20 Hz. Bei den Pfählen mit größerer Impedanz wurde ein geringerer Anteil der Frequenz 20 Hz gemessen. Wie bereits erwähnt, entspricht die Frequenz von 20 Hz ungefähr der Eigenfrequenz des Sandes. Dies führte dazu, daß an den vibrierten Pfählen höhere Grenzlasten als an den gerammten Pfählen festgestellt wurden.

Der Vergleich der Sondierungen für den Pfahl DN 40 S nach der Pfahlherstellung (Bild 81) zeigt keinen gravierenden Unterschied zwischen den einzelnen Einbringverfahren. Die Sondierung für den gerammten Pfahl weist im Bereich bis 0,7 m Eindringtiefe geringfügig höhere Schlagzahlen und von 1,2 m bis 1,5 m Eindringtiefe jeweils um 2 Schläge pro 10 cm niedrigere Schlagzahlen auf. Diese 2 Schläge pro 10 cm bedeuten hier schon einen Unterschied von 20 bis 30 %.



Bild 81: Sondierungen vor und nach der Pfahlherstellung des DN 40 S für die ver schiedenen Einbringverfahren

Die geringeren Grenzlasten an den gerammten Pfählen sind auf einen geringeren Spitzendruck bei den gerammten Pfählen zurückzuführen. Anhand der Ergebnisse der Rammsondierungen nach der Pfahlherstellung wird dies deutlich. Der Anteil des Spitzendrucks an der Grenzlast betrug bei den Vibrationspfählen ca. 60 bis 70 %. Aus dem Grund würde sich eine geringere Lagerungsdichte unterhalb des Pfahlfußes deutlich im Spitzendruck und damit in der Grenzlast bemerkbar machen. Bis in eine Tiefe von 1,2 m sind die Sondierergebnisse gleich bzw. sie liegen über denen der vibrierten Pfähle. Im Bereich des Pfahlfußes liegen die Schlagzahlen der Sondierung nach Herstellung der Pfähle bei dem gerammten Pfahl unter denen der vibrierten Pfähle.

8 Übertragung der Erkenntnisse der Modellversuche auf einen Versuch in situ

8.1 Allgemeines

Zur Überprüfung der Übertragbarkeit der im Labor gewonnenen Erkenntnisse wurde ein Versuch im Maßstab 1:1 durchgeführt. Ein zur Herstellung von Ortbetonrammpfählen notwendiges Rammrohr diente als Testpfahl. Das Rammrohr wurde, nachdem es mit Meßwertaufnehmern bestückt war, mit einer Fußplatte versehen in den Boden gerammt. Der Versuch wurde auf dem Gelände der Volkswerft Stralsund mit dankenswerter Unterstützung der Fa. GKT Spezialtiefbau, Hamburg durchgeführt.

Der Versuch in situ dient zur Ableitung qualitativer Tendenzen zwischen den Ergebnissen der Laborversuche und denen des Versuchs in situ. Auf eine Überprüfung der Anwendbarkeit von Modellgesetzen im Grundbau und der Bodenmechanik kann daher verzichtet werden. Eine ausführliche Darstellung der Anwendbarkeit von Modellgesetzen findet sich bei GUDEHUS (1992).

8.2 Versuchsaufbau

In Tabelle 40 sind die Daten des Pfahles zusammengestellt.

Pfahl	Außendurch-	Pfahlfuß-	Innendurch-	Länge	Stahlquer-	Impedanz
	messer	fläche	messer	1	schnittsfläche	1
х — 1	[cm]	[cm ²]	[cm]	[m]	[cm ²]	[kNs/m]
Testpfahl	61	2922	56	21	459,5	1883,9

Tabelle 40: Daten des Testpfahles

Das Rammrohr wurde mit Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmern am Pfahlkopf, in Pfahlmitte und am Pfahlfuß bestückt. Die Dehnungsaufnehmer waren in allen drei Meßebenen so angebracht, daß sie die Dehnungen bzw. Stauchungen in Pfahllängsrichtung messen. Am Pfahlkopf wurden die Beschleunigungen in axialer Richtung, in Pfahlmitte und am Pfahlfuß in horizontaler (radialer) Richtung gemessen. Aus den gemessenen Beschleunigungen wurde durch Integration die horizontale Geschwindigkeit berechnet. Der Meßaufbau mit den Aufnehmern und den genauen Höhenangaben ist in Bild 82 dargestellt.



8.3 Bodenaufbau

Die oberen 8 m bestehen aus einer Sandaufspülung in lockerster Lagerung. Für diesen Bereich liegen keine Werte einer Spitzendrucksondierung vor. Ab 8 m unter GOK beginnt der Geschiebemergel, der bis zur Erkundungstiefe von 30 m ansteht. In dem Geschiebemergel sind Sandbänder mit einer Mächtigkeit von 0,2 bis 0,7 m enthalten. Die Spitzendrucksondierung ergibt zwischen 8 unter 19 m unter GOK Spitzendruckwerte von $\sigma_s = 2 - 3 \text{ MN/m}^2$ und Mantelreibungswerte von im Mittel $\tau_m = 0,05 \text{ MN/m}^2$. Unterhalb von 19 m steigen diese Werte auf ca. 10 - 20 MN/m² für den Spitzendruck und 0,1 - 0,2 MN/m² für die Mantelreibung an.

8.4 Durchführung des Versuchs in situ

Vor der Versuchsdurchführung wurde eine schwere Rammsondierung (DPH) nach DIN 4094 durchgeführt. Diese diente als Referenz für die Sondierung nach der Pfahlherstellung. Nach dem Einbau der Meßwertgeber wurde das Rammrohr unten durch eine Fußplatte verschlossen und mit einem Hydraulikbär HB 70 gerammt. Das Fallgewicht beträgt 7 t mit einer max. Fallhöhe von 1,08 m. Es wurden neben den gemessenen Dehnungen und Beschleunigungen auch die Schläge pro Meter Eindringung notiert.

Die Meßkabel der Aufnehmer in Pfahlmitte und am Pfahlfuß wurden im Rammrohr geführt. Durch eine Öffnung, die sich ca. 1,0 m unter dem Pfahlkopf befand, wurden die Meßkabel nach außen geführt. Die Halterung der Meßkabel an der Öffnung wurde während der Rammung beschädigt, so daß bei einer Eindringung des Pfahles von 16 m die Rammung abgebrochen werden mußte. Der Pfahlfuß stand somit ca. 3 m über dem tragfähigen Baugrund. Dies spiegelt sich in den Schlagzahlen der Rammung und in der Tragfähigkeit des Pfahles wieder.

Aufgrund der zu geringen Anzahl der zur Verfügung stehenden Meßgeräte konnte entweder in Pfahlmitte oder am Pfahlfuß gemessen werden. Daher liegen für einige Eindringtiefen keine Meßwerte für beide Meßquerschnitte vor. Am Pfahlkopf wurde kontinuierlich während der gesamten Rammung gemessen.

8.5 Ergebnisse des Versuchs in situ

8.5.1 Tragfähigkeit

Die Bruchlast des Rammrohres wurde durch eine dynamische Pfahlprobebelastung ermittelt. Diese wurde nach dem CAPWAP-Verfahren ausgewertet. Das Ergebnis ist in Tabelle 41 aufgeführt.

Pfahl	Bruchlast	Anteil Mantelreibung	Anteil Spitzendruck	
	[kN]	[kN]	[kN]	
Testpfahl	1000	380	620	

Tabelle 41: Tragfähigkeit nach der CAPWAP-Methode

8.5.2 Schlagzahl und Rammarbeit

Für die 16 m Eindringung wurden insgesamt 655 Schläge benötigt. Mit einer Fallhöhe von 0,8 m und einem Fallgewicht von 7 t ergibt sich eine rechnerische Gesamtrammarbeit von

W = 655 Schläge • 0,8 m • 70 kN = 36.680 kNm.

8.5.3 Sondierungen vor und nach der Pfahlherstellung

Wie bei den Laborversuchen wurden auch beim Versuch in situ Rammsondierungen zur Kontrolle der Lagerungsdichteänderung durchgeführt. In diesem Fall wurden allerdings schwere Rammsondierungen nach DIN 4094 ausgeführt, da mit einer leichten Rammsondierung nicht die erforderliche Tiefe erreicht worden wäre. Dabei wurden vor und nach der Pfahlherstellung jeweils zwei Rammsondierungen ausgeführt. In Bild 83 sind die Mittelwerte der schweren Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung dargestellt. Zur besseren Darstellung wurde aufgrund der vielen Meßpunkte ein Mittelwert für eine Eindringung von jeweils 50 cm gewählt.

Die Sondierung nach Pfahlherstellung wurde bis einen Meter unterhalb der Pfahlfußebene (17 m unter GOK) ausgeführt.



Bild 83: Schwere Rammsondierung vor und nach der Pfahlherstellung
Bis zu einer Tiefe von ca. 14 m sind die Kurvenverläufe der beiden Rammsondierungen nahezu deckungsgleich. Dies ist auf die sehr lockere Lagerungsdichte des Bodens zurückzuführen. Zwischen 14 und 16 m steigen die Schlagzahlen bei der Sondierung nach Pfahlherstellung im Vergleich zur Sondierung vor Pfahlherstellung um im Mittel 35 % an. Das sind ungefähr 10 bis 15 Schläge/10 cm Eindringung.

Aus den Ergebnissen der Spitzendrucksondierung war eine Zunahme des Spitzendrucks erst ab ca. 19 m unter GOK zu erkennen (s. Kap 8.3). Die Ergebnisse der Rammsondierung vor der Pfahlherstellung zeigten eine Zunahme der Lagerungsdichte bereits ab ca. 11 m unter GOK. Dies ist einerseits auf die zusätzliche Vertikalbelastung durch das Einspülen des Sandes und andererseits auf die Verdichtung des Bodens durch die bereits hergestellten Pfähle zurückzuführen. Dadurch steht der Boden ab ca. 15 m unter GOK bereits in einer dichten Lagerung an.

8.5.4 Vertikale Beschleunigung am Pfahlkopf

Die vertikale Beschleunigung wurde am Pfahlkopf gemessen. Sie liegt im Mittel bei 328 g während der gesamten Rammung. Die Mittelwerte für die jeweilige Eindringtiefe weichen maximal 5,5 % vom Mittelwert ab (Bild 84).





8.5.5 Horizontale Schwingbeschleunigung im Pfahl

Die horizontale Schwingbeschleunigung im Pfahl wurde in jeder Meßebene (Pfahlmitte und Pfahlfuß) mit zwei Beschleunigungsaufnehmern gemessen. Dabei wurden zunächst die Maximalwerte der horizontalen Schwingbeschleunigung für jeden Aufnehmer getrennt ermittelt. Danach wurden für jeden Meter Eindringung die Mittelwerte aus den Ergebnissen der beiden Aufnehmer eines Meßquerschnittes ermittelt und über die Eindringtiefe aufgetragen (Bild 85).

Die horizontalen Schwingbeschleunigungen am Pfahlfuß sind zu Beginn der Rammung um ungefähr 40 bis 50 % größer als die in Pfahlmitte gemessenen. Bis zu einer Eindringung von 7 m liegen sie in der Größenordnung von 300 g. Danach nehmen sie mit zunehmender Eindringtiefe bis zum Ende der Rammung ab. Für beide Meßquerschnitte liegen die Werte der horizontalen Beschleunigung dann in der gleichen Größenordnung. Das bedeutet, daß der Pfahl mit zunehmender Eindringung am horizontalen Schwingen gehindert wird.



Bild 85: Verlauf der horizontalen Beschleunigung über die Eindringtiefe

Eine Erklärung für die am Pfahlfuß im Vergleich zur Pfahlmitte größere Maximalwerte der Schwingbeschleunigung läßt sich mit Hilfe der Stoßwellenausbreitung in Pfählen finden (s. Kap. 2.4).

An einem freien Pfahlende ist die Schwingbeschleunigung doppelt so groß wie der einfallende Anteil der Schwingbeschleunigung. Die Kraft wird vollständig und mit Vorzeichenumkehr reflektiert. Im Gegensatz dazu wird die Kraft an einem starr gelagerten Pfahlende vollständig reflektiert, bei einer Umkehr des Vorzeichens und einer Verdoppelung der Amplitude.

Aufgrund der sehr lockeren Lagerung des Bodens kommt es in diesem Fall nicht zu einer Verdopplung der Amplituden am Pfahlfuß, so aber doch zu größeren Maximalwerten als in Pfahlmitte. Bei zunehmender Eindringung des Pfahles nimmt die Differenz zwischen den Ergebnissen in Pfahlmitte und Pfahlfuß ab. Das bedeutet, daß die Lagerung des Pfahlfußes starrer wird.

Der zeitliche Verlauf des Signals der horizontalen Schwingbeschleunigung konnte nicht ausgewertet werden, da das verwendete Meßgerät das Beschleunigungssignal intern sofort zur Geschwindigkeit integriert. Der Geschwindigkeitsverlauf über die Zeit läßt sich auch grafisch darstellen und auswerten (Kap. 8.5.6).

8.5.6 Horizontale Schwinggeschwindigkeit im Pfahl

Die horizontale Schwinggeschwindigkeit wird durch Integration der Beschleunigungssignale ermittelt. Sie zeigen den gleichen Verlauf über die Eindringtiefe wie die horizontalen Schwingbeschleunigungen. Die Ergebnisse am Pfahlfuß sind nur um ca. 20 % größer als die Ergebnisse in Pfahlmitte. Zum Ende der Rammung nehmen an beiden Meßquerschnitten die horizontalen Schwinggeschwindigkeiten ab. Sie liegen am Ende der Rammung in der gleichen Größenordnung.

Außerdem wurde der Verlauf der Schwinggeschwindigkeit ausgewertet, die durch den Rammschlag verursacht wurde. In Tabelle 42 sind die Ergebnisse über die Anzahl der Amplituden und die zeitliche Dauer des Schwinggeschwindigkeitsverlaufs zusammengestellt. Dabei ist zu erkennen, daß zwischen den beiden Aufnehmern eines Meßquerschnittes kaum ein Unterschied besteht. Exemplarisch ist in Bild 86 jeweils eine Meßkurve für die Pfahlmitte (oben) und den Pfahlfuß (unten) dargestellt.



Bild 86: Beispiel einer Meßkurve der horizontalen Geschwindigkeit in Pfahlmitte (oben) und Pfahlfuß (unten)

Tabelle 42: Zusammenstellung der Amplitudenanzahl und der zeitlichen Dauer des Schwinggeschwindigkeitsverlaufs

	1. Aufnehmer		2. Aufnehmer	
Lage des Aufnehmers	Anzahl der Amplituden	Dauer der Einwirkung	Anzahl der Amplituden	Dauer der Einwirkung
	[-]	[ms]	[-]	[ms]
Pfahlmitte	4 - 5	10 - 18	5	15 - 17
Pfahlfuß	2 - 4	6 - 10	2 - 4	6 - 10

8.5.7 Dehnungen und Kräfte im Pfahl

Die Dehnungen wurden in jedem Meßquerschnitt mit zwei Aufnehmern gemessen, da damit die durch den Rammschlag eventuell auftretenden Exzentrizitäten ausgeglichen werden können. Der Verlauf der gemessenen Dehnungen am Pfahlkopf über die Eindringtiefe ist nahezu konstant (Bild 87). Dies war auch nicht anders zu erwarten, da die Fallhöhe (eingeleitete Energie pro Schlag) nicht verändert wurde. Der Verlauf entspricht dem der vertikalen Beschleunigung (Kap 7.5.4). Die maximal auftretenden Kräfte werden aus den gemessen Dehnungen berechnet. Aufgrund des linearen Zusammenhangs entspricht der Verlauf der Kräfte über die Eindringtiefe dem der Dehnungen.



Bild 87: Verlauf der maximalen Dehnungen und maximalen Kräfte am Pfahlkopf über die Eindringtiefe

Außerdem wurde der Verlauf der maximalen Dehnungen über die Eindringtiefe an den drei Meßquerschnitten ausgewertet (Bild 88). Die Ergebnisse zwischen Pfahlkopf und Pfahlmitte differieren nur um ca. 5 %. Die Dehnungen nehmen am Pfahlfuß in bezug zum Pfahlkopf im Mittel um ca. 30 % ab.

Das bedeutet, daß zwischen den Meßebenen Pfahlkopf und Pfahlmitte Kraft bzw. Energie 'verloren' gegangen ist. Beim Rammen muß nicht nur der Spitzendruck überwunden werden, sondern auch die Mantelreibung. Daher ist der Unterschied der Dehnungen vom Pfahlkopf und Pfahlfuß zu erklären.



Bild 88: Verlauf der maximalen Dehnungen über die Eindringtiefe am Pfahlkopf, in Pfahlmitte und am Pfahlfuß

8.6 Qualitative Zusammenhänge der Ergebnisse des Versuchs in situ mit denen der Laborversuche

8.6.1 Allgemeines

Der Modellfaktor für die geometrischen Randbedingungen betrug beim Vergleich der Außendurchmesser und der Wandstärke ungefähr 1:10 zueinander (s. Tabelle 43). Bei der Pfahllänge konnte dieses Verhältnis nicht eingehalten werden, da kein Rammrohr mit einer Länge von 15 m zur Verfügung stand. Außerdem sollte der Pfahl bis in den tragfähigen Baugrund eingebracht werden. Das Verhältnis Fallgewicht zu Pfahlgewicht entsprach bei beiden Versuchen ca. dem Verhältnis 1:1.

Pfahl	Außendurch- messer [mm]	Wandstärke [mm]	Länge [m]	Gewicht des Pfahls [kg]	Fallgewicht [kg]
DN 50 L	60,2	2,25	1,5	4,8	4,8
Testpfahl	610	25	21	7600	7000

Tabelle 43: Pfahldaten

8.6.2 Vergleich Laborversuch mit dem Versuch in situ

Die Bruchlasten und Rammarbeiten der beiden Pfähle lassen sich schwer vergleichen. Der Grund dafür ist der unterschiedliche Boden, in den die beiden Pfähle jeweils gerammt wurden. Der Vergleich der Sondierungen vor und nach Pfahlherstellung zeigt an beiden Pfählen eine Steigerung der Sondierschläge. Beim Versuch in situ beträgt die Zunahme der Sondierschläge ca. 35% (10 bis 15 Schläge pro 10 cm Eindringung). Zum Vergleich werden die Ergebnisse des Pfahls DN 50 L bei mitteldichter Lagerung des Sandes herangezogen. Dabei war eine Zunahme zwischen 50 und 70% zu verzeichnen. Das bedeutet eine Zunahme der Sondierschläge um etwa 15 bis 18 Schläge pro 10 cm Eindringung. Die Rammsondierungen im Labor und beim Versuch in situ wurden mit unterschiedlichen Verfahren durchgeführt. Ein Vergleich der Sondierungen ist möglich, soweit nur die qualitative Veränderung der Lagerungsdichte durch das Rammen der Pfähle betrachtet wurde.

Die am Pfahlkopf gemessene axiale Dehnung ist sowohl beim Versuch in situ als auch beim Laborversuch während der Rammung konstant. Beim Laborversuch ist die Abweichung vom Mittelwert größer (s. Bild 63, Kap. 5.3.9). Dies kann bei den Laborversuchen in einer teilweisen exzentrischen Krafteinleitung begründet sein.

Die Maximalwerte der horizontalen Schwingbeschleunigung im Pfahl konnten bei den Laborversuchen aufgrund der verwendeten Meßwertaufnehmer nicht ermittelt werden. Es konnte nur die Charakteristik des zeitlichen Verlaufs des Meßsignals ausgewertet werden. Beim Versuch in-situ nahmen die Maximalwerte mit zunehmender Eindringtiefe des Pfahls ab. Zu Beginn der Rammung lagen sie in den beiden Meßquerschnitten bei rund 300 g (Pfahlmitte) und bei 200 g (Pfahlfuß). Bis zu einer Eindringung des Pfahls von 7 m blieben sie auf diesem Niveau. Zum Ende der Rammung lagen die Maximalwerte an beiden Meßquerschnitten mit ca. 80 g in der gleichen Größenordnung. Eine Erklärung dafür ist, daß der Testpfahl mit zunehmender Eindringung in den Boden am horizontalen Schwingen gehindert wird. Abhängig ist dies von der Ausgangslagerungsdichte des Bodens und von der Pfahllänge und somit von der Steifigkeit des Pfahles. Das gleiche wurde auch bei der Auswertung der horizontalen Schwinggeschwindigkeit festgestellt.

Beim Vergleich der Verläufe des Signals der horizontalen Schwinggeschwindigkeit über die Zeit war bei den Rammversuchen im Labor ein Unterschied zwischen den

Pfählen mit größerer und mit geringerer Impedanz zu erkennen. Der Pfahl mit geringerer Impedanz hatte eine größere Anzahl an Amplituden und eine längere zeitliche Dauer des durch den Rammschlag erzeugten Meßsignals. Die Anzahl der Amplituden ist beim Versuch in situ mit 4 - 5 etwas größer und auch die zeitliche Dauer des Geschwindigkeitssignals mit 15 - 17 ms ist länger als beim Versuch mit lockerer Lagerung des Sandes. Beim mitteldichten Einbau des Sandes lag die Anzahl der Amplituden mit 3 - 6 in der gleichen Größenordnung wie beim Testpfahl, nur die zeitliche Dauer lag mit 4 - 9 ms unter der des Versuchs in situ. Die Frequenzanalyse ergab bei beiden Versuchen Frequenzen von mehr als 100 Hz.

Die Ergebnisse des Versuchs in situ zeigen eine Ähnlichkeit mit den Ergebnissen der Laborversuche. Die axiale Dehnung und die vertikale Beschleunigung am Pfahlkopf sind, bei gleichbleibendem Energieeintrag, während der Rammung konstant, Sowohl beim Versuch in situ wie auch beim Laborversuch kommt es durch das Rammen des des Bodens. Aus Pfahls 711 einer Verdrängung der durchgeführten Rammsondierungen ist zu erkennen, daß es jeweils zu einer Verdichtung geführt hat. Diese Verdichtung läßt sich am Pfahlmantel und auch unterhalb des Pfahlfußes feststellen. Anhand der Auswertung der horizontalen Schwingbeschleunigung und Schwinggeschwindigkeit ist ein horizontales Schwingen des Pfahls zu erkennen. Der zeitliche Verlauf des durch den Rammschlag erzeugten Meßsignals der horizontalen Geschwindigkeit ist bei beiden Versuchen ähnlich. Daraus läßt sich ableiten, daß das Verhalten eines Pfahls während des Rammens im Labor dem Verhalten in situ ähnlich ist, so daß durchaus Rammversuche im Labor kleinmaßstäblich durchgeführt werden können und sich aus den Ergebnissen Tendenzen für das Tragverhalten von Pfählen ableiten lassen.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Das Ziel der Arbeit war es, den Einfluß der Herstellung von Ramm- und Vibrationspfählen auf die Tragfähigkeit zu untersuchen. Nach Auswertung der Literatur konnte festgestellt werden, daß es noch viele offene Fragen zum Tragverhalten von Pfählen gibt.

Entscheidend für das Tragverhalten ist der Energieeintrag in den Pfahl, der Verlauf im Pfahl und der Übergang in den Boden. Die Energieaufnahme des Pfahls und auch die Übertragung der Energie in den Boden hängt im wesentlichen von der Impedanz des Pfahles ab.

Das Versuchsprogramm wurde mit den aus der Literatur gewonnenen Erkenntnissen abgestimmt. Es wurden Modellpfähle mit gleichem Außendurchmesser aber unterschiedlichen Innendurchmessern untersucht. Das Fallgewicht bei den Rammversuchen war jeweils dem Pfahlgewicht angepaßt. Der Sand wurde in zwei verschiedenen Lagerungsdichten eingebaut.

Bei den Rammversuchen unterschieden sich die Ergebnisse bei den verschiedenen Einbauverfahren des Sandes. Bei lockerer Lagerungsdichte waren keine Unterschiede in den Tragfähigkeiten für die Pfähle mit verschiedenen Impedanzen zu erkennen. Bei den Versuchen mit mitteldichtem Einbau des Sandes erzielten die Pfähle mit geringerer Impedanz höhere Tragfähigkeiten. Dabei mußte an den Pfählen mit geringerer Impedanz mehr Energie eingeleitet werden, um die Endtiefe zu erreichen. Die Auswertung der Effektivität des Rammvorganges zeigt jedoch eine wirtschaftlichere Rammung bei den Pfählen mit größerer Impedanz.

Die Auswertung der Anzahl der Schwingungen und der zeitlichen Dauer der durch den Rammschlag erzeugten Einwirkung auf den Sand ergab, daß der Pfahl mit geringerer Impedanz länger horizontal schwingt. Dadurch kommt es zu einer Umlagerung des Sandes, die sich in einer höheren Tragfähigkeit äußert.

Bei den Vibrationsversuchen war das Eindringverhalten der Pfähle mit verschiedenen Impedanzen sehr unterschiedlich. Alle Versuche wurden mit einer Rüttlerfrequenz von 50 Hz durchgeführt. Die Pfähle mit geringerer Impedanz konnten nur sehr langsam bzw. gar nicht in den Sand eingebracht werden. An dem Meßwertaufnehmer im Sand wurde bei den Pfählen mit geringerer Impedanz, zusätzlich zur Frequenz von 50 Hz, ein gleich großer Anteil der Frequenz von 20 Hz im Frequenzspektrum nachgewiesen. Entscheidend ist daher nicht die Frequenz am Rüttler, sondern die Frequenz, die das Gesamtsystem Rüttler-Pfahl in den Boden weiterleitet. Ein Vergleich der Ergebnisse der Vibrationsversuche mit denen der Rammversuche zeigte höhere Tragfähigkeiten bei den Vibrationspfählen. Auch hier ist die Ursache die größere Verdichtung des Sandes beim Vibrieren der Pfähle. Das ist auf eine Anregung des Sandes in seiner Eigenfrequenz von ca. 20 Hz zurückzuführen.

Der Versuch in situ brachte eine gute qualitative Übereinstimmung der Verläufe der Meßsignale in Pfahlmitte und am Pfahlfuß. Dabei wurden die Anzahl der Schwingungen der horizontalen Schwinggeschwindigkeit und die zeitliche Dauer der durch den Rammschlag erzeugten Einwirkung auf den Sand verglichen. Eine vollständige Ähnlichkeit kann zwischen den Laborversuchen und dem Versuch in situ nicht hergestellt werden.

Die durch die Versuche gewonnenen Erkenntnisse dienen dem besseren Verständnis des Tragverhaltens von Pfählen. Im Rahmen von weiteren Forschungsarbeiten sollte nicht nur der qualitative Verlauf der Meßsignale, sondern darüber hinaus der Einfluß der Absolutwerte untersucht werden. Damit wäre dann auch die Möglichkeit geschaffen, die Ergebnisse zur Überprüfung von FE-Berechnungen heranzuziehen.

10 Literaturverzeichnis

ATTEWELL, P.B. FARMER, I.W. 1973	Attenuation of Ground Vibration from Pile Driving, Ground Engineering, Vol. 6, No. 4
BALTHAUS, HG. MESECK,H. 1984	Integritätsprüfungen an Ortbetonpfählen, Tiefbau, Inge- nieurbau und Straßenbau, Nr. 9, S. 470-479
BALTHAUS, HG. 1985	Theoretische Grundlagen dynamischer Pfahltestverfah- ren, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenme- chanik der TU Braunschweig, Seminar Dynamische Pfahl- tests, Heft 19
BALTHAUS, HG. 1986 I	Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dyna- mischen Pfahlprüfmethoden, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr.21
BALTHAUS, HG. 1986 II	Einflußgrößen auf die Pfahltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Einbringmethode, Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, Institut für Grundbau, Boden- und Fels- mechanik der Technischen Universität Darmstadt
BERNARDES, G. 1990	Dynamic and Static Testing of large Model Piles in Sand, Institutt for Geoteknikk, Universitetet I Trondheim
BERNATZIK, W. 1947	Baugrund und Physik, Schweizer Druck- und Verlagshaus, Zürich
BRAAKER, H. 1986	Rammgeräteeinfluß auf die Tragfähigkeit, Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, Institut für Grundbau, Bo- den- und Felsmechanik der Technischen Universität Darmstadt
BROMS, B. 1980	Recent pile research, Activities of the Swedish Commis- sion of Pile Research, rapport 61, Stockholm
COMMITTEE, B. 1971	Field Tests on Piles in Sand, Soils and Foundations 11, No. 2

DAVIDSON, J. L. MORTENSEN, R.A. BARREIRO, D. 1981	Deformations in Sand around a Cone Penetrometer Tip, Proceedings of the 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm
DETTE, H. 1996	Versuche zur Reproduzierbarkeit des Sandeinbaus eines Modellsandes, Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, unveröffentlicht
DGGT 1993	Statische axiale Probebelastungen von Pfählen, Emp- fehlung des Arbeitskreises 2.1 der Deutschen Gesell- schaft für Geotechnik, Geotechnik 3
DGGT 1991	Stoßprüfung von Pfählen, Empfehlung des Arbeitskreises 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Geotechnik 3
DIN 2440 u. 2441 1978	Stahlrohre, Mittelschwere Gewinderohre
DIN 1054 1976	Zulässige Belastung des Baugrunds
DIN V 1054-100 1995	Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbei- werten
DIN EN 1536 1997	Bohrpfähle, Ausführung spezieller geotechnischer Arbei ten
DIN pr EN 12699 1997	Verdrängungspfähle, Ausführung spezieller geotechni scher Arbeiten, Entwurf
DIN 18126 1989	Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung
DIN 4014 1990	Bohrpfähle, Herstellung, Bemessung und Tragverhalten
DIN 4017 1979	Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgrün- dungen
DIN 4026 1975	Rammpfähle, Herstellung Bemessung und zulässige Belastung

DIN V 4026-500 Verdrängungspfähle, Herstellung 1996 **DIN 4094** Erkundung durch Sondierungen 1990 DÜWELSHÖFT. E. Versuche zur Reproduzierbarkeit des Sandeinbaus mittels GIELSOK. G. eines Tiefenrüttlers, Studienarbeit am Institut für Grund-1996 bau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, unveröffentlicht EAU Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassun-1990 gen", der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., 8. Auflage ERNST, D. Bewegungsverhalten, Leistungsaufnahme und Material-1971 spannungen des zwangserregten Halbraumes bei der Vibrationsverdichtung, VDI-Fortschrittsbericht Reihe 4, Nr. 20, VDI-Verlag, Düsseldorf FEDA, J. Skin Friction of Piles due to Dilatancy, Proc. on Soil 1963 Mechanics, Budapest FEDA, J. Skin Friction of Piles, Proceedings of the 6th Conference 1976 on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wien FLESCH. R. Schwingungen im Wohn- und Industriebau, Ausbreitung 1986 von Erschütterungen im Boden und Bauwerk, Vortragsband der 3. Jahrestagung der Deutschen Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudvnamik, Hannover FONG, C.K. Pile/Soil Interaction and Load versus Deflection relation-DICKSON, W.J. ship of piles in granular material. Proceedings of the 2nd 1984 International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Stockholm FRANKE, E. Grundbautaschenbuch, Band II, 3. Auflage, Ernst & Sohn, 1982 Berlin / München FRANKE, E. Die Entwicklung der Tragfähigkeitsangaben in den deut-1989 schen Pfahlnormen, Bautechnik 66, Heft 11

146

FRANKE, E. 1992

GEERLING, J. SMITS, M.Th.J.H. 1992

GOGLE, G.G. LIKINS, G. RAUSCHE, F. 1975

GRIGORIAN, A.A. MAMONOV, V.M. 1967

GUDEHUS, G. 1980 a

GUDEHUS, G. 1980 b

GUDEHUS, G. 1992

HARTUNG, M. 1994

HECKMAN, W.S. HAGERTY, D.J. 1978

HERTWIG, A. 1936

HÖLSCHER, P. BARENDS, F.B.J. 1996 Grundbautaschenbuch, Band III, 4. Auflage, Ernst & Sohn Berlin / München

Prediction of Load-Displacement Characteristics of Piles from the Results of dynamic/kinetic Load Tests, Proceedings of the 4th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Test Results, The Hague, Netherlands

Bearing capacity of piles from dynamic measurement, Final report, Case Western University, prepared for: Ohio Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Dept. of Civil Engineering

Bestimmung der Tragfähigkeit eines eingerammten Reibungspfahles in Bodenverhältnissen vom 1. Typ (Original russisch), Proceedings of the 3rd Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Budapest

Materialverhalten von Sand, Neuere Erkenntnisse, Bauingenieur 55, S. 57 - 67

Materialverhalten von Sand, Anwendung neuerer Erkenntnisse im Grundbau, Bauingenieur 55, S. 351 - 359

Grundbautaschenbuch, Band I, 4. Auflage, Ernst & Sohn Berlin

Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr.45

Vibrations associated with Pile Driving, American Society of Civil Engineering, Journal of Construction Division, Vol. 104, No. CO4

Bodenverdichtung, Bodenmechanik und neuzeitlicher Straßenbau, Volk und Reich Verlag, Berlin

In-situ Measurement of Soil-motion near the Toe of a dynamically loaded Pile, Proceedings of the 5th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Orlando, Florida

KELLER, H. Die Energieaufnahme rolliger Böden bei dynamischen Verdichtungsvorgängen. Bundesanstalt für Straßenwe-1972 sen, Diss. TH Aachen KERISEL, J. Foundations profondes en milieux sableux. Proc. 5th 1961 International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Bd. 2 KERISEL, J. Deep Foundation Basic Experimental Facts, Deep Foun-1964 dation Conference, Mexiko, Band 1 KÉZDI Á Handbuch der Bodenmechanik, Band 1-3, VEB Verlag für 1970 Bauwesen, Berlin KNAUPE, W. Erdbau, 2. Auflage, Bertelsmann-Verlag, Berlin 1975 KÖNIG. F. Verdichtung im Erd- und Straßenbau, Bauverlag GmbH, 1995 Wiesbaden und Berlin KRÄMER, H.J. Die Auswirkungen geräteseitiger Einflußparameter auf 1981 den Sondierwiderstand, Baumaschine und Bautechnik. Heft 3 KREUZINGER. M. Einbau von Stahlprofilen mittels Hochfrequenztechnik, 1993 Pfahl-Symposium 1993. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 41 KÜHN, G. Vibrationsrammung und Bodenbeschaffenheit, Bauma-1978 schine, Bautechnik, Nr. 9 KÜHN, G. Abhängigkeit der Ramm- und Ziehverfahren von der Bo-1980 denbeschaffenheit, Baumaschine und Bautechnik, Heft 8 LELAND, M. Performance of axially Loaded Pipe Piles in Sand, Journal KRAFT. Jr. of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 2 1991 LINDER, W.-R. Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand, 1977 Dissertation, Berlin LORENZ, H. Grundbau-Dynamik, Springer-Verlag, Berlin / Heidelberg 1960

148

MASSARSCH, K.R. HEPPEL. G. 1991

MASSARSCH, K.R. 1992

1995

1986

Static and Dynamic Soil Displacement caused by Pile Driving, Proceedings of the 4th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, The

Deep Vibratory Compaction using the Müller resonance

Compaction (MRC) system, Müller Geosystems Report

MASSARSCH, K.R. Neuentwicklungen bei der Anwendung von vibrierten WESTERBERG, E. Pfählen, Pfahl-Symposium '95, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 48

Haque, Netherlands

MASSARSCH, K.R. Bodenerschütterungen beim Vibrationsrammen, Tiefbau 6 1997

MAZURKIEWICZ, B. Einfluss von Rammgeräten auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonpfählen, Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Universität Darmstadt

Tiefgründungen im Sand, Bauingenieur (38)

MELZER, K.J. 1963

MELZER, K.J. 1967

MESECK. H. 1991

MEYERHOF, G.G. 1959

MEYERHOF, G.G. 1976

MEYERHOF, G.G. 1978

Sondenuntersuchungen im Sand, Fakultät für Bauwesen der TH Aachen. Dissertation

Untersuchungen zum Wirkungsgrad von Rammsystemen, Fachseminar 'Dynamische Pfahltests'. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig

Compaction of sands and bearing capacity of piles. Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs, (ASCE), 85, SM 6

Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. GT1

Tragfähigkeiten und Setzungen von Pfählen, Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Landesgewerbeanstalt Bayern, Eigenverlag LGA, Nürnberg

91.2

MÖLLER, B. BERGDAHL, U. 1981

MOUSSA, A. 1961

NAUROY, J.F. LE TIRANT, P. 1983

OELRICHS, G. 1974

O'NEILL, M.W. VIPULANANDAN, C. WONG, D. 1990

PETRASOVITS, D. 1973

POTEUR, M. 1971

PRATER, E.G. 1978

RAUSCHE, F. GOBLE, G.G. LIKINS, G. 1985

ROBINSKY, E.I. MORRISON, C.F 1964 Dynamic Pore Pressure during Driving in Fine Sand, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm

Die Zusammendrückbarkeit von Sanden, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen, Heft 23

Modell Tests of Piles in Calcareous Sands, Proceedings of Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE, Austin, Texas, USA

Die Vibrationsrammung mit einfacher Längsschwingwirkung, Untersuchungen über die Kraft- und Bewegungsgrößen des Systems Rammbär plus Rammstück im Boden, Veröffentlichung des Instituts für Maschinenwesen im Baubetrieb der Universität Karlsruhe, Reihe F, Heft 8

Laboratory Modelling of Vibro-Driven Piles, Journal Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 8

Forming of Densified Zones around Piles driven in Sand and ist Effect on Bearing Capacity, Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moskau

Beitrag zur Tauchrüttlung in rolligen Böden, Baumaschine und Bautechnik 18, Heft 7

Verflüssigung von Bodenschichten infolge Erdbeben, Mitteilung Nr. 110 des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der ETH Zürich

Dynamic determination of pile capacity, Proc. ASCE, JGED, Vol. 111, GT3

Sand Displacement and Compaction around Modell Friction Piles, Canadian Geotechnical Journal, Band 1, No. 2 RODATZ, W. 1993

RÜCKER, W. 1991

SCHENCK, W. 1966

SCHNITTER 1961

SCHWAB, J.P. BHATIA, S.K. 1985

SIMONS, H. 1967

SIMONS, H. KAHL, M. 1987

SMOLTCZYK, U. HILMER, K. 1982

STAMM, J. 1988

STRIEGLER, W. 1967

STROBL, R. 1974

TIMOSHENKO, S.P. GOODIER, J.N. 1970 Überblick über Pfahlsysteme, Pfahl-Symposium '93, Mitteilung des Instituts für1995,Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 41

Elastische und plastische Effekte beim Einrütteln und Rammen von Pfählen und Spundwänden, Dokumentation zur D-A-C-H Studientagung Vibrationen DO 79 der ETH Zürich

Pfahlgründungen, Grundbautaschenbuch, Band I, 2. Auflage, Verlag Ernst& Sohn, Berlin / München, S. 577-657

Neuere Pfahlgründungen, Schweizer Bauzeitung

Pile Driving Influence on surrounding Soil and Structures, Civil engineering for Practicing and Design Engineers, Vol. 4

Tragfähigkeit von Pfählen, VDI-Zeitung 109

Experimentelle Untersuchungen zur Verdichtung norddeutscher Sande mit Tiefenrüttlern, Abschlußbericht über das Forschungsvorhaben am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig

Grundbautaschenbuch, Band II, 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin / München

Die Tragfähigkeit von Pfählen, Bautechnik 65, Nr. 11

Grundbau-Lehrbuch, Teil 1, Gründungsvorbereitende Arbeiten, Baugrundverbesserung, Werner-Verlag, Düsseldorf

Einvibrieren von Mantelrohren für große Ortbetonpfähle, Baumaschine und Bautechnik, Heft 1

Theory of Elasticity, 3. Auflage, McGraw-Hill, New York

TOKUE, T. 1976	Charateristics 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
TOKUE, T. 1979	Deformation Behavior of dry Sand under cyclic Loading and a stressdilatancy Modell, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 19, No. 2
UHLENDORF, HJ. LERCH, D 1989	Tragverhalten von Großrohrrammpfählen, Bautechnik 66, Heft 9
VESIC 1967	A study of bearing capacity of deep foundations, Final Report, Project B-189 School of Civil Engg., Georgia, Institut of Technology, Atlanta
VIPULANANDAN, C. WONG, D. O'NEILL, M.W. 1990	Behavior of Vibro-Driven Piles in Sand, Journal of Geo- technical Engineering, Vol. 116, No. 8
VOSS, R. FLOSS, R. 1968	Die Bodenverdichtung im Straßenbau, 5. Auflage, Wer- ner Verlag, Düsseldorf
WERNICK, E. 1972	Mantelreibung von Verpreßankern und Verpreßpfählen im nichtbindigen Boden, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Baugrundtagung, Stuttgart
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
YOUD, T.L. 1970	Densification and Shear of Sand during Vibration, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Procee- dings of the Society of Civil Engineers, Vol. 96, SM 3
ZEPPELIN 1993	Schwere Vibrobären, Informationsbroschüre über Vibra- toren

Synopsis

The bearing capacity of displacement piles in sand depending of the installation method

The development of pile foundations began over 2000 years ago with the driving of wood piles. They were already used for the safe transfer of loads into the soil. Gradually, the demands on pile foundations increased, since the loadings became larger. Therefore greater lengths and larger diameters of the piles were required. Through the use of different materials (steel, concrete) and other methods of installation (bigger and more efficient machines), the installation of grater lengths and larger diameters of piles was realized.

The standards were divided into driven piles DIN 4026 or displacement piles DIN V 4026-500 respectively pr EN 12699 and bored piles DIN 4014 respectively DIN EN 1536. By the installation of driven or displacement piles, the soil is totally displaced. In contrast, the soil is extracted by the installation of bored piles. For this reason the bearing behavior of driven or displacement piles is different to that of bored piles. This research work considers only the the installation and bearing behavior of driven and vibratied piles.

Displacement piles can be divided according to the the installation method into

- driven piles
- vibrated piles

The understanding of the bearing behavior of piles could not keep up with the development of new pile systems. At present, the bearing capacity can be determined on the basis of empirical values according to DIN 4014 for bored piles and DIN 4026 for driven piles. An exact prediction of the bearing capacity and the load settlement behavior is not possible up till now. That leads to a uneconomic overdesign of the piles. That is why the bearing behavior should be determined on already installed piles by static load test.

On the basis of the evaluation of national and international literature, it becomes clear that the the bearing behavior of piles depends on several influences. In order to make a prediction of the bearing capacity as well as a economic design of pile foundations, an understanding of the influences on the bearing behavior is absolutely necessary. The influences on the bearing behavior can be divided into the categories pile type, load, ground and installation method.

There are several methods for the design of a pile foundation. Some use test piles to prove the bearing capacity. Others use the mechanical properties of soil. In the literature it is mentioned that the mechanical properties of the soil change during the pile installation. But the effect of the changes is not described in detail.

The work from HARTUNG (1994) showed the influence of the pile installation on its bearing capacity in more detail. This has been admittedly recognized by some authors, but not examined. HARTUNG (1994) examined in detail the parameters that describe the pile hammer and the movements of the pile-head as well as the ground-vibrations for driven piles. The influence of the vibrating frequency and the pile head velocity was essentially examined for the bearing capacity of vibrated piles.

An essential aspect with this is the transition of the introduced energy from the pile into the soil. Subsequently, the transition of the loading into the cohesionless soil and the behavior of the cohesionless soil due to entry of energy was described.

Some authors refer in this context to the impedance of the pile being the most important parameter. The impedance determines the maximum assimilable force in the pile and the share of energy which is required for the pile installation. The higher the impedance the stiffer a pile is and the higher the energy-share that is required for pile installation. Inversely the vibration velocity in the soil beside the pile is smallest.

For this reason, a test program was carried out, in which piles with the same outer diameter but different impedances were used. Statements about the change of the sand were made from the dynamic penetration tests and from the results of the acceleration measurements in the pile and in the sand during pile installation.

- Driven piles

The drivin tests were carried out in sand of loose and medium density. The data of the model piles used are presented in table 8 (page 49). Each of two piles have the same outside-diameter but different inner diameters. The thin-walled pile was marked with the letter L and the thick-walled pile with the letter S. The ram weight was adjusted to the pile weight. Tests were executed with the relationship pile-/ram weight 1:1 and 1:2. The measuring equipment which was installed in the pile and in the soil is presented in figure 48, page 65.

On the basis of the results from the tests using the determined ultimate loads, tendencies of the bearing capacities are shown between the piles with different impedances, different outer diameters and different installation methods.

An influence of the impedance on the bearing capacity could not be proved with the tests in sand of loose density. With sand of medium density, a decrease of the bearing capacity could be recognized with increasing impedance. The same result was shown by the test with a relationship pile-/ram weight 1:2. The portion of the skin friction was between 24 and 35%. The portion of the skin friction decreases slightly with increasing impedance. For the DN 40 and DN 50 the failure values of the skin friction decrease with increasing impedance. The same result with increasing impedance.

pressure were the same for the DN 50 L and S. For the DN 40 they rose with increasing impedance (table 14, page 73).

The tendencies that resulted from the ultimate loads could be confirmed by the evaluation of the driving work. For sand of loose density, the results of the driving work were approximately the same for the different impedances. Only the pile DN 40 V had an approximately 30 % lower driving work compared to DN 40 L and S. In sand of medium density and a weight-relationship pile/ram 1:1 and 1:2, higher driving work on the piles with lower impedance was noted. On the assumption that the driving work and the energy input in the pile were the same, it could be established that with increasing energy input in the pile the bearing capacity increased (table 16, page 75).

The evaluation of the effectiveness of the driving shows that piles with higher impedance can be driven more economically. Piles with higher impedance had a lower ultimate bearing capacity, but the driving work was significantly lower (table 17, page 77).

For the tests with loose density sand, the dynamic penetration tests after pile installation hardly showed a difference in the course of the sounding blows over the penetration of the pile. With sand of medium density, higher sounding blow counts were determined for the piles with lower impedance. This corresponds with the increase of the tensile resistance and the higher failure values of the skin-friction for the piles with lower impedance (chapter 5.3.3).

From the results of the vertical acceleration at the pile-head a direct correlation to the tendencies of the ultimate load for the different impedances could not be produced (table 18, page 83). The qualitative course of the measuring signal of the horizontal acceleration and velocity in the pile was analysed. Especially the number of the amplitudes and the temporal duration of the measuring signal generated by the driving blows was analysed. The investigation of the absolute values of the horizontal acceleration and velocity in the pile could not be carried out, because of the measurement equipment used.

For the tests with sand of loose density, no difference could be recognized in the measuring signals. The number of the amplitudes as well as the temporal duration of the measuring signal was the same. In sand medium of density different characteristic courses of the measuring signals for the different piles were measured. With the piles with lower impedance, a longer temporal duration of the measuring signal and a larger number of the amplitudes was observed (table 19 and 20, page 85). This led to a longer temporal effect on the surrounding sand and to a higher density of the sand. This was confirmed by the greater measured tensile resistance for the piles with lower impedance.

The evaluation of the vibration velocity in the pile and in the sand showed the same tendencies as the evaluation of the vibration acceleration showed (table 24,page 92).

The maximum horizontal movements for each blow in the sand were measured at a pile penetration of 0,5 m. This corresponds to the installation-depth of the measurement-receiver in the sand. The horizontal movement for each blow by driving the piles with higher impedance were twice as high (table 25, page 93).

A significant difference in the results of the axial strains at the pile-head could not be determined for the different piles (figure 63, page 95). By calculating the maximum strength, it can be established that the maximum strengths increased with increasing ram-weight respectively increasing impedance (figure 64, page 96). The installed pile joint proved to have a negative influence on the transfer of the input force to the pile-toe.

On the basis of the driving tests carried out, the influence of the impedance on the bearing capacity can be described as follows:

For the piles with lower impedance, a negligibly larger ultimate bearing capacity was determined as for the piles with higher impedance. Taking the driving time and the driving work into account, it is more economical to use a pile with a high impedance.

- analysis of the results of the driving tests

MASSARSCH (1997) mentioned that there were two parameters which determine the pile penetration. "On the one hand the input force on the pile head should be higher than the skin friction as well as the toe resistance of the soil. On the other hand the impedance limits the force, which can be conducted through the pile."

On the basis of the constant relationship pile-/ram weight of 1:1 or 1:2 the axial strains at the pile head are almost the same. The introduced force per blow is larger for the piles with higher impedance because of the greater cross-sectional area and thus the heavier weight.

The introduced force per blow is lower for the pile with lower impedance. More energy is however introduced in the pile because more blows are needed. This energy is needed for the pile penetration and therefore the displacement of the sand. In addition a higher ultimate bearing capacity for the piles with lower impedance was determined.

For the piles with lower impedance the failure value of the skin friction was about 30% higher than for the piles with higher impedance. The failure values for the toe resistance were nearly the same. That means that the difference for the bearing behaviour was essentially reflected in the skin friction. This was clearly shown by a

comparison of the dynamic penetration tests after pile installation for the piles with different impedances. The dynamic penetration tests after pile installation for piles with lower impedance indicated higher blow counts.

A difference in the ultimate bearing capacity provided a different change of the sand through the installation of the different piles. A change in the sand is caused by an energy transfer from the pile to the sand. Driving piles with different impedances cause different energy transfers to the piles. The friction between the grains had to be overcome, so that a reorginazation of the grains takes place, resulting in a higher density.

The stress-wave in the pile induced by a blow will be passed on from the pile skin as well as the pile toe into the soil. On the basis of the results of the vertical and horizontal vibration acceleration in the sand the highest part of the energy will be passed to the sand via the pile toe. The maximum acceleration in the sand was measured when the pile toe passed the measurement level.

A clear correlation between the maximum acceleration and the different bearing capacities was not possible. An explanation for the differences in the bearing capacities was found by the evaluation of the effect in the sand generated by a blow. On one hand, piles with lower impedance needed two to three times more blows to drive the pile to the final depth. On the other hand, a different horizontal vibration behavior was recognized. The evaluation of the horizontal acceleration and velocity in the middle of the pile and at the pile toe shows that a longer temporal duration of the effect on the sand generated by a blow and a greater number of amplitudes was recognized. During driving the piles with lower impedance the sand was stimulated more often and longer, so that the sand was compacted to a higher density than it was possible when driving the piles with higher impedance.

Vibration piles

The vibration tests were only carried out in a sand of loose density. Using sand of medium density, the power of the vibrating compactor used was not sufficient to vibrate the piles to the final depth. The measuring equipment which was installed in the pile and in the soil is shown in figure 66, page 102.

Tendencies were identified on the basis of the determined ultimate bearing capacity, between the various impedances and the different installation methods for the vibration tests made.

In comparison to the piles with lower impedance a higher bearing capacity was recognized at the piles with higher impedance. The bearing capacity decreases for the piles DN 40 L and S by re-vibration with a frequency of 20 Hz. Only for the pile DN 50 S a negligible higher bearing capacity was determined. The same was

recognized with the tests where the piles were redriven from a penetration of 1,1 m. The decrease in the bearing capacity amounted to 20 to 40 % in comparison to the vibrated piles (table 28, page 104).

The distribution of skin friction and toe resistance was approximately the same for the different piles for each method of installation. The vibrated piles had a toe resistance portion of 60 %. The revibration increased this amount by around about 5 %. The distribution with the redriving lay by 30 % skin friction and 70% toe resistance. The comparison of the absolute values of the toe resistance and the skin friction of the vibrated and the vibrated + re-vibrated shows a slightly higher toe resistance with the re-vibrated piles. The absolute value of the skin friction however decreases on average about 300 to 400 N. A recompaction took place therefore only at the pile toe. The results of the evaluation of the failure values of the skin friction and the toe resistance also confirm this.

With the tests vibration and vibration + re-vibtration a higher failure-value of the skin friction and the toe resistance was determined for the piles with higher impedance. From the tests, in which the piles were redriven, the failure-value of the skin friction is lower and that for the toe resistance is higher for the pile with higher impedance than for the pile with lower impedance (table 29, page 106).

The evaluation of the vibration time yielded longer vibration times for the piles with lower impedance. This has also an influence on the blow count for redriving of the piles with lower impedance. In the comparison to the driving tests, the blow count increased for the last 30 cm for the DN 40 L by about the factor three, whereas for piles with higher impedance it increased only slightly.

The results of the dynamic penetration tests after the pile installation were virtually the same for each installation method. For the tests vibrating + re-vibrating and vibrating + redriving this corresponded to the results of the ultimate bearing capacities. The ultimate bearing capacity differed about approximately 11% by vibrating the piles. That is not confirmed by the evaluation of the dynamic penetration tests. A reason for this could be that the change of the sand through vibrating the piles was notably only in a very small area around the pile, and the executed soundings were outside of this zone (chapter 6.3.3).

The evaluation of the horizontal and vertical vibration accelerations and velocities in the pile and in the sand is more meaningful for the tendencies from the evaluation of the bearing capacities and the rate of penetration. The measurements of the accelerations and velocities in the pile yielded respectively a constant course of the measuring signal during the installation for each method of installation. Higher accelerations and velocities were measured for the piles with lower impedances (table 32, page 112). The ultimate bearing capacities for the piles with different impedances differed only slightly. For the piles with lower impedances a longer vibration-time and higher horizontal accelerations and velocities were measured.

The frequency caused by the vibrating compactor could be determined with the frequency-analysis of the acceleration - and velocity-signals which were measured in the pile. For the piles with lower impedance, a share of the frequency of 20 Hz was also identified in addition to the vibration-frequency (table 32, page 112).

In the sand, the maximum-values of the horizontal and vertical acceleration and velocity were measured at the depth of the measurement-receiver. Higher maximum-values for the acceleration and the velocity were measured on the piles with lower impedance (figure 75, page 115 and figure 78, page 119).

For the piles with lower impedance, the frequency-spectrum of the measuring signals always showed in addition to the frequencies 40 to 80 Hz a similarly large share of the frequency of 20 Hz. For the piles with higher impedance, a significantly smaller share of the frequency of 20 Hz had been identified (table 34, page 118, table 36, page 120).

The stimulation of the sand in its natural frequency of 20 Hz led to a compaction. With the two piles with lower impedance, this led to longer vibration times (DN 40 L) and to a stopping of the installation (DN 50 L).

- analysis of the results of the vibration tests

For the installation of the vibration piles, similarly to driven piles, it applies that "On the one hand the input force in the pile head should be higher than the skin friction as well as the toe resistance of the soil. On the other hand the impedance limits the force, which can be conducted through the pile." MASSARSCH (1997).

The vibration amplitude should be as large as possible (5 to 6 mm) to get a good driving effect respectively a fast penetration (KÜHN (1980)). The soil could absorb the change of location by means of elastic deformation at smaller amplitudes. This means no relative movement between pile and soil and therefore no progress in driving the pile (HARTUNG (1994)). For the tests carried out the vibration amplitude 2a was between 2 and 3 mm. It was higher for the piles with lower impedance than for the piles with higher impedance (Tabelle 9, Seite 53). Therefore the piles with lower impedance must penetrate faster in the soil. However, the DN 40 L penetrated very slowly and the DN 50 L did not penetrate into the soil. For this reason other effects must have had a greater influence on the penetration behavior.

HECKMAN & HAGERTY (1978) have shown through in-situ tests under same conditions the intensification factor of the vibration velocity K depended strongly on the impedance. The vibration transmission into the soil was significantly higher for decreasing impedance. This was confirmed by the evaluation of the horizontal acceleration in the pile. Higher absolute values were measured for the piles with higher impedance. The same was true for the horizontal and vertical acceleration in

the sand. In addition, by a frequency analysis of the acceleration signals of the piles with lower impedance, a portion of 20 Hz frequency was measured besides the vibrating frequency of 50 Hz. A stimulation of a sand in its natural frequency resulted in a compaction. Through the stimulation of the sand in its natural frequency and a higher energy emission via the pile skin the force at the pile toe was just sufficient (DN 40 L) respectively was not sufficient (DN 50 L) to overcome the pile toe resistance.

The compaction of the sand during vibrating the piles with lower impedance leads to the assumption that for these piles higher ultimate bearing capacities would be determined. For a higher bearing capacity of the piles with lower impedance, according to YOUD (1970) and TOKUE (1976 and 1979) it could be expressed that with increasing acceleration the void ratio and with that the density increased. Higher accelerations were measured for the piles with lower impedance in the pile as well as in the sand. However, by the vibration tests for the various installation methods, higher bearing capacities were determined for the piles with higher impedance.

KÜHN (1980) pointed out that vibrating with the resonant frequency could cause loosening of the soil. The number of cyclic loadings have an influence on soil resistance, as do vibrating frequency and the vibration amplitude (MASSARSCH (1995)). But no statement was made about the number of cyclic loadings after which loosening happened. This effect also appeared in the tests made by HARTUNG (1994): "If the piles are vibrated with a frequency close to the resonant frequency of the soil, and afterwards be recompacted, then there is a risk that the structure of the soil will loosen and the bearing capacity decreases". For the piles as well as in the sand by the evaluation of the frequency analysis of the acceleration signals. A loosening of the sand and a thus lower bearing capacity of the piles can occur because of the longer vibration time for the piles with lower impedance and therefore it a longer vibration with the resonant frequency.

A re-vibrating of the piles with a frequency of 20 Hz should lead to a compaction of the sand and therefore to a higher bearing capacity. A frequency analysis of the measuring signals of the horizontal acceleration also yielded frequencies of 20 Hz. The results show however a slight decrease of the bearing capacity by about 3 to 9 % and an equal bearing capacity for DN 50 S. A comparison of the absolute values from the toe resistance and the skin resistance show that with re-vibrating the absolute value of toe resistance increased and the absolute value of skin resistance decreased. The re-vibrating thus causes a slight compaction at the pile toe and a loosening at the skin. There was a difference in the vibration emission from the middle of the pile compared to that from the pile toe into the sand. It could be recognized from the absolute values of the horizontal acceleration. These values were higher in the middle of the pile for re-vibrating than for vibrating. YOUD (1970) described a limit acceleration, which changed after each effect. A redistribution of grains only happens when the new acceleration is higher than the previous one. With

a smaller acceleration no changes occured in the grain structure. He explained it with energy barriers because of friction between grains which had to be overcome. Another reason were the horizontal stresses in the zone of liquefaction at the pile skin, which developed due to vibrating (HARTUNG (1994). The grains at pile skin were accelerated in all directions by a horizontal and vertical vibration of the pile. A liquefaction zone developed directly at the pile skin with lower shear strengths. The horizontal stresses increased outside of this liquefaction zone because of a displaced volume of sand (Fig. 80, page 126). According to Mohr-Coulomb a low horizontal pressure was enough to support the zone with higher density respectively higher horizontal stresses. Because of this, the higher horizontal stresses had no effect at the pile skin.

The ultimate bearing capacity decreased by about 20 to 40 % after re-driving the piles. The surrounding soil is compressed due to the driving of the piles. The compaction of sand was higher for vibrating at the resonance frequency of the sand than for driving. A zone of compaction developed under the pile toe during installation, with a size of 3 to 5 times the pile diameter, dependent on the densities (ROBINSKY et al. (1964)). This compressed zone is penetrated during re-driving (30 cm). This is clear when comparing the blows of the penetration 1,1 to 1,4 m for the different installation methods (table 37, page 127). At a penetration of 1,2 m the number of blows are higher for the installation method vibration + re-driving. For a penetration of 1,4 m the number of blows were the same for both installation methods. The compressed zone was not developed so well by the piles with higher impedance. For these, the difference between the installation methods was only 4 blows for a penetration of 1,2 m. The difference for the piles with lower impedance was 18 blows.

Comparison of driven and vibrated test piles

A comparison of the results of the driven and vibrated test piles can only be made for the piles DN 40 L and S and DN 50 L and S, since the boundary conditions of the same initial density were met in this case. The relationship between the pile weight to ram weight respectively the pile weight to the weight of the vibrating pile hammer were different. The driving tests were done with a weight relationship of 1:1 and 1:2. This could not be done for the vibration tests because of the construction of the vibrating pile hammer. The relationship of the pile weight to vibrating pile hammer weight was between 1:2,9 and 1:6,6. The share of the dynamic mass in the total weight was about 50 to 60 % with full scale vibrating pile hammers. The share of the dynamic mass is only 5% for the vibrating pile hammer that was used in the labratory tests.

In table 38 (page 128) the bearing capacity of the piles with the loose density sand are summarized.

The comparison of the bearing capacity of the driven and vibrated piles shows that the bearing capacity of the vibrated piles is about 100 % higher with the DN 40 L and S and 25 % higher with the DN 50 S than of the driven piles. This result is not in accordance with the experiences of most authors (for example BRAAKER (1986), MAZURKIEWICZ (1986) and HARTUNG (1994)). Normally the bearing capacity of vibrated piles amounts to approximately 60 to 70 % of that for driven piles. Only O'NEILL et al. (1990) have also observed the effect with laboratory-testing, that vibrated piles reached a higher bearing capacity than driven piles. With a density index of the sand of 65 %, the bearing capacity was higher for the driven piles and with a density index of 90 % the bearing capacity was higher for the vibrated piles. The vibration frequency with which the piles were installed as well as the ram weight and the drop height with which the piles were driven, is not described in more detail.

Using the example of the measured results of the DN 40 L and S, the differences in the bearing capacity of the different methods of installation are explained.

With the prerequisite, that for driving a blow per second was executed, the driving and vibration times are summarized in table 39 (page 129).

The driven piles had an significantly higher installation velocity than the vibrated. An interesting tendency is indicated by the evaluation of the number of blows for the last 30 cm. By comparison of the number of blows from the re-driving with those from the driving tests (chapter 5.3.2). It was determined that, for the DN 40 S, with re-driving the number only increased by approximately 5 blows. For the DN 40 L, the number of blows increases for the last 30 cm from 70 to 110 blows. This indicates a strongly changed density of the sand through the vibration of the piles with lower impedance in contrast to driving.

With the vibrated-test piles, the frequency-analysis of the measuring signals in the pile and in the sand for the piles with lower impedance yielded besides the vibration frequency of 50 Hz also an equally large portion of the frequency of 20 Hz. For the piles with higher impedance, a smaller portion of the frequency of 20 Hz was measured. As already mentioned, the frequency of 20 Hz corresponds approximately to the natural frequency of the sand. That results in a higher bearing capacity for the vibrated piles than for the driven piles.

The comparison of the dynamic penetration tests for the pile DN 40 S after the pile installation (figure 81, page 130) shows no essential difference between the individual methods of installation. The dynamic penetration tests for the driven pile shows in the area down to 0,7 m penetration a negligibly higher number of blows. From a penetration of 1,2 m to 1,5 m, about 2 blows per 10 cm less were needed in each case. These 2 blows per 10 cm already mean a difference of 20 to 30%.

Lower bearing capacities for the driven piles were put down to a lower toe resistance. On the basis of the results of the soundings after pile installation this becomes clear. The share of the toe-resistance at the bearing capacity amounted approximately to 60 to 70 % for the vibrated piles. For this reason a lower density below the pile-toe would become recognizable in the toe-resistance and with it in the bearing capacity. Down to a penetration of 1,2 m, the results of the soundings are the same or higher than those of the vibrated piles. At the pile toe the number of blows after pile installation were lower for the driven piles than for the vibration piles.

- In situ test

The scale factor for geometrical conditions was about 1:10 for the outer diameter and for wall-thickness (table 43, page 140). This relationship could not be kept for the pile length, because there was no 15 m long driving tube available. The relation-ship ram weight to pile weight corresponded approximately to 1:1 for both tests.

The ultimate bearing capacities and driving work of the two piles are difficult to compare. The reason for this was the different soil in which the two piles were driven. The comparison of the soundings before and after pile installation shown an increased number of blows for both piles. The increase of number of blows was about 35 % (10 to 15 Blows per 10 cm penetration) for the in-situ test. This was compared with the results of the DN 50 L in middle density sand. Here an increase of between 50 and 70 % could be seen. That means an increase in the number of blows of about 15 to 18 blows per 10 cm penetration. The soundings in laboratory and in-situ were done by different methods. A comparison was only possible by regarding a qualitative change of density due to the driving of the piles.

The measured axial strain at the pile-head was constant during driving for the in-situ tests as well as for the laboratory tests. The deviation from the mean was higher for the laboratory tests (Fig. 63, page 95). This can be explained by the eccentric force transfer which sometimes occured during the laboratory tests.

The maximum-values of the horizontal acceleration in the pile could not determined for the laboratory tests due to the measurement-equipment used. Only the characteristic of the temporal duration of the measuring signal could be appraised. With the in situ test, the maximum-values decreased with increasing penetration of the pile. At the beginning of driving, they lay for both measuring levels at approximately 300 g (middle of the pile) and 200 g (pile-toe). Down to a penetration of the pile of 7 m it remained at this level. At the the end of driving, the maximumvalues were of the same magnitude of approximately 80 g at both measuring levels. An explanation is that the test pile is restrained from vibrating horizontally with an increasing penetration. This is dependent on the initial density of the soil and on the pile length and therefore pile stiffness. The same could be recognized from the evaluation of the horizontal acceleration. Comparing the course of the signal of the horizontal velocity related to time, a difference for the driving tests in the laboratory between piles with lower and higher impedance was recognized. The pile with lower impedance had a greater number of amplitudes and a longer temporal duration of the measuring signal caused by a blow. With the in situ test the number of the amplitudes was, at 4 - 5, somewhat greater and also the temporal duration of the velocity-signal, 15 - 17 ms, was longer than for the laboratory test with the sand of loose density. With the sand of medium density the number of amplitudes lay, at 3 - 6, on the same level as for the in-situ test. Only the temporal duration lay, at 4 - 9 ms, below those from the in-situ test. The frequency-analysis yielded frequencies of more than 100 Hz with both tests.

The results of the in-situ tests show a similarity to the results of the laboratory tests. The axial strain and the vertical acceleration at the pile head were constant during driving for a constant input of energy into the pile. A displacement of soil occurred during driving with the in-situ tests as well as with laboratory tests. It could be seen by the dynamic penetration tests carried out that each time a compaction resulted. This compaction could be recognized at the pile skin and under the pile toe. On the basis of the evaluation of horizontal acceleration and velocity, a horizontal vibration of the pile could be seen. The temporal duration of the measuring signal of the horizontal velocity is similar for both tests. For this it can be derived that the behavior of a pile in laboratory and in-situ during driving is similar, so that driving tests on a small-scale can by all means be carried out in the laboratory. Tendencies of the bearing behavior of piles can be derived from the results obtained.

Summary

The goal of the work was to examine the influence of the installation on the bearing capacity of driven and vibrated piles. It could be established after evaluation of the literature that there are still many open questions regarding the bearing behavior of piles.

Decisive for the bearing behavior is the energy-input into the pile, the trasmission in the pile and the transition into the ground. The energy absorption of the pile and also the transfer of the energy into the ground essentially depend on the impedance of the pile.

The test program was coordinated with the results won from the literature. Piles were examined with equal external-diameters but different internal-diameters. By the driving tests, the ram weight was matched to the pile weight in each case. The sand was installed in two different densities.

With the driving tests, the results differed with the different placing procedures for the sand. With loose density, no differences were to be recognized in the bearing capacities for the different impedances. For the tests with sand of medium density, the piles with low impedance achieved the higher bearing capacities. More energy must be introcuced into the piles with low impedance to reach the final depth. The evaluation of the effectiveness of the driving shows however a more economic driving with the thick walled piles.

The evaluation of the number of the amplitudes and the temporal duration of the effect of the impact on the sand showed that the pile with low impedance vibrates longer. A redistribution of the sand, that expresses itself in a greater bearing capacity, is caused by this.

With the vibratingtests, it appeared that the penetration behavior for the piles with various impedances was very different. All tests were carried out with a vibrator frequency of 50 Hz. The piles with low impedance could only be installed into the sand very slowly or not at all. The transducer in the sand registered, for the piles with low impedance, in addition to the frequency of 50 Hz a similarly sized portion of the frequency of 20 Hz. The frequency at the vibrating compactor is therefore not decisive, but the frequency that the total system vibrator and pile transfers into the ground.

A comparison of the results of the vibrating tests with those of the driven tests showed higher bearing capacities with the vibrated piles. The cause is the higher compaction of the sand during vibrating the piles. That can be put down to the fact that the sand was stimulated with ist natural frequency of approximately 20 Hz.

The test in situ brought an good qualitative agreement of the courses of the measured signals in middle of the pile and at the pile toe. The number of the vibrations of the horizontal vibration velocity and the temporal duration of the effect on the sand, caused by a driving blow, were compared. A complete similarity cannot be produced between the laboratory tests and the test in situ.

The knowledge won through the tests serves a better understanding of the bearing behavior of piles. Not only the qualitative course of the measured signals but also the influence of the absolute values should be examined in future research works. Through this, the possibility would be created to use the results for a verification of finite-element calculations.

no – entre de la combre admensionents en planta a la del de la constructionen avenanto de elem entretto entre travente entre tarrello menore dato en la ple entre travago i entre de elemento Praeko – entre estibilitario del Antonia de la constructionen estre el constructionen estato de el de de la seconomia el trave

(i) The entration plant is to used and it will be a contracting extended by the contract of the second contract of the entration of the second contract of the second contract of the entract of the second contract of the second

עלא העשירה היה היה היה האמר להייה היותר היישול היות לא היה היה" היא העשיר להיה איר היישה היישה. היה גם אותר היה לא היישוע שנגע לשלי היה לא "לא שיותר היה הגלו" היה היותר היישה היישה היישה היישה היישה היישה הי היותר לא היותר היותר היותר לא היישה לא איר היותר היותר היותר להיא היותר היישה לא היותר לא היישה היותר היישה היי היותר לא שאתר היותר לא היותר היותר היות







Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

Nr. 76-1	Scheffler, E.	Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinea- ren 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 Fangedäm- men, 1979
Nr. 80-4	Ruppert, FR.	Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenbur- ger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Boden- mechanik, 1980
Nr. 81-5	Schuppener, B.	Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbe- lastung 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, FR.	Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspen- sionen auf Baustellen, 1982 *
Nr. 10	Beckmann, U.	Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrma- schinen, 1982
Nr. 11	Papakyriakopoulos	Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983



Nr. 12	Sondermann, W.	Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Er- de, 1983
Nr. 13	Meseck, H.	Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
Nr. 14	Raabe, W.	Spannungs-Verformungsverhalten überkonsoli- dierter Tone und dessen Abhängigkeit von inge- nieurgeologischen Merkmalen, 1984
Nr. 15	Früchtenicht, H.	Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugru-
		ben mit Schlitzwänden, 1984
Nr. 16	Knüpfer, J. Meseck, H.	Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984
Nr. 17	N.N.	Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachsemi- nar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 *
Nr. 18	Simons, H. Reuter, E.	Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 *
Nr. 19	Meseck, H.	Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braun- schweig am 23. und 24. Oktober 1985
Nr. 20	Meseck, H.	Abdichten von Deponien, Altlasten und kontami- nierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 *
Nr. 21	Balthaus, H.	Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit
foren en e	energia de la composición de la composi Energia de la composición	dynamischen Pfahlprüfmethoden, Diss.,1986
Nr 22	Kayser R	Untersuchungen zur Deponierung von Braunkoh-
141. 22	Meseck, H.	lenaschen, 1986
	Rösch, A. Hermanns, R.	
Nr. 23	Meseck, H.	Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2 und 3 Juni 1987


Nr. 24	Krause, Th.	Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987
Nr. 25	Meseck, H.	Mechanische Eigenschaften mineralischer Dicht- wandmassen, Dissertation,1987
Nr. 26	Reuter, E.	Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Disserta- tion, 1988
Nr. 27	Wichert, HW.	Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit histo- rischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988
Nr. 28	Geil, M.	Untersuchungen der physikalischen und chemi- schen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Sus- pensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dis- sertation,1989
Nr. 29	Kruse, T.	Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation,1989
Nr. 30	Rodatz, W. u.a.	Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989
Nr. 31	Rodatz, W. Beckefeld, P. Sehrbrock, U.	Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffein- bindung durch Verfestigung von Abfällen - Fach- seminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
Nr. 32	Knüpfer, J.	Schnellverfahren für die Güteüberwachung minera- lischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
Nr. 33	Beckefeld, P.	Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwick- lung eines Testverfahrens, Dissertation,1991
Nr. 34	He, G.	Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991
Nr. 35	Rodatz, W. Sehrbrock, U.	Probenentnahme bei der Erkundung von Ver- dachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braun- schweig am 13. September 1991



Nr. 36	Kahl, M.	Primär- und Sekundärspannungszustände in über- konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Ham- burger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, Dis- sertation, Dissertation,1991
Nr. 37	Rodatz, W. Hemker, O. Voigt, Th.	Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
Nr. 38	Rodatz, W. Meier, K.	Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braun- schweig am 21. und 22. Januar 1991
Nr. 39	Rösch, A.	Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Ver- gleich verschiedener Auswerteverfahren, Disserta- tion,1992
Nr. 40	Sehrbrock, U.	Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993
Nr. 41	Rodatz, W. Hartung, M. Wienholz, B.	Pfahl Symposium 1993 Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
Nr. 42	Rodatz, W. Gattermann, J. Hartung, M.	IGB·TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 techni- scher Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 1993
Nr. 43	Rodatz, W. Hemker, O. Horst, M. Kayser, J.	Deponieseminar '94 Geotechnische Probleme im Deponie- und Dicht- wandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. u. 18. März 1994
Nr. 44	Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B.	Messen in der Geotechnik '94 Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
Nr. 45	Hartung, M.	Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand. Dissertation. 1994



Nr. 46	Hemker, O.	Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprü- fung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994
Nr. 47	Voigt, Th.	Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdich- tungen, Dissertation, 1994
Nr. 48	Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B.	Pfahl-Symposium 1995 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
Nr. 49	Kayser, J.	Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einpha- sen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995
Nr. 50	Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B. Vittinghoff, T.	Messen in der Geotechnik '96 Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
Nr. 51	Rodatz, W. Knoll, A.	Deponieseminar '96 Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen, Fachseminar in Braun schweig am 22. und 23. März 1996
Nr. 52	Maybaum, G.	Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbau- weise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996
Nr. 53	Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B.	Pfahl-Symposium '97 Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
Nr. 54	Horst, M.	Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Quali- tätssicherung mineralischer Abdichtungen, Disser- tation, 1997
Nr. 55	Rodatz, W. Gattermann, J. Stahlhut, O.	Messen in der Geotechnik '98 Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998



Nr. 56 Rodatz, W. Deponieseminar '98 Bachmann, M. Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998

An Arnew (C. Africa)

* = vergriffen

වෙන්නට මෙන්තියක් යියි. 1930ක්ව වෙන්දු වීර්ගාවමණිකු වෙස්වර්ධ විශේතිම් ඉත්මත් කොඳු 1944 – ශිරීම් මෙන් මුක්ති වින්ති වර්ගාව විශේත වින්තිය. 1944 – ශ්රීම් වෙන්දු වින්ත වර්ගාව පරීක්ෂ පරීක්ෂ

가슴이 가지 않는 것이 가지 않는 것이 가지 않는 것이 있다. 이 가지 않아야 있다. 가지만 것이 있는 것이 안 한 것이 있는 것이 있는 것이 있다. 것이 있는 것이 있다.

and the second of the second of the second sec

→ et & Anti-Lin and State (17.100%) 20.00% (20.000 - 10.000) 5.000 (20.000%) (5.000 - 35% - 20.000 (5.000%) (20.000) 20.000 - 31.00%

10 merika – 100 katalak kari Bali Barren He 1 merika – 500 artak kari seri seri kari kari kari kari kari 100 merika 100 kari Groven sekikase kirika

Das IGB·TUBS im Internet



Im WWW bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse der bisher erschienen Tagungsbände und Dissertationen sowie aller Veröffentlichungen unserer Mitarbeiter in Fachzeitschriften sind nur wenige Mausklicks entfernt.

Sie können sich auf unseren Seiten auch über unser Lehrangebot, unsere Forschungstätigkeiten und unsere Geräteentwicklungen informieren.

Übersichtliche Seiten interessanter Links (z.B. zu unseren deutschsprachigen Nachbarinstituten) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

Unsere URL: http://www.tu-bs.de/institute/igb/index.htm