

ISSN-0336-1296

BAM-BERICHT Nr. 48

DER BUNDESANSTALT FÜR
MATERIALPRÜFUNG (BAM)
BERLIN

**Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last,
angewendet auf die Fundamente einer geplanten
Schnellbahn**

von Dr.-Ing. U. Holzlöhner

OKTOBER 1977

36 Seiten mit 23 Abbildungen und 5 Tabellen

Herausgegeben von der
Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)
Unter den Eichen 87, 1000 Berlin 45
Telefon (030) 8104-1
Telex 01-83 261 bamb d

Inhaltsverzeichnis	Seite
1. Einführung	1
2. Problemstellung	1
3. Mittel und Weg der Untersuchungen	2
4. Versuchsdurchführung	2
4.1 Setzungsversuche	2
4.2 Setzungsversuche im Freigelände	4
4.3 Setzungsversuche im Laboratorium	6
4.4 Begleitende Untersuchungen	9
5. Theoretische Grundlagen des Untersuchungsprogramms	9
6. Versuchsergebnisse	14
6.1 Ermittlung der dynamischen Sohlspannung	14
6.2 Setzungsvorgang	14
6.3 Setzung bei 10^6 Lastspielen	16
7. Anwendung der Versuchsergebnisse	20
7.1 Fundamente der Magnetschwebbahn	20
7.2 Weitere Anwendung	23
8. Begleitende Messungen	23
8.1 Setzung der Oberfläche neben dem Fundament	23
8.2 Schiefstellung des Fundaments	24
8.3 Messungen zur Homogenität des Bodens in der Versuchsmulde	25
9. Beziehungen zu statischen Belastungsversuchen und zum Proctorversuch	27
9.1 Statische Belastungsversuche	27
9.2 Beziehung zwischen Setzung infolge dynamischer Last und Proctorversuch	29
10. Vergleich der Untersuchungsergebnisse mit denen anderer Arbeiten	30
10.1 Versuchstypen	30
10.2 Setzungsverlauf	31
10.3 Setzungsbetrag	31
10.4 Einflüsse hier nicht variiertes Parameter und offen bleibende Probleme	34
11. Zusammenfassung	35
Schrifttum	35

1. Einführung

Im Rahmen des vom Bundesministerium für Forschung und Technologie geförderten Entwicklungsvorhabens NTÖ 40 der Arbeitsgemeinschaft "Forschung Fahrbahnen", Strabag Bau-AG Köln, Dyckerhoff & Widmann AG München und Polensky & Zöllner Frankfurt/M. wurde die Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) beauftragt zu untersuchen, wie die Setzungen der Fundamente einer geplanten Magnetschwebbahn infolge dynamischer Last im voraus ermittelt werden können. Die Bahn besteht aus einem Stahlbetonbalken, der in einer Höhe von etwa 5 m über dem Erdboden verläuft und in Abständen von rund 20 m gestützt ist. Der Zug bewegt sich mit einer Geschwindigkeit von etwa 400 km/h entlang des Balkens. Die zeitlich veränderlichen Eigengewichts- und Trägheitskräfte des Zuges werden über Elektromagnete in die Bahn eingeleitet. Dadurch wird die gesamte Konstruktion zu Schwingungen angeregt. Sind die Stützen auf Sand gegründet, so ist zu befürchten, daß die Schwingungen im Boden Setzungen verursachen, die ein Auswandern der Bahn aus der Sollage zur Folge haben. Hierzu wurde das Setzungsverhalten eines schwingenden Fundaments auf Sand untersucht. Ziel der Untersuchungen war, sowohl die grundlegenden Zusammenhänge zu erforschen, als auch ein Verfahren zu entwickeln, mit dessen Hilfe man auf der Baustelle entscheiden kann, ob eine Bodenverbesserung erforderlich ist oder nicht.

2. Problemstellung

Anstelle des realen Bauwerks, der Magnetschwebbahn, wird ein einfaches System untersucht. Es wird ein rotationssymmetrisches Fundament verwendet, das direkt auf dem Boden gegründet ist. Sowohl die statische als auch die dynamische Kraft wirken in der lotrechten Symmetrieachse. Bei homogenem Boden bewegt sich dann das Fundament nur vertikal translatorisch. Die aufgebrachte dynamische Kraft variiert immer harmonisch. Bei einem Versuch wird die Setzung in Abhängigkeit von der Lastspielzahl verfolgt, wobei Lastflächenradius, statische Sohlflächenkraft, dynamische Sohlflächenkraftamplitude und Frequenz für die Dauer dieses Versuchs konstant sind.

Das wirkliche Fundament unterscheidet sich in vielen Punkten von dem einfachen System. Die wichtigsten Unterschiede sind:

- Es treten auch horizontal translatorische und Kippschwingungen auf. Entsprechend sind Setzungsbeträge in diesen Freiheitsgraden zu erwarten.
- Die dynamische Last ist in Wirklichkeit transient und besteht aus einem Frequenzgemisch.
- Die Fundamente besitzen eine Gründungstiefe.

Wegen dieser Unterschiede sind die Ergebnisse der Untersuchung nicht unmittelbar auf das wirkliche Bauwerk übertragbar. Es werden jedoch grundlegende Zusammenhänge untersucht, die auch in praktischen Fällen gültig sind.

3. Mittel und Weg der Untersuchungen

Zur Klärung der Zusammenhänge wäre es am einfachsten, Versuche im Maßstab 1 : 1 durchzuführen. Hierzu braucht man jedoch sehr viel Platz. Besonders aufwendig wäre die Herstellung eines ausgedehnten Baugrunds mit gleichmäßigen Eigenschaften. Der Einflußbereich eines dynamisch belasteten Fundaments ist besonders groß, weil eine Begrenzung des Gebiets Reflexionen zur Folge hat. Deshalb sind Versuche in Behältern stets problematisch.

Hier werden hauptsächlich Versuche im Freigelände durchgeführt. Die größte, dort verwendete Sohlfläche mißt 71,4 cm im Durchmesser. Damit Reflexionen vom anschließenden Boden vernachlässigt werden können, wurde eine Mulde mit 3 m Tiefe und 10 m im Durchmesser mit dem Versuchsboden gefüllt. Auf diesem Gelände werden auch Versuche mit Sohlflächen durchgeführt, deren Durchmesser die Hälfte und ein Viertel von 71,4 cm betragen, um die Übertragbarkeit von in verschiedenen Maßstäben erhaltenen Meßwerten zu untersuchen. Hierbei werden die Regeln der Dimensionsanalyse (2) angewendet. Ergänzend werden Versuche im Behälter durchgeführt, mit denen im kleinen Maßstab zusätzliche Parameter variiert werden.

4. Versuchsdurchführung

4.1 Setzungsversuche

Es wurden Setzungsversuche im Freigelände und im Laboratorium durchgeführt. Die folgenden Eigenschaften sind beiden Versuchsgruppen gemeinsam.

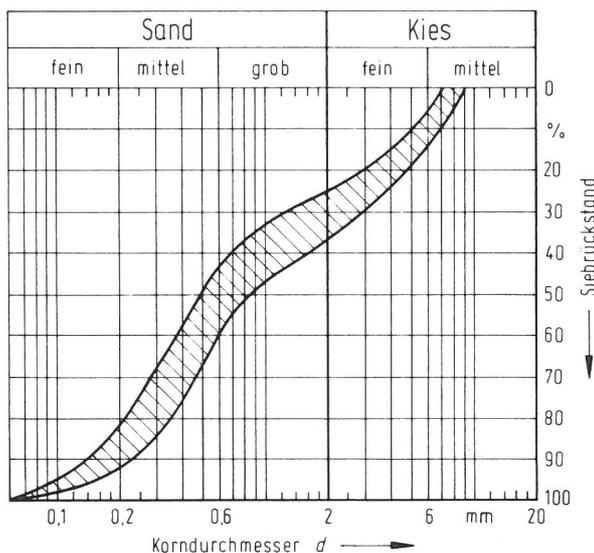


Bild 1
Kornverteilungsband des Versuchsbodens
(Nach (10)).

Es wurde immer der gleiche ungleichkörnige kiesige Versuchssand verwendet, dessen Kornverteilungsband Bild 1 zeigt. Der Sand konnte von der Degebo, Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik Berlin, erworben werden. Dort war dieser Sand für Versuchszwecke aus drei Anteilen zusammengemischt worden. Muhs und Weiß (10) haben den Mischvorgang ausführlich beschrieben und den Boden gründlich untersucht. Deshalb brauchen im Rahmen dieser Untersuchungen nur einige Versuche zu den Bodeneigenschaften durchgeführt zu werden. Die eigenen diesbezüglichen Ver-

suchsergebnisse bestätigen die der Degebo. In Abschnitt 9. wird ausführlich auf die Scherfestigkeits- und Dichtekennwerte eingegangen. Für die Versuche zur Bestimmung der dynamischen Setzung wurde ein ungleichkörniger Sand gewählt, weil dieser bei der hier verwendeten mitteldichten Lagerung nach (10) eine kleinere Tragfähigkeit aufweist als gleichkörniger Sand. Die zu erwartenden Setzungen sind besonders groß und erlauben somit eine obere Abschätzung bei gleichkörnigem Sand. Der Sand wird lagenweise eingebracht, wobei eine gleichmäßige Dichte angestrebt wird. Auf der Oberfläche des eingebrachten Sandes wird eine waagerechte Aufstandsfläche für das Modellfundament hergerichtet. Eine dünne Schicht wässrigen Gipsbreis ermöglicht, das Modellfundament waagrecht aufzustellen und erzeugt einen guten Anfangsverbund in der Sohlfläche. Das Modellfundament besitzt eine lotrechte Symmetrieachse. Es besteht aus einem Unwuchterreger, dem zur Vergrößerung der schwingenden Masse Ballastplatten aufgespannt werden können. Es können Sohlplatten verschiedener Größe verwendet werden.

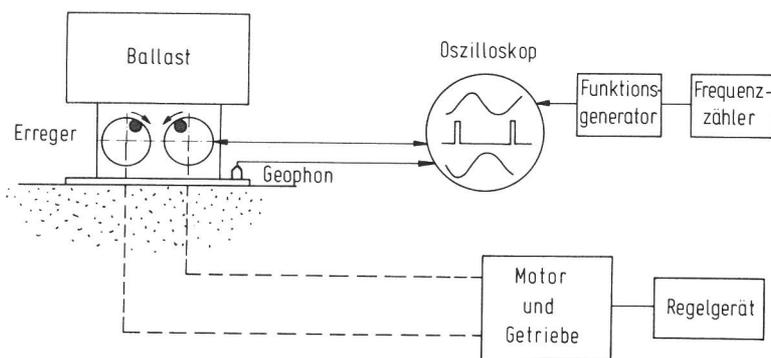


Bild 2
Schema des Versuchsaufbaus.

Bild 2 gibt den Versuchsaufbau schematisch wieder. Der Unwuchterreger besteht aus zwei gegenläufig drehenden Wellen, an denen Massen exzentrisch so angebracht sind, daß nur vertikale Kräfte erzeugt werden. Diese versetzen das Modellfundament in lotrechte, translatorische Schwingungen. Wenn die Unwuchten eine bestimmte Stellung passieren, wird ein elektrischer Impuls erzeugt, der auf dem Schirm eines Oszilloskops erscheint. Gleichzeitig wird der Verlauf einer mit dem Funktionsgenerator erzeugten Wechselspannung sichtbar gemacht, deren wählbare Frequenz zur Erhöhung der Genauigkeit mit dem Frequenzzähler gemessen wird. Der Antriebsmotor des Erregers wird mit Hilfe des Oszilloskop-Bildes so eingeregelt, daß die Erregerfrequenz mit der gewählten Frequenz übereinstimmt. Mit dem am Erreger befestigten Geophon wird die absolute Schwingungsgeschwindigkeit des Modellfundaments in jedem Zeitpunkt gemessen. Aus der Größe der Spannungsamplitude wird die Verschiebungsamplitude des Fundaments und aus der Phasendifferenz der aufgezeichneten Spannungen von Geophon und Impulsgeber der Phasenwinkel zwischen Erregerkraft und Verschiebung ermittelt. Das geschieht an Hand von Fotos des Oszilloskop-Schriebes. Die bleibende Verschiebung oder Setzung des Fundaments wird mit Hilfe des Feinnivellements gemessen. Das verwendete Nivelliergerät mit planparalleler Platte gestattet die Ablesung von hundertstel Millimetern. Auf dem Modellfundament werden mehrere Punkte vermessen, so daß außer der lotrechten Verschiebung auch etwaige Schiefstellungen festgestellt werden können.

Nach Errichten des Fundaments wird seine Ausgangshöhe gegen einen Festpunkt gemessen. Der Erreger wird auf eine bestimmte Frequenz eingeregelt und versetzt das Fundament für ein bestimmtes Zeitintervall in Schwingungen. Nach jedem Intervall wird nivelliert. Die aufeinander folgenden Intervalle werden jeweils verdoppelt. Beginnend mit einer Minute Einwirkungs-dauer werden auf diese Weise Intervalle bis zu 8 Stunden, das sind Gesamt-einwirkungszeiten von 16 Stunden, untersucht. Bei einer Frequenz von 30 Hz sind dann $1,7 \cdot 10^6$ Lastspiele aufgebracht.

4.2 Setzungsversuche im Freigelände

Innerhalb des Geländes der Bundesanstalt konnte ein Gelände im Freien gefunden werden, das für bodendynamische Versuche geeignet war. Dort war der Erschütterungspegel infolge Verkehr sehr klein und Einbauten im Boden befanden sich erst in größerer Entfernung. Zunächst wurde eine Mulde von 10 m Durchmesser und 3 m Tiefe in Form einer Kugelkalotte ausgehoben, Bild 3. Mit einem Bagger wurde dann der Versuchssand lagenweise eingebracht. Ein Silo mit 120 m^3 Inhalt nimmt den Sand auf, wenn nach einer Versuchsserie die Mulde geleert und wiedergefüllt wird, wobei nur 2,50 m tief und 9 m im Durchmesser ausgehoben wird. So entsteht eine Schutz-schicht von 0,50 m, die verhindert, daß der Versuchssand mit dem anstehen-den Boden vermischt wird.



Bild 3
Ausgehobene Versuchsmulde im Freigelände.

Diese Mulde wird immer in der gleichen Weise verfüllt. Auf dem Planum der zuletzt eingebrachten und verdichteten Lage wird durch eingeschlagene Holz-pflöcke die Schütthöhe der nächsten Lage markiert, Bild 4. Der Bagger füllt den Raum, indem der Korb vorsichtig direkt über dem schon in der Mulde befindlichen Boden geöffnet wird. Hierdurch lagert sich der erdfeuchte Sand sehr locker ab. Da der Bagger nahezu die gesamte Grundfläche er-

reichen kann, kann der seitliche Ausgleich per Hand geschehen. Die Oberfläche der locker eingebrachten und abgeglichenen Schicht wird an mehreren Stellen einnivelliert. Die Holzpflocke werden gezogen. Mit dem Vibrationsverdichter ATN 1000 wird in einem Übergang verdichtet. Vorversuche hatten ergeben, daß dabei die angestrebte mitteldichte Lagerung nur erreicht wird, wenn der Gashebel des Dieselmotors auf eine bestimmte, mittlere Stellung eingestellt wird. Nach der Verdichtung wird erneut nivelliert. Die

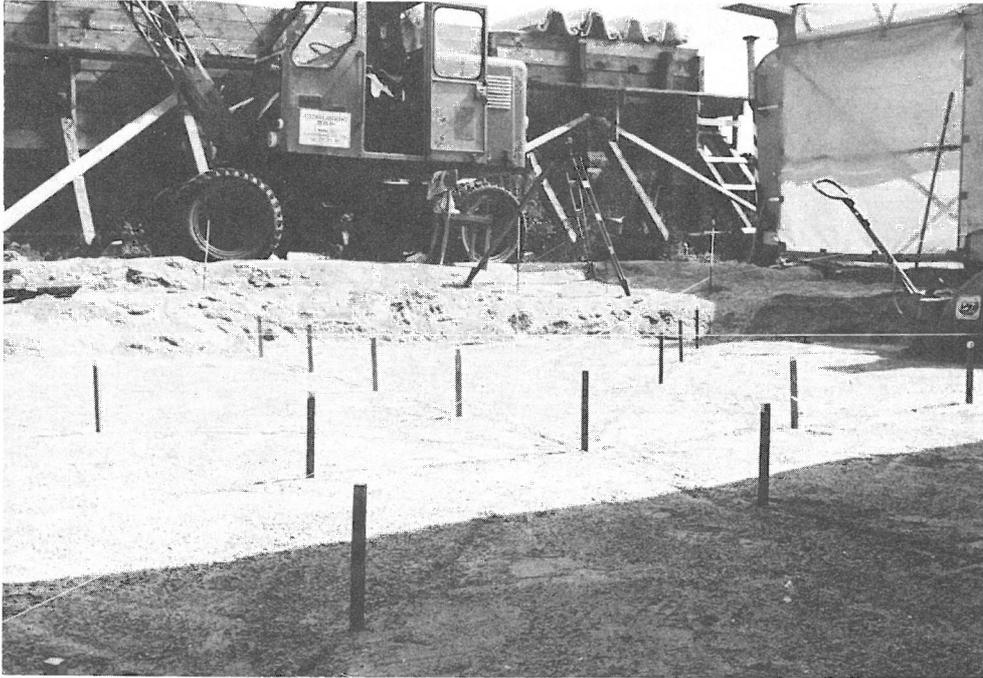


Bild 4

Vor dem Einbringen einer neuen Lage Versuchsbodens. Die Pflöcke markieren die Höhe der einzubringenden Schicht.

Nivellements zeigten, daß bei der beschriebenen Einbringungsart eine locker eingebrachte Schicht von 28 cm auf 25 cm Dicke verdichtet wird. Dieses Verdichtungsmaß war gut reproduzierbar. Dichtemessungen mit der Sandersatzmethode und Schlagsondierungen zeigten die Gleichmäßigkeit der Lagerungsdichte. Das Leeren und Verfüllen der Mulde wurde von der Firma Polensky & Zöllner, Zweigniederlassung Berlin, mit großer Sorgfalt durchgeführt. Für die Durchführung der Messungen danke ich meinen Kollegen M. Manjock, N. Semrau und P. Wassermann.

Die Versuchsmulde wird mit jeweils 10 Lagen von je 25 cm Dicke nach Verdichtung wiederverfüllt. In der im Abschnitt 4.1 beschriebenen Weise wird das Modellfundament mit einer Sohlfläche von $0,4 \text{ m}^2$ und einer Masse von 1,6 t in der Mitte der Oberfläche errichtet, Bild 5. Zum Schutz gegen Niederschläge überspannt ein schnell auf- und abzubauenendes Zelt den Versuchsplatz, Bild 6. Ein Bauwagen nimmt die Meßgeräte auf. Bei der ersten und zweiten Schüttung wurden außer den Setzungen des Fundaments selbst auch die der Sandoberfläche in der Umgebung gemessen. Dabei zeigte sich, daß nur ein kleiner Teil des Sandvolumens an der Setzung des Fundaments teilnahm. Es konnten daher zwischen Mitte und Rand der Oberfläche weitere Setzungsversuche im halben Maßstab ($0,1 \text{ m}^2$ Sohlfläche) und kleiner durchgeführt werden.

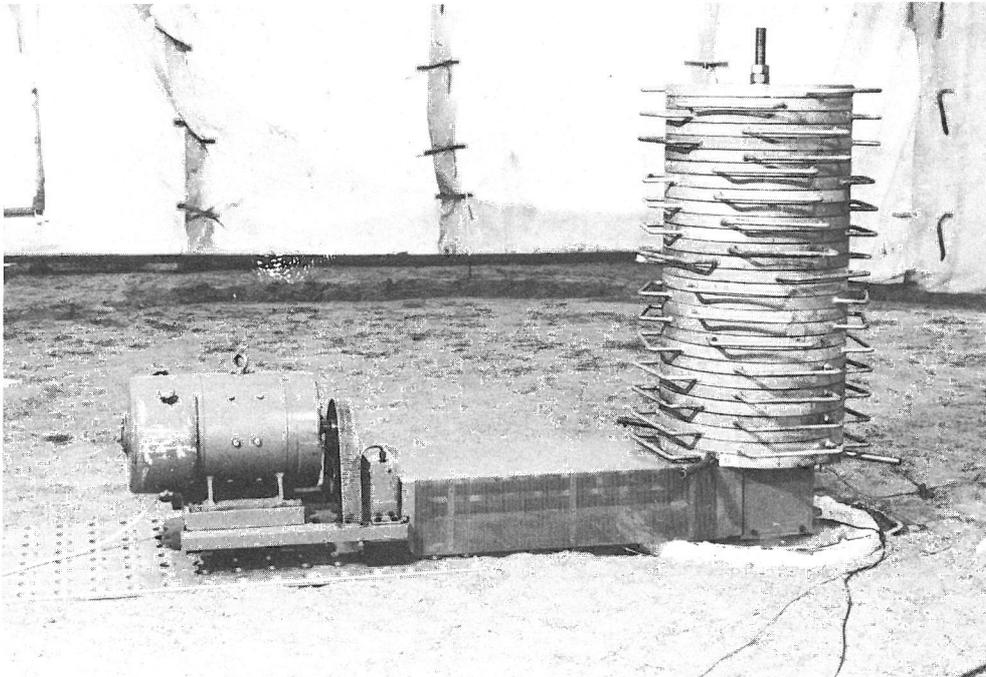


Bild 5
Motor und Erreger mit Ballastplatten. Fundamentmasse: 1,6 Mg, Sohlfläche 0,4 m².



Bild 6
Abgedeckter Versuchplatz im Freigelände.

4.3 Setzungsversuche im Laboratorium

Die Versuche im Laboratorium wurden alle mit einer Sohlfläche von 250 cm², d.h. 17,8 cm Durchmesser, durchgeführt. Das ist ein Viertel des Durchmessers der größten im Freien verwendeten Sohlfläche. Der Sand wurde in einen Behälter eingefüllt. Die Abmessungen des Behälters in Beziehung zur verwendeten Sohlfläche wurden an Hand veröffentlichter Arbei-

ten gewählt. Brumund und Leonards (1) haben den Einfluß des seitlichen Abstands zur Behälterwand untersucht. Danach ist der Einfluß auf die Setzung des Fundaments sehr klein, wenn der Radius des Behälters das Sechsfache des Sohlflächenradius beträgt. Nach Warburton (15) unterscheidet sich das Schwingungsverhalten eines Fundaments auf dem elastischen Halbraum von dem auf einer elastischen Schicht auf starrer Unterlage kaum noch, wenn die Schichtdicke mindestens das Siebenfache des Sohlflächenradius beträgt. Es wurde ein Behälter aus zwei übereinandergestellten Betonringen verwendet, die 1,50 m im Durchmesser und 1 m in der Höhe messen. Das Verhältnis der Durchmesser beträgt somit 8,4 und das Verhältnis von Schichtdicke zu Sohlflächenradius 11,2. Der Rand dürfte also kaum einen Einfluß haben; er ist im übrigen bei allen Versuchen gleich.

Die gesamte jeweils eingebrachte Sandmenge wurde im trockenen Zustand gewogen. Der Sand wird in Lagen von 10 cm mit Eimern eingebracht, die auf dem Planum der zuletzt eingebrachten Schicht vorsichtig entleert werden. Nach dem Abgleichen wird die Höhe der Oberfläche in bezug auf den Rand des Behälters gemessen. Dann wird je nach angestrebter Dichte mit einem kleinen Elektrovibrator und/oder mit einem Handstampfer verdichtet. Die Oberfläche nach dem Verdichten wird wieder vermessen. Es zeigt sich, daß bei gleicher Einbringungsart immer dasselbe Verdichtungsmaß erreicht wird. Da die Trockenmasse des eingebrachten Sandes jeweils bekannt ist, kann man aus der Höhe der Oberfläche des Sandvolumens die durchschnittliche Trockendichte errechnen.

Die Bilder 7 - 9 zeigen den Aufbau für die im Behälter durchgeführten Versuche. In Bild 7 ist die Einrichtung zur induktiven Messung der Verschiebung gegen einen festen Punkt zu erkennen. Der zeitliche Verlauf der Verschiebungen wird mit einem Lichtstrahl-Schreiber festgehalten, der in Bild 8 zu den in allen Versuchen verwendeten elektronischen Meßgeräten, Frequenzzähler, Oszilloskop und Funktionsgenerator, gestellt ist, vgl.

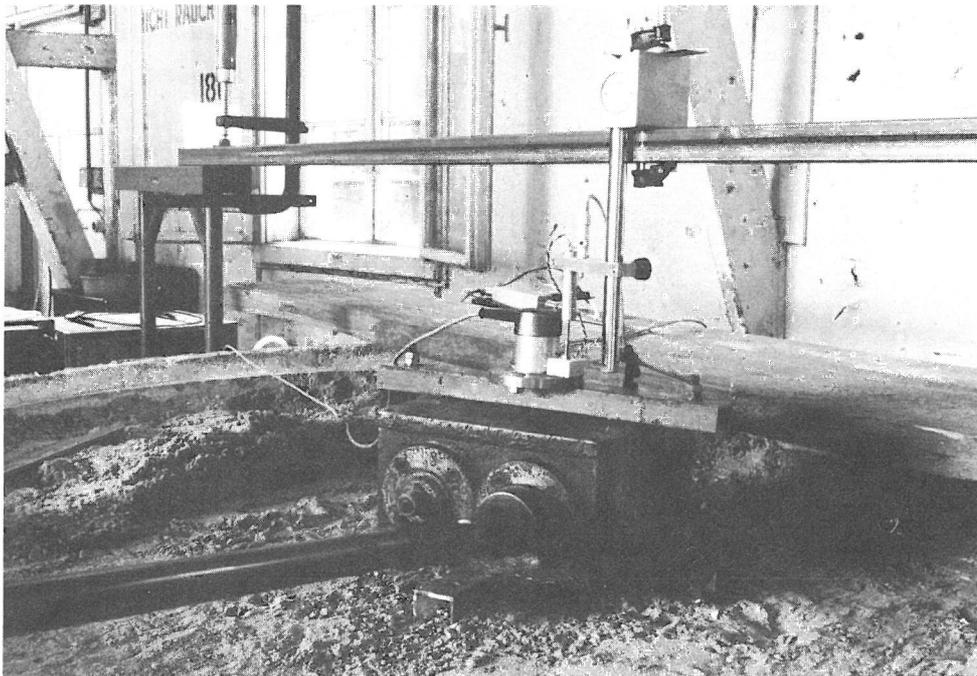


Bild 7

Versuch im Behälter. Erreger ohne Führung. Messung mit Geophon und induktivem Weggeber.

Bild 2. Das in Bild 9 dargestellte Gerüst führt das mit dem Erreger verschraubte Rundeisen in vertikaler Richtung. Der Erreger kann sich somit nur vertikal translatorisch verschieben, während Kippungen verhindert werden. Diese Führung wurde bei den Versuchen im Behälter eingesetzt, nachdem einige Versuche wegen Schiefstellung des Erregers abgebrochen werden mußten.

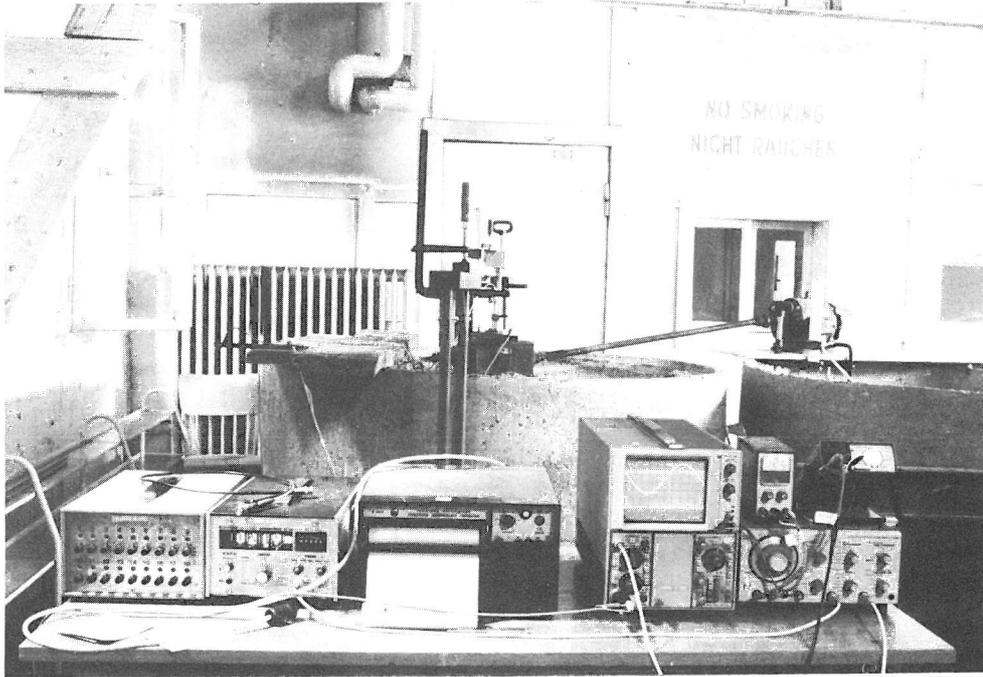


Bild 8
Geräte zum Steuern und Messen. Versuchsbehälter.

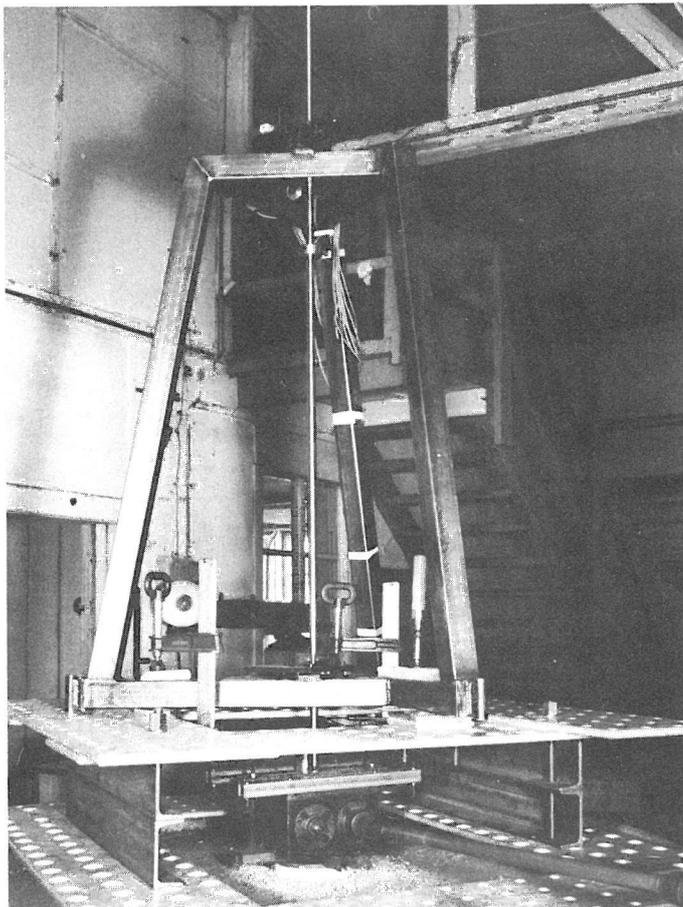


Bild 9
Führungsgerüst bei den Versuchen im Behälter.

4.4 Begleitende Untersuchungen

Es wurden auch die Schiefstellung des Fundaments und die Setzungen in der Umgebung des Fundaments verfolgt. Außerdem wurden die dynamischen Fundamentverschiebungen und die Ausbreitung der Schwingungen im Boden und auf der Oberfläche gemessen. Im Abschnitt 8 wird hierüber berichtet.

5. Theoretische Grundlagen des Untersuchungsprogramms

Die Parameter des Problems der Setzung eines Fundaments sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Es genügt, eine statisch und dynamisch belastete Lastplatte zu betrachten. Die Lasten sollen in der lotrechten Symmetrieachse auf die kreisförmige Platte wirken, die auf homogenem Boden aufliegt.

Tabelle 1
Parameter

Gruppe	Zeichen	Dimension	Bezeichnung	Abhängigkeit	
Unabhängige	Fundament	g	m/s^2	Erdbeschleunigung $g = 9,81 \text{ m/s}^2$	
		r	cm	Lastflächenradius	
		P_{stat}	kN	statische Sohlflächenkraft	
		P_{dyn}	kN	dynamische Sohlflächenkraft-Amplitude	
		ω	1/s	Kreisfrequenz	
	Boden	n	-	Lastspielzahl	
		ρ_s	t/m^3	spezifische Dichte, Elastizitätsmodul und Poissonzahl des Kornmaterials	
		E_s	kN/m^2		
		ν_s	-		
		w	-	Wassergehalt	
\mathcal{G}	-	Granulometrie			
Abhängige	Fundament	F	cm^2	Sohlfläche	$F = \pi \cdot r^2$
		σ_{stat}	kN/m^2	mittlere statische Sohlspannung	$\sigma_{stat} = P_{stat}/F$
	Boden	ρ_d	t/m^3	Trockenwichte des Bodens	$\rho_d = \rho_s / (e+1)$
		e	-	Porenzahl	$e = f(\mathcal{G})$
		D	-	Lagerungsdichte	$D = f(\mathcal{G})$
		φ	-	Reibungswinkel	$\varphi = f(\mathcal{G})$
		c	kN/m^2	scheinbare Kohäsion	$c = f(w, \mathcal{G})$
	gemischt	E_{dyn}	kN/m^2	dynamischer Elastizitätsmodul des Bodens	Funktion der Unabhängigen
		ν_{dyn}	-	Poissonzahl bei dyn. Beanspruchung	
		v_R	m/s	Oberflächenwellengeschwindigkeit	
S		cm	Setzung (bleibende lotrechte Verschiebung)		
U		cm	Wegamplitude der Fundamentalschwingung		

Die Parameter lassen sich in zwei Gruppen einteilen: in unabhängige, die bei der Versuchsdurchführung gewählt werden oder konstant sind und in abhängige, die die Versuchsergebnisse einschließen. Die unabhängigen Parameter bestehen im wesentlichen aus zwei Untergruppen. Eine Untergruppe beschreibt den Radius r und die Belastung der Sohlfläche, nämlich statische Last P_{stat} , dynamische Last P_{dyn} , die Frequenz ω und die Lastspielzahl n . Die andere Untergruppe beschreibt die Eigenschaften des Bodens, speziell des Sandes: Spezifische Dichte ρ_s , Elastizitätsmodul E_s und Poissonzahl ν_s des Kornmaterials, Wassergehalt w , Granulometrie \mathcal{G} . Die Granulometrie beschreibt die Eigenschaften der Sandkörner und ihre Anordnung zueinander z.B. die Kornverteilung, Kornform, Kornoberflächen. Ein weiterer unabhängiger Parameter ist die Erdbeschleunigung g .

Die insgesamt 11 Größen beschreiben vollkommen das Verhalten des physikalischen Systems. Alle übrigen Parameter werden als Abhängige bezeichnet. Sie umfassen einfach abgeleitete Größen wie die Lastfläche F und die mittlere statische Sohlspannung σ_{stat} ; die Bodenkennwerte: Trockendichte des Bodens ρ_d , Porenzahl e , Lagerungsdichte D , Reibungswinkel φ und scheinbare Kohäsion c und die dynamischen Bodenkennwerte E_{dyn} , ν_{dyn} und ν_R (Oberflächenwellengeschwindigkeit), die von allen Eingangsgrößen abhängen. Auch die eigentlichen Ergebnisse, die bleibende Setzung S und die Wegamplitude der Schwingung U hängen von allen Eingangsgrößen ab. Hier wird untersucht, wie die Setzung S der Sohlfläche von den Eingangsgrößen abhängt.

$$S = f(g, r, P_{\text{stat}}, P_{\text{dyn}}, \omega, n, \rho_s, E_s, \nu_s, w, \mathcal{G}) \quad (1)$$

Theoretisch bestimmen die fünf in Tabelle 1 aufgeführten unabhängigen Bodenparameter $\rho_s, E_s, \nu_s, w, \mathcal{G}$ vollständig die Eigenschaften eines homogenen, aus elastischen Körnern bestehenden Haufwerks. Die Granulometrie \mathcal{G} stellt dabei eine Zusammenfassung vieler einzelner Größen dar. Wenn der Einfluß von \mathcal{G} auf die dynamische Setzung untersucht werden sollte, müßte jede dieser Untergrößen unabhängig voneinander variiert werden. Diese Aufgabe ist praktisch unlösbar. Anstelle der Bodenparameter E_s, ν_s, w werden im folgenden die Größen E_{dyn}, ν_R, c verwendet, weil diese die Eigenschaften des Kornhaufwerks besser beschreiben. Die Wahl der scheinbaren Kohäsion c anstelle des Wassergehaltes w bringt zum Ausdruck, daß für die Setzung als wesentliche Wirkung des Wassergehaltes die hervorgerufene Kohäsion vermutet wird. Entsprechend bestimmen nicht die Elastizitätszahlen des Kornmaterials E_s und ν_s das Schwingungsverhalten des Bodens sondern die dynamischen Kennwerte des Bodens E_{dyn} und ν_R . Im betrachteten Spannungs-Verformungs-Bereich können nichtlineare Effekte vernachlässigt werden. In den vier neuen Größen E_{dyn}, ν_R, c und e sind wichtige Einflüsse der Granulometrie bereits enthalten. Deshalb steht in dem nun verwendeten Parametersatz

$$S = f(g, r, P_{\text{stat}}, P_{\text{dyn}}, \omega, n, \rho_s, E_{\text{dyn}}, \nu_R, c, e, \mathcal{G}) \quad (2)$$

das Zeichen \mathcal{G} für eine andere Menge als in Gleichung (1). Da der Einfluß der Querkontraktionszahl klein ist, wird nur eine elastische Größe, E_{dyn} oder ν_R betrachtet. Damit sind elf Parameter auf die rechte Seite der Gleichung (2) von einander unabhängig.

Nach den Regeln der Dimensionsanalyse (2) kann die Anzahl der Variablen reduziert werden, wenn man dimensionslose Parameter verwendet. In Tabelle 2 sind die Parameter zusammengestellt, die für das vorliegende Problem ausreichend und zweckmäßig sind.

Tabelle 2
Modellparameter

Darstellungen		Kurzbezeichnung
$\frac{P_{\text{stat}}}{\rho_s g r^3}$	$\frac{\sigma_{\text{stat}}}{\rho_s g r}$	Grundbruchparameter
$\frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}}$		Sohlflächenkraft-Verhältnis
$\frac{\omega \cdot r}{v_R}$		bezogene Frequenz
$\frac{E_{\text{dyn}}}{\rho_s g r}$	$\frac{\sigma_{\text{stat}}}{E_{\text{dyn}}}$	bezogener dynamischer E-Modul
$\frac{c}{E_{\text{dyn}}}$		bezogene Kohäsion
n		Lastspielzahl
e		Porenzahl
\mathcal{G}		Granulometrie
$\frac{S}{r}$		bezogene Setzung

Lastspielzahl, Porenzahl und Granulometrie sind bereits dimensionslos und werden daher übernommen. Der Parameter $P_{\text{stat}}/(\rho_s g r^3)$ wird Grundbruchparameter genannt, weil sein Wert im Fall des ohne Einbindetiefe auf kohäsionslosem Boden gegründeten Fundaments die Ausnutzung der Tragfähigkeit anzeigt. Der Parameter $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}}$ setzt die dynamische Sohlflächenkraft zur statischen ins Verhältnis. Die Ausdrücke $\omega \cdot r/v_R$, $E_{\text{dyn}}/(\rho_s g r)$ und c/E_{dyn} werden als bezogene Frequenz, bezogener dynamischer Elastizitätsmodul und bezogene Kohäsion bezeichnet. Die Setzung wird auf den Lastflächenradius bezogen. Die bezogene Setzung ist eine Funktion der übrigen Parameter:

$$\frac{S}{r} = f \left(\frac{P_{\text{stat}}}{\rho_s g r^3}, \frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}}, \frac{\omega r}{v_R}, \frac{E_{\text{dyn}}}{\rho_s g r}, \frac{c}{E_{\text{dyn}}}, e, \mathcal{G} \right) \quad (3)$$

Die elastische Antwort des Systems wird hier nicht untersucht. Sie ist an anderer Stelle (4) eingehend behandelt.

Zwei Versuche in verschiedenen Maßstäben sind einander ähnlich, wenn sämtliche Parameter den gleichen Zahlenwert haben. Die einzelnen Parameter in Gleichung (3) stellen also Modellgesetze dar. Führt man Versuche in verschiedenen Maßstäben auf demselben Boden durch, so haben die Größen ρ_s , E_{dyn} und c feste Werte. Man kann dann den Modellparameter $E_{\text{dyn}}/(\rho_s g r)$ nicht einhalten. Ersetzt man den ersten und den vierten Modellparameter der Tabelle 2 durch die dort in der zweiten Spalte angegebenen Ausdrücke, so erhält man die der Gleichung (3) äquivalente Darstellung:

$$\frac{S}{r} = f \left(\frac{\sigma_{\text{stat}}}{\rho_s g r}, \frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}}, \frac{\omega \cdot r}{v_R}, \frac{\sigma_{\text{stat}}}{E_{\text{dyn}}}, \frac{c}{E_{\text{dyn}}}, n, e, \mathcal{G} \right) \quad (4)$$

Man erkennt auch hier, daß man bei Versuchen auf demselben Boden einen Parameter nicht einhalten kann. Hält man den ersten Parameter ein, dann muß die statische Spannung mit dem Lastflächenradius steigen, und damit ist der vierte Parameter nicht eingehalten. Sieht man dagegen in allen Maßstäben die gleiche statische Spannung vor, dann ist der vierte Parameter zwar eingehalten, nicht jedoch der erste.

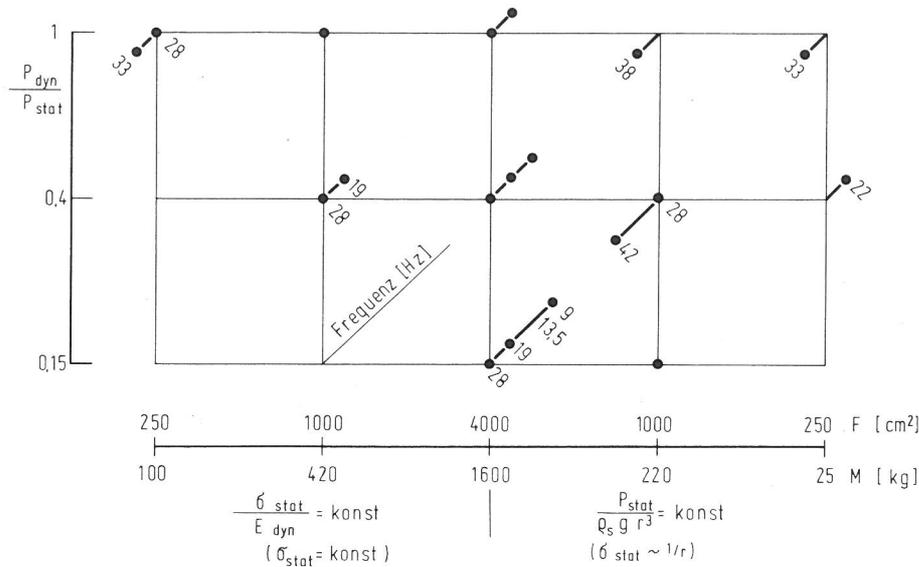
Man kann also unter den vorliegenden Bedingungen keine reinen Modellversuche durchführen. Es könnte jedoch sein, daß einer der Parameter eins und vier nur einen kleinen Einfluß auf die bezogene Setzung S/r hat.

Zur Klärung dieser Frage werden zwei Reihen von Versuchen in unterschiedlichen Maßstäben durchgeführt; eine Reihe mit gleichem Grundbruchparameter, die andere mit gleicher statischer Spannung. Tabelle 3 gibt eine Übersicht über die im Freigelände durchgeführten Versuche. Für das Sohlflächenkraftverhältnis werden drei weit auseinander liegende Werte angestrebt (vgl. Abschnitt 6.1). Einige Versuche werden bei sonst gleichen Parametern in verschiedenen Frequenzen durchgeführt. Bei jedem Versuch wird die Setzung in Abhängigkeit von der Lastspielzahl verfolgt.

Die Übersicht, Tabelle 3, zeigt einerseits, daß die Anzahl der Versuche zu klein ist, um alle Einflüsse systematisch zu erforschen. Im Rahmen dieser Untersuchung ist also eine umfassende Lösung des Problems nicht zu erwarten. Andererseits werden die Beschränkungen der verwendeten Geräte deutlich. Mit den Unwuchterregern können in niedrigen Frequenzen keine großen Kräfte erzeugt werden. Bei der gewählten Fundamentmasse von 1,6 t kann erst bei 19 Hz das Sohlflächenkraftverhältnis 1 erreicht werden. Für die Modellfundamente mit der kleinsten Fläche (250 cm^2) mußte ein kleiner Erreger verwendet werden, der nur Frequenzen bis 33 Hz erlaubte. Das Untersuchungsprogramm wurde auf insgesamt vier Füllungen der Versuchsmulde ausgeführt. Von den zehn Versuchen (einschließlich zweier doppelt durchgeführter) mit 4000 cm^2 Sohlfläche, bei denen das Modellfundament immer in der Mitte der kreisförmigen Oberfläche errichtet wurde, liefen meistens jeweils drei mit ansteigendem Sohlflächenkraftverhältnis hintereinander auf demselben Ort.

Tabelle 3

Variation der Parameter bei den im Freigelände durchgeführten Versuchen



Bei den Füllungen des Behälters werden die Porenzahl und der Wassergehalt gemäß Tabelle 4 variiert. Zusätzlich wird der Einfluß des Parameters $P_{stat}/(\rho_s g r^3)$ untersucht. Der Vergleich der im Freigelände und im Behälter gewonnenen Ergebnisse gibt einen Hinweis auf den Einfluß der Behälterwände.

Tabelle 4

Variation von Dichte und Wassergehalt bei den Versuchsschüttungen.

Verwendete Fundamentmassen und Frequenzen bei den Versuchen im Behälter.

Füllung Nr.	Trocken-	Wasser-	Poren-	Poren-	Lagerungsdichten		relative	Masse	Frequenz
	dichte	gehalt	zahl	anteil	max n-n	max e-e	Proctor-		
	ρ_d	w	e	n	max n-min n	max e-min e	ρ_d/ρ_{Pr}		
	t/m^3	%					%	kg	Hz
Freigelände: 1-4	1,83	3,5	0,448	0,309	0,380	0,416	93	s. Tabelle 3	
Behälter: 1	1,806	4	0,467	0,318	0,306	0,339	91,6	25	22
2	1,906	4	0,390	0,281	0,612	0,653	96,7	25	14,22
3	1,623	4	0,633	0,388	-0,314	-0,339	82,5	25	14,22
4	1,798	0	0,474	0,322	0,273	0,310	91,2	25	14,22
5	1,798	0	0,474	0,322	0,273	0,310	91,2	65	14
6	1,811	0	0,463	0,316	0,322	0,355	92	65	14,19
7	1,808	0	0,466	0,318	0,306	0,343	91,7	72	14,19
8	1,823	0	0,454	0,312	0,355	0,392	92,6	32	14,19
9	1,821	0	0,455	0,313	0,347	0,388	92,5	32	19,25
10	1,981	0	0,338	0,253	0,843	0,865	100,7	32	14,21
11	1,884	0	0,407	0,289	0,545	0,584	95,6	32	14,21

lockerste Lagerung $\min \rho_d = 1,71 t/m^3$

$\max e = 0,550$

$\max n = 0,355$

dichteste Lagerung $\max \rho_d = 2,03 t/m^3$

$\min e = 0,305$

$\min n = 0,234$

einfache Proctordichte $\rho_{Pr} = 1,97 t/m^3$

6. Versuchsergebnisse

6.1 Ermittlung der dynamischen Sohlspannung

Von den Eingangsgrößen kann man die dynamische Sohlflächenkraft bei dem benutzten Versuchsaufbau nur mittelbar wählen. Direkt wählen kann man das Exzenter-Massenmoment $m_o \cdot r_o$. Bei Betrieb des Erregers in der ebenfalls wählbaren Kreisfrequenz ω wird die Zentrifugalkraft

$$Z = m_o \cdot r_o \cdot \omega^2 \quad (5)$$

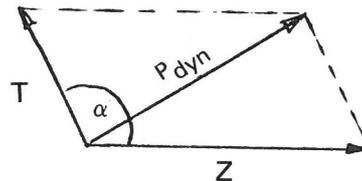
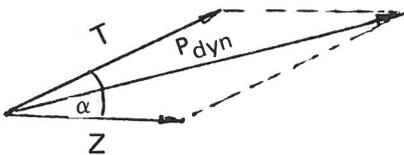
erzeugt. Diese versetzt den Erreger, der zusammen mit den aufgespannten Ballastplatten ein Blockfundament mit der Masse M bildet, in Schwingungen mit der Wegamplitude U . Es entsteht die Trägheitskraft

$$T = M \cdot U \cdot \omega^2. \quad (6)$$

Die resultierende dynamische Sohlflächenkraft P_{dyn} hängt gemäß

$$P_{\text{dyn}} = M\omega^2 \sqrt{U^2 + \left(\frac{m_o r_o}{M}\right)^2 + 2U \frac{m_o r_o}{M} \cos \alpha} \quad (7)$$

außer von den Kräften Z und T noch von dem Phasenwinkel α ab, um den die Verschiebung der Erregerkraft nacheilt. Beim vorliegenden Einmassensystem kann der Phasenwinkel zwischen 0° und 180° variieren. Die beiden folgenden Vektordiagramme



zeigen, daß die zunächst noch unbekanntenen Werte U und α die dynamische Sohlflächenkraft stark beeinflussen. Wenn man eine bestimmte dynamische Sohlflächenkraft ansteuert, muß man daher die Werte U und α zunächst vorschätzen.

6.2 Setzungsvorgang

In Bild 10 ist der zeitliche Verlauf der Setzung wiedergegeben. Hierbei ist die Einwirkungsdauer, die bis auf einen Faktor die Lastspielzahl darstellt, logarithmisch aufgetragen. 16^{h} Einwirkungsdauer bei 28 Hz bedeuten $1,6 \cdot 10^6$ Lastspiele. Man kann kein Ende des Setzungsvorgangs erkennen, wenn auch die Setzungsrate immer kleiner wird. Auffällig ist der geradlinige Verlauf in der halblogarithmischen Darstellung, der bei allen Versuchen mehr oder weniger deutlich ausgeprägt gefunden wurde. Verschiedene veröffentlichte Versuchsergebnisse (1) beschreiben ein ähnliches Verhalten.

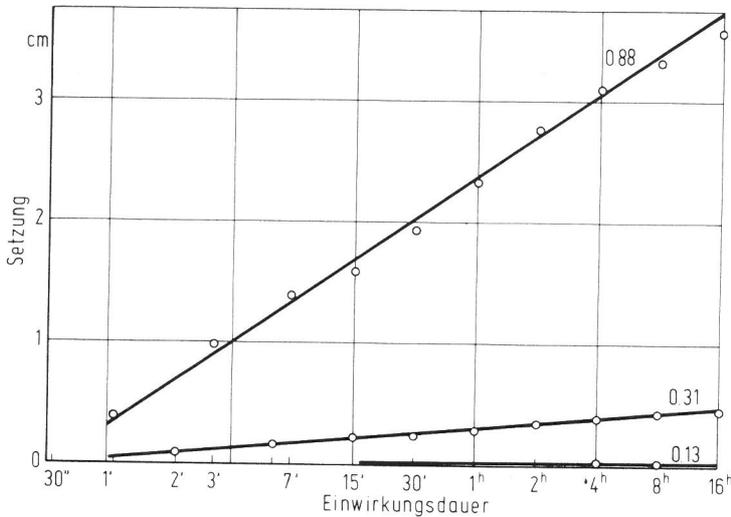


Bild 10
Zeitlicher Verlauf der Setzung eines Fundaments von 1,6 t Masse und 0,4 m² Sohlfläche unter dynamischer Last. Frequenz: 28 Hz, Parameter: $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}}$

Den Setzungsverlauf kann man durch

$$S(n) = A \cdot \ln\left(\frac{n}{n_a} + 1\right) \quad (8)$$

faktoriell darstellen. Der Faktor A ist nicht mehr von der Lastspielzahl abhängig. Da

$$\lim_{n \rightarrow 0} S(n) = 0, \quad (9)$$

bestimmt die Lastspielzahl n_a den "Knick" in der halblogarithmischen Darstellung. n_a ist wahrscheinlich von der Vorbelastung des Bodens in Hinblick auf die dynamische Beanspruchung durch das Fundament abhängig. Es zeigte sich jedoch, daß bei den meisten Versuchen n_a den Wert

$$n_a \approx 1000$$

annahm. Deshalb konnte der gesamte Setzungsverlauf durch nur einen Zahlenwert beschrieben werden, für den die Setzung bei 10^6 Lastspielen, S_{10^6} , gewählt wurde. In Bild 11 ist der Setzungsverlauf zweier Modellfundamente dargestellt, deren Daten sich nur durch die Vorgeschichte unterscheiden.

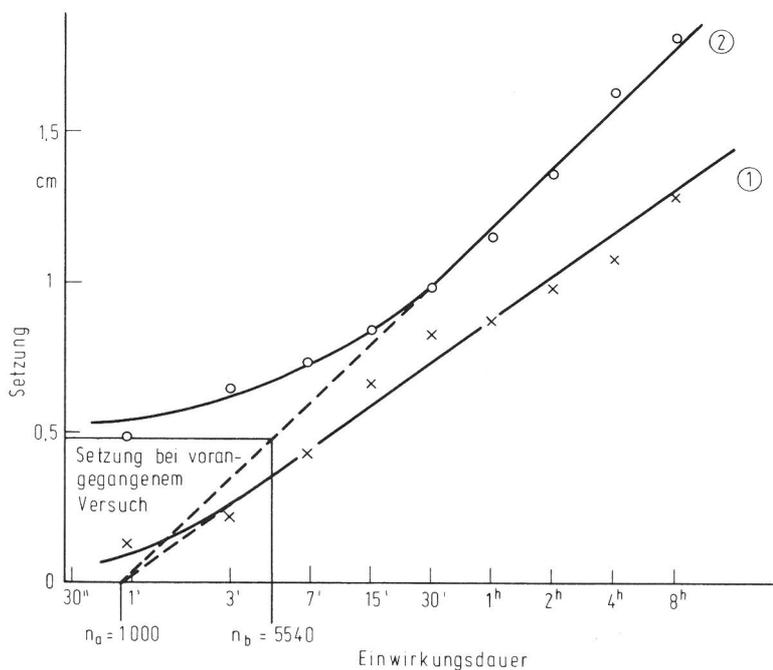


Bild 11
Setzung ohne ① und mit ② dynamischer Vorbelastung bei sonst gleichen Versuchsparametern: $F = 4000 \text{ cm}^2$, $f = 19 \text{ Hz}$, $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}} = 1$.

Während Versuch ① direkt auf der fertiggestellten Schüttung gefahren wurde, ging dem Versuch ② ein anderer mit kleinerem Sohlflächenkraftverhältnis voraus, und zwar der Versuch mit $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}} = 0,31$ des Bildes 10. Wenn man die vorweggenommene dynamische Setzung ignoriert, würde die Verlängerung des geradlinigen Verlaufes der Kurve die Abszisse bei $n_b = 5540$ Lastspielen schneiden, während man bei Berücksichtigung der vorweggenommenen Setzung ebenso wie beim Versuch ① den Wert $n_a = 1000$ erhält. Der Versuch ② zeigt das "wahre Verhalten" erst ab etwa 30 000 Lastspielen. Auch der Versuch ① hat seine Vorgeschichte: Die Entstehung der Schüttung (Einbringung und Verdichtung) und die Setzung des Fundaments infolge seines Eigengewichtes. Das dynamisch belastete Fundament konserviert also seine Vorgeschichte ähnlich wie statisch belastete Tonproben.

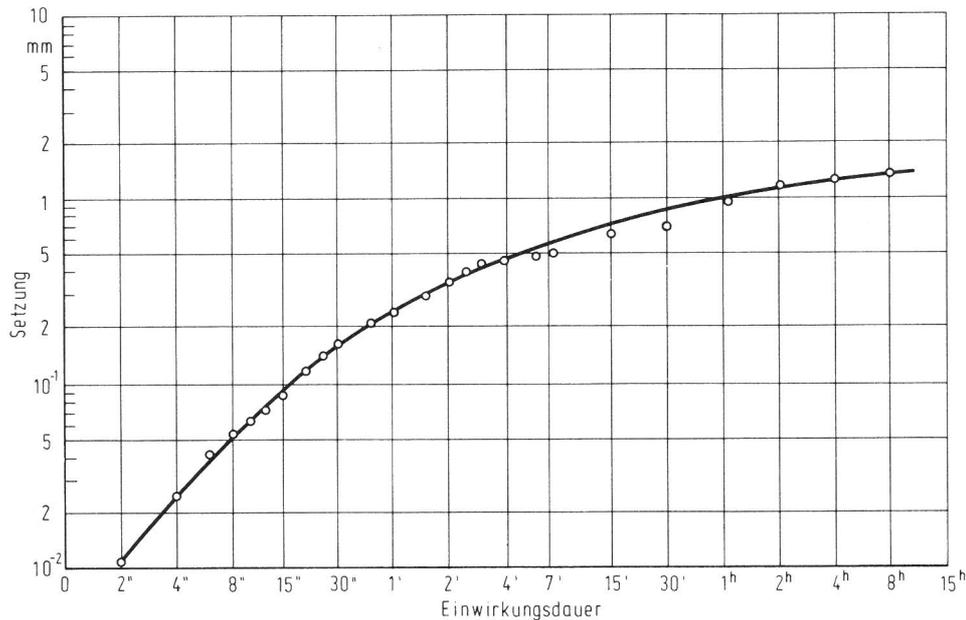


Bild 12
Setzungsverlauf ab 2 sec. Einwirkungszeit. Behälterfüllung Nr. 3, $F = 250 \text{ cm}^2$,
 $f = 14 \text{ Hz}$, $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}} = 0,4$.

Während bei den Versuchen im Freigelände nur zu bestimmten Zeitpunkten die Setzung gemessen werden konnte, wurde bei einigen Versuchen im Behälter der ganze Setzungsverlauf aufgezeichnet, vgl. Abschnitt 4. 3. Bild 12 gibt den typischen Verlauf des Setzungsverganges über den gesamten Zeitraum wieder. Die Setzung nimmt anfangs linear mit der Zeit zu, dann immer schwächer bis sie bei acht Stunden Einwirkungszeit nur noch mit der Potenz 0,1 der Zeit wächst. In halblogarithmischer Darstellung würde sich wie in Bild 10 für größere Einwirkungszeit ein linearer Verlauf abzeichnen.

6.3 Setzung bei 10^6 Lastspielen.

Der in Abschnitt 5 angegebene Parametersatz reduziert sich auf

$$\frac{S_{10^6}}{r} = f \left(\frac{P_{\text{stat}}}{\rho_s g r^3}, \frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}}, \frac{\omega \cdot r}{v_R}, \frac{E_{\text{dyn}}}{\rho_s g r}, \frac{c}{E_{\text{dyn}}}, e \right) \quad (10)$$

Die Lastwechselzahl n entfällt wegen der Repräsentation des Setzungsvorganges durch S_{10^6} und die Granulometrie entfällt, weil nur ein Sand verwendet wird. Im Freigelände wird der Sand immer unter denselben Bedingungen eingebracht. Bei den dortigen Versuchen bleiben also vier Parameter, die variiert werden können. Das Kraftverhältnis $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}}$ hat den stärksten Einfluß. Deshalb wird es meistens als unabhängige Variable bei der Darstellung der Ergebnisse gewählt.

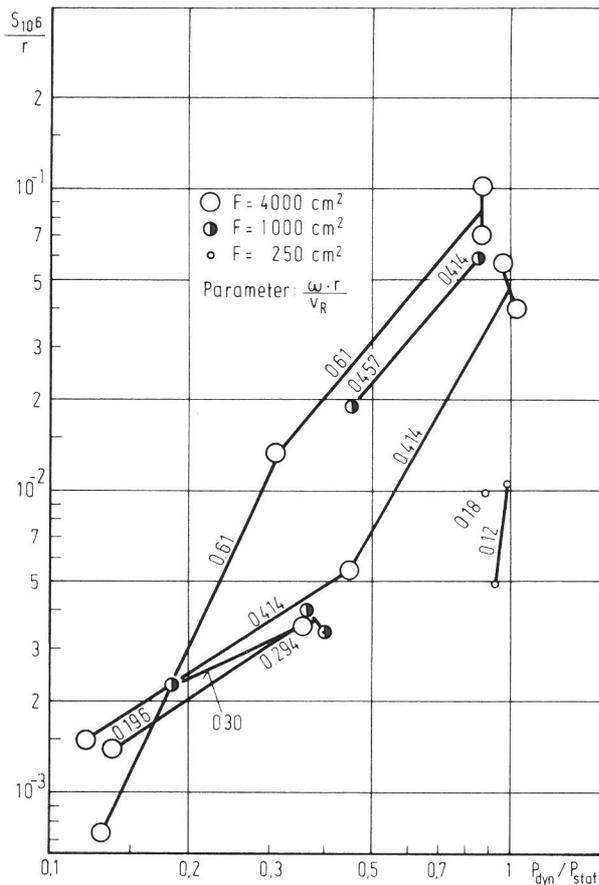


Bild 13
 Bezogene Setzung bei 10^6 Lastspielen in Abhängigkeit vom
 Sohlflächenkraftverhältnis.

$$\frac{P_{\text{stat}}}{\rho_s g r^3} = 14.$$

Bild 13 stellt die bezogene Setzung in Abhängigkeit vom Sohlflächenkraftverhältnis dar. Die Versuchsergebnisse wurden in verschiedenen Maßstäben gewonnen, wobei der Grundbruchparameter den festen Wert

$$\frac{P_{\text{stat}}}{g \cdot \rho_s \cdot r^3} = 14$$

besitzt. Man erkennt zunächst, daß die bezogene Setzung mit steigendem Kraftverhältnis stark anwächst. Die bezogene Setzung wächst auch mit der bezogenen Frequenz. Diese Abhängigkeit ist jedoch nicht so deutlich ausgeprägt. Die Oberflächenwellengeschwindigkeit v_R kann wegen der schwachen Nichtlinearität des Bodenmaterials als Bodenkonstante angesehen werden. Sie wurde zu $v_R = 103 \text{ m/s}$ aus Messungen berechnet, vgl. Abschnitt 8.3.

Bei den Versuchen im Freien auf immer demselben Boden kann der Parameter $E_{\text{dyn}}/(\rho_s g r)$ nicht eingehalten werden, wenn der Maßstab variiert wird, weil der Parameter umgekehrt proportional zum Lastflächenradius

ist. Trotzdem beschreiben die in verschiedenen Maßstäben erhaltenen Versuchsergebnisse in Bild 13 dieselbe Beziehung. Offenbar hat $E_{\text{dyn}}/(\rho_s g r)$ keinen Einfluß auf die Setzung. Will man Modellversuche zur Ermittlung der Setzung infolge dynamischer Last durchführen, genügt es also, die Modellgesetze

$$\frac{S_{10^6}}{r}, \frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}}, \frac{P_{\text{stat}}}{\rho_s g r^3}, \frac{\omega r}{v_R}, \frac{c}{E_{\text{dyn}}}, e, \gamma \quad (11)$$

gleichzeitig zu erfüllen. Das ist auch dann möglich, wenn die Versuche auf demselben Boden durchgeführt werden sollen, auf dem später das Fundament errichtet wird. Dieser Fall interessiert gerade in der Praxis.

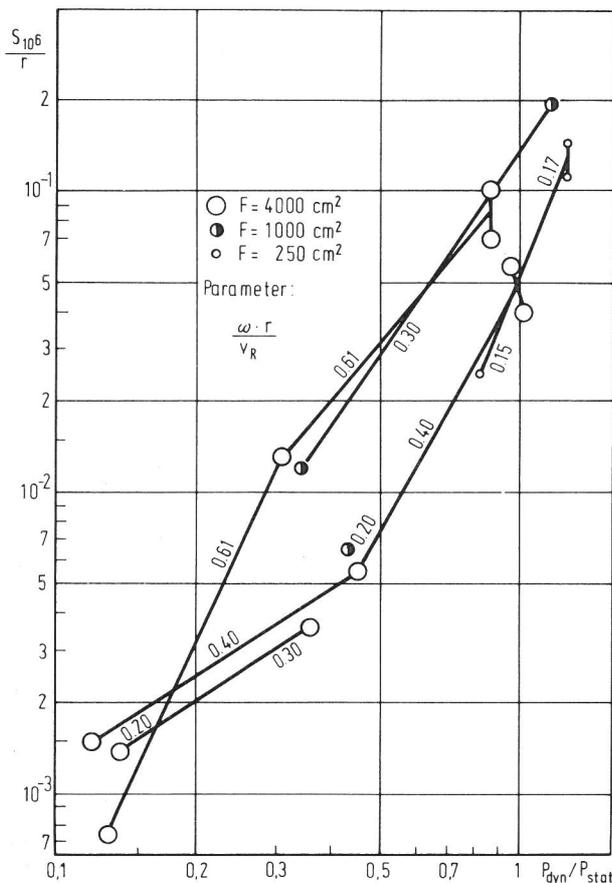


Bild 14
Bezogene Setzung bei 10^6 Lastspielen in Abhängigkeit vom Sohlfächenkraftverhältnis.

$$\sigma_{\text{stat}} = 4 \text{ N/cm}^2 \left(\frac{\sigma_{\text{stat}}}{E_{\text{dyn}}} = \text{konstant} \right).$$

In Bild 14 sind die Ergebnisse der Versuchsreihe wiedergegeben, bei der die statische Spannung in jedem Maßstab die gleiche ist. Wie im Abschnitt 5 dargelegt, ist hierfür der Parametersatz der Gleichung (4) zweckmäßig, der sich entsprechend Gleichung (10) auf

$$\frac{S_{10^6}}{r} = f \left(\frac{\sigma_{\text{stat}}}{\rho_s g r}, \frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}}, \frac{\omega r}{v_R}, \frac{\sigma_{\text{stat}}}{E_{\text{dyn}}}, \frac{c}{E_{\text{dyn}}} \right) \quad (12)$$

reduziert. Im Gegensatz zu Bild 13 beschreiben in Bild 14 die in verschiedenen Maßstäben durchgeführten Versuche nicht dieselbe Beziehung. Der erste Parameter $\sigma_{\text{stat}}/(\rho_s g r)$, der bei dieser Versuchsreihe nicht eingehalten wurde, beeinflusst die Setzung merkbar. Dieser Parameter muß also bei Modellversuchen eingehalten werden.

Auch ohne Verwendung obiger Versuchsergebnisse kann man leicht erkennen, daß man höchstens bei einer kleinen statischen Sohlspannung des Prototyps diese auch im Modell aufbringen könnte. Denn, wenn man bei konstanter statischer Sohlspannung den Maßstab, d.h. den Lastflächenradius r , verkleinert, dann erreicht man schließlich die Grundbruchlast, d.h. es stellen sich schon unter der statischen Last sehr große bleibende Verschiebungen ein. Die Versuche im Freien wurden hier mit einem freien Blockfundament (ohne Zwangsführung) durchgeführt. Dieser Versuchsaufbau wird bei kleinen Sohlflächen instabil, wenn unabhängig vom Maßstab die gleiche statische Sohlspannung aufgebracht wird. Deshalb mußte das Fundament bei den Versuchen im Behälter zwangsgeführt werden (siehe auch Abschnitte 4.3 und 8.2).

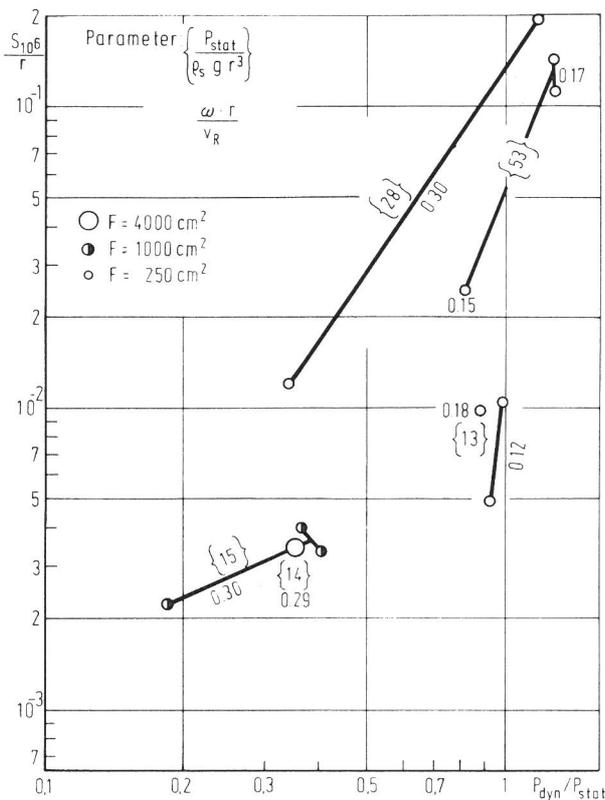


Bild 15
Einfluß des Parameters $P_{stat}/(\rho_s g r^3)$ auf die bezogene Setzung bei den Versuchen im Freien.

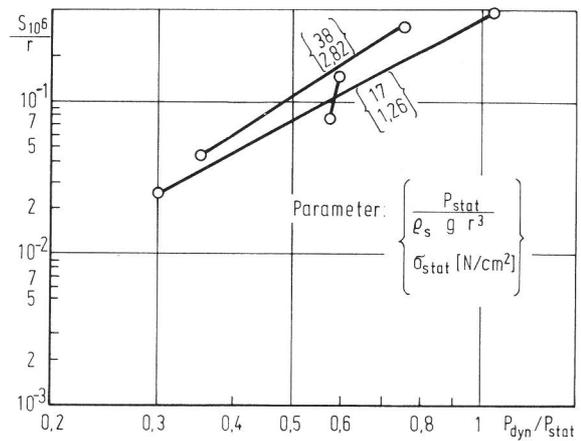


Bild 16
Einfluß des Parameters $P_{stat}/(\rho_s g r^3)$ auf die bezogene Setzung bei den Versuchen im Behälter. ($F = 250 \text{ cm}^2$).

Die Bilder 15 und 16 vergleichen Ergebnisse von Versuchen mit gleicher Sohlfläche miteinander, bei denen die statische Spannung und der Parameter $P_{stat}/(\rho_s \cdot g \cdot r^3)$ variiert werden. Da an Hand des Bildes 13 gezeigt wurde, daß der Einfluß von σ_{stat}/E_{dyn} vernachlässigbar ist, stellen die Bilder 15 und 16 den Einfluß des Parameters $P_{stat}/(\rho_s g r^3)$ auf die bezogene Setzung dar. Man erkennt, daß die bezogene Setzung mit Anwachsen dieses Parameters ebenfalls steigt, d.h. je mehr sich die statische Last der Grundbruchlast nähert, desto größer ist die Setzung.

Bild 17 gibt den Einfluß von Porenzahl und Wassergehalt auf die bezogene Setzung wieder. Wie zu erwarten ist, ist die Setzung bei dichtem Sand kleiner als bei lockerem. Bei gleichem Porenanteil setzt sich das Fundament

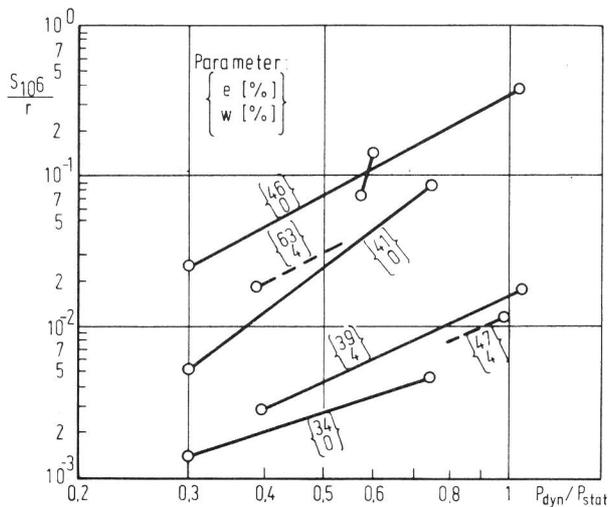


Bild 17
 Bezogene Setzung in Abhängigkeit von der Porenzahl und vom Wassergehalt. (Versuche im Behälter, $F = 250 \text{ cm}^2$),
 $\frac{P_{stat}}{\rho_s g r^3} = 17$ (konstant).

auf trockenem Sand mehr als auf feuchtem. Das ist offenbar auf die scheinbare Kohäsion zurückzuführen, die der Sand bei Feuchtigkeit entwickelt.

Es sind einige Versuche unter sonst gleichen Bedingungen sowohl im Freigelände als auch im Behälter durchgeführt worden. Der in Bild 17 mit $e = 47 \%$, $w = 4 \%$ bezeichnete Punkt gehört ebenso wie die beiden Punkte mit $\omega \cdot r/v_R = 0.12$ in Bild 13 zu den Fundamentdaten $F = 250 \text{ cm}^2$, $f = 22 \text{ Hz}$, $\sigma_{stat} = 1.0 \text{ N/cm}^2$ und $P_{dyn}/P_{stat} \approx 1$. Die Bodenkennwerte der ersten Behälterfüllung mit $e = 47 \%$, $w = 4 \%$ stimmen in etwa mit denen im Freigelände $e = 45 \%$, $w = 3,5 \%$ überein, vgl. Tabelle 4. Die bezogene Setzung im Behälter war etwa so groß wie die größere der beiden entsprechenden Versuche im Freien. Die Setzungswerte bei der dichteren Füllung (Nr. 2) des Behälters mit $e = 39 \%$, $w = 4 \%$, die eigenartigerweise größer sind als die der lockeren ersten Füllung, weisen darauf hin, daß die Setzungen im Behälter größer ausfallen als die der entsprechenden Versuche im Freien.

Auch mit trockenem Sand sind Vergleichsversuche durchgeführt worden. Im Freigelände ist innerhalb der mit feuchtem Boden gefüllten Versuchsmulde eine viermal (im Längenmaßstab) kleinere Mulde ausgehoben worden, die anschließend in genau dergleichen Weise wie die Behälter bei den Füllungen 4 - 9 mit trockenem Sand ohne Verdichtung verfüllt wurde. Mit den Fundamentdaten $F = 250 \text{ cm}^2$, $f = 14 \text{ Hz}$, $\sigma_{stat} \approx 1 \text{ N/cm}^2$ und $P_{dyn}/P_{stat} \approx 0.3$ ergab sich im Behälter etwa die zweieinhalbfache Setzung derjenigen im Freigelände. Der Versuch mit 22 Hz und $P_{dyn}/P_{stat} = 1$ auf trockenem Sand im Freien mußte leider wegen übermäßiger Schiefstellung des Fundaments (vgl. Abschnitt 8.2) vorzeitig abgebrochen werden. Diese Versuche sind nicht in Tabelle 3 verzeichnet, und die Ergebnisse sind nicht in den Bildern 13-15 wiedergegeben, weil sich die Bodenbedingungen von den sonst bei den Versuchen im Freien herrschenden unterscheiden.

7. Anwendung der Versuchsergebnisse

7.1 Fundamente der Magnetschwebbahn

7.11 Setzung bei 10^6 Lastspielen

Zur Beurteilung der voraussichtlichen Setzung der Fundamente der Magnetschwebbahn muß man die voraussichtliche statische und dynamische Fun-

damentbelastung mit den in den Versuchen verwendeten Werten vergleichen. Über die Belastung der Bahnfundamente wurden vom Auftraggeber schriftliche (17) und mündliche (18) Angaben gemacht. Sie sollen für eine Abschätzung der Setzung benutzt werden.

Die Untersuchungen haben gezeigt, daß das Verhältnis der dynamischen zur statischen Sohlflächenkraft einer der wichtigsten Parameter ist. Für die mittlere Sohlspannung der Bahn wurden folgende Angaben gemacht:

- Bodenpressung infolge Eigengewicht: $\sigma_g = 10 \text{ N/cm}^2$
- größte zusätzliche statische Bodenpressung infolge Zuggewicht: $\sigma_v = 3,8 \text{ N/cm}^2$
- dynamischer Faktor $d = 1,3$

Hieraus kann man die dynamische Spannungsamplitude

$$2 \cdot \sigma_{\text{dyn}} = 1,3 \cdot 3,8 = 4,94 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{dyn}} = 2,47 \text{ N/cm}^2$$

und die mittlere statische Pressung

$$\sigma_{\text{stat}} = 10 + 2,47 = 12,47 \text{ N/cm}^2$$

ermitteln. Das Kraftverhältnis ergibt sich zu

$$\frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}} = \frac{2,47}{12,47} = 0,198 \approx 0,2$$

Bei einer Sohlfläche von $F = 5,2 \cdot 3,1 \text{ m}^2 = 16,12 \text{ m}^2$ ergibt sich ein äquivalenter Lastflächenradius zu

$$r = \sqrt{\frac{F}{\pi}} = \sqrt{\frac{16,12}{\pi}} = 2,27 \text{ m}$$

Damit ist der Grundbruchfaktor

$$\frac{P_{\text{stat}}}{\rho_s g r^3} = \frac{\sigma_{\text{stat}} \pi r^2}{\rho_s g r^3} = \frac{\sigma_{\text{stat}} \pi}{\rho_s g r}$$

$$= \frac{12,4 \cdot 10^4 \cdot \pi}{2650 \cdot 9,81 \cdot 2,27} = 6,64.$$

Als Frequenz wurde diejenige angenommen, die sich aus dem Abstand der Magnetknöpfe und der Geschwindigkeit der Bahn ergibt. Hierfür wurde angegeben:

$$f = 7 \text{ Hz.}$$

Für einen Boden wie er bei den hier beschriebenen Versuchen verwendet wurde, erhält man

$$\frac{\omega \cdot r}{v_R} = \frac{2\pi \cdot 7 \cdot 2,27}{103} = 0,97$$

für die bezogene Frequenz. Die beiden zuletzt ermittelten Zahlenwerte liegen außerhalb des Bereichs, in welchem die betroffenen Parameter bei der vorliegenden Untersuchung variiert werden. Die bezogene Frequenz von 0,97 ist etwa das 1,5-fache des größten entsprechenden Wertes in Bild 13, während der Grundbruchfaktor nur halb so groß ist wie der entsprechende Wert der im Bild 13 beschriebenen Versuche. Um trotzdem zu einer Abschätzung zu gelangen, wird angenommen, daß die Vergrößerung der bezogenen Setzung infolge der höheren bezogenen Frequenz gerade die Abminderung infolge des niedrigeren Grundbruchfaktors kompensiert. Für die Werte

$$\frac{P_{\text{stat}}}{\rho_s \cdot g \cdot r^3} = 14; \quad \frac{\omega \cdot r}{v_R} = 0,61; \quad \frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}} = 0,2$$

erhält man dann aus Bild 13 die bezogene Setzung

$$\frac{S_{10^6}}{r} = 3 \cdot 10^{-3}.$$

Als absolute Setzung nach 10^6 Lastspielen wäre für einen Boden wie der im Versuch verwendete

$$S_{10^6} = 0,03 \cdot 2,27 = 0,0068 \text{ m} = 6,8 \text{ mm}$$

zu erwarten. Bei aller Unsicherheit der getroffenen Annahmen zeigt der Rechenwert die Größenordnung der zu erwartenden Setzung.

7.12 Setzung während des Betriebs

Das Besondere der Belastung der Bahn-Fundamente ist, daß bei einer Zugüberfahrt nur wenige Lastspiele aufgebracht werden. Es vergeht eine lange Zeit, bis 10^6 Lastspiele erreicht sind. Wenn ein Zug von insgesamt 7 Magnetköpfen gehalten wird, dann erfährt das Fundament bei einer Überfahrt 7 Lastspiele. Nimmt man weiter an, daß die Strecke jeden Tag von 20 Zügen passiert wird, dann sind 10^6 Lastspiele nach

$$T = \frac{10^6}{7 \cdot 20 \cdot 365} = 19,6 \text{ Jahren}$$

aufgebracht. Nach dieser Zeit würde sich erst eine Setzung in der im vorangehenden Abschnitt errechneten Größenordnung einstellen.

Wegen des gefundenen logarithmischen Anwachsens der Setzung mit der Zeit ist eine Nachjustierung der Bahn im Laufe der Zeit immer seltener erforderlich.

7.2 Weitere Anwendung

Wie an anderer Stelle (5) dargelegt, können die bei der vorliegenden Untersuchung gewonnenen Erkenntnisse allgemein auf dynamisch belastete Fundamente angewendet werden. In der Arbeit (6) ist beschrieben, wie die bleibende Setzung von Fundamenten ermittelt werden können, die durch Erdbeben erregt werden.

8. Begleitende Messungen

8.1 Setzung der Oberfläche neben dem Fundament

Bei drei der vier Schüttungen wurden die Setzungen der Sandoberfläche in der Umgebung des Fundaments gemessen. Hierzu werden die Vertikalverschiebungen einzelner Pegel verfolgt. Ein Pegel besteht aus einem Ziegelstein mit einer aufgeklebten Platte, auf die ein Halbrundkopfbolzen aufgeschraubt ist, Bild 18. Damit sich die Pegel nicht infolge Aufsetzen der Nivellierlatte verschieben, wurden die Ziegelsteine leicht in den Boden eingelassen.

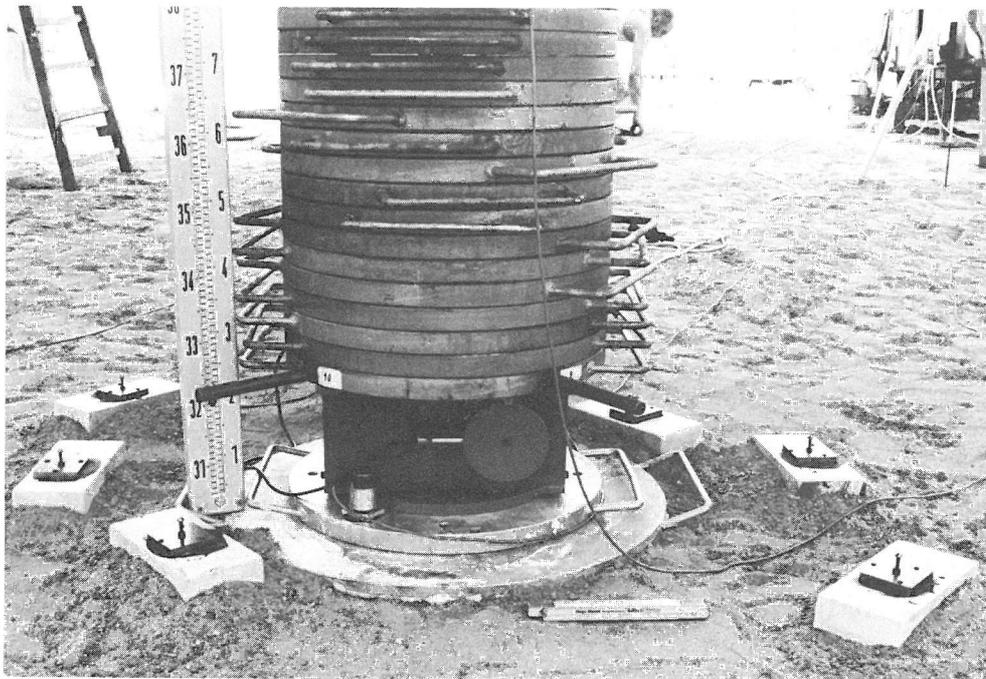


Bild 18

Setzungspegel an der Oberfläche und am Modellfundament. $F = 4000 \text{ cm}^2$.

Bei jeder Schüttung wurde die Setzung von sechs Pegeln infolge der dynamischen Belastung des Fundaments mit 4000 cm^2 Sohlfläche verfolgt. Die Pegel befanden sich bei der ersten Schüttung zu beiden Seiten des Fundaments in einer Achse in Abständen von 0,7 m, 1,7 m und 3 m vom Sohlflächenmittelpunkt. Bei den nächsten Schüttungen wurden je zwei Pegel in etwa 0,5 m, 0,65 m und 0,8 m spiralförmig angeordnet, s. Bild 18. In Bild 19 sind die Verschiebungen der Oberfläche auf die zugehörige Fundamentsetzung bezogen und über der auf den Lastflächenradius bezogenen Entfernung aufgetragen. Dabei sind jeweils nur die Werte nach Abschluß eines Versuchs mit großem Sohlflächenkraftverhältnis berücksichtigt worden. Man erkennt, daß

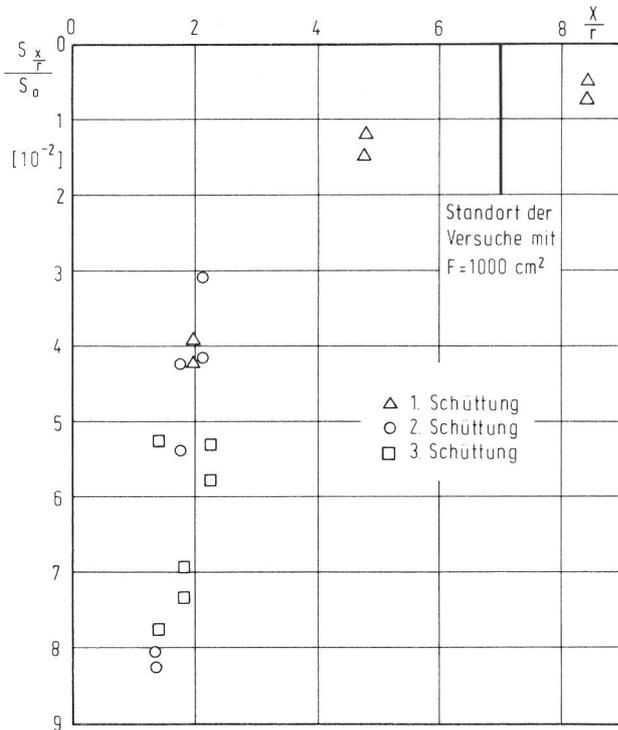


Bild 19
Setzung der Oberfläche neben dem Fundament.
 $F = 4000 \text{ cm}^2$.

die Setzung schnell mit der Entfernung abnimmt. Im Abstand von 12 cm vom Rand der Sohlfläche beträgt die Setzung nur noch 8 % der Fundamentsetzung. Für die Mitte zwischen dem Rand der Versuchsmulde und dem Sohlflächenmittelpunkt beträgt der bezogene Abstand

$$\frac{x}{r} = \frac{250}{35,68} = 7$$

hierfür tritt nach Bild 19 nur noch 1 % der Fundamentsetzung auf. Die in diesem Abstand später durchgeführten Versuche mit $F = 1000 \text{ cm}^2$ dürften also kaum von dem jeweils vorangegangenen mit der größeren Sohlfläche beeinträchtigt worden sein.

Brumund und Leonards (1) nennen zwei Ursachen für den Setzungsvorgang infolge dynamischer Last: Verdichtung des Sandes und Scherbruch. Auch bei statischer Fundamentbelastung treten die beiden Anteile auf. Bei dichtem Sand hebt sich die Oberfläche bei hoher Belastung (10), was auf die Volumenvergrößerung des Sandes bei Scherbeanspruchung zurückzuführen ist. Die hier gemessenen Oberflächenverschiebungen passen der Tendenz nach zu statischen Versuchen mit mitteldichtem Boden und kleinerer Last. Eine Verdichtung des Bodens unter der Sohlplatte nach Beendigung des dynamischen Versuchs konnte mit dem hier angewendeten Sandersatzverfahren nicht nachgewiesen werden.

8.2 Schiefstellung des Fundaments

Die Setzung der Fundamente mit 1000 cm^2 und 4000 cm^2 werden aus den Verschiebungen von vier Punkten ermittelt. Diese Punkte befinden sich am Ende von Rohrstücken, die an die untere Ballastplatte geschweißt sind, Bild 18. Da die vier Punkte sich immer in einer Ebene befinden müssen, hat man durch die

mehrfache Messung eine Kontrolle über den Genauigkeitsverlust, der durch das jeweils verschiedene Aufsetzen der Nivellierlatte entsteht. Die Messungen zeigen, daß dieser Fehler nicht größer als 1/10 mm ist. Beim kleinsten Wert für S_{10^6}/r in den Bildern 13 und 14 beträgt die absolute Endsetzung 0,26 mm. In diesem Bereich kann der Fehler also 40 % betragen.

Die Schiefstellung ζ wird definiert als der Tangens des Winkels, um den die Achse des Fundaments im Laufe des Versuchs aus der ursprünglichen Richtung auswandert. Der Wert von ζ wurde für alle Versuche mit $F = 4000 \text{ cm}^2$ und $F = 1000 \text{ cm}^2$ bestimmt. Obwohl bei asymmetrischem Versuchsaufbau, wie er angestrebt wurde, die Schiefstellung eine zufällige Größe ist, ergab sich doch für alle Frequenzen und die beiden Sohlflächen der eindeutige Zusammenhang

$$\zeta = 10^{-2} \left(\frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}} \right)^2$$

zwischen der Schiefstellung am Ende des Versuchs und dem Sohlflächenkraftverhältnis. Da sich das Fundament in keine Richtung bevorzugt schiefstellte, ist das Ergebnis nicht auf Asymmetrien des Modellfundaments zurückzuführen. Nähert man die in Bild 13 und 14 dargestellte Beziehung mit

$$\frac{S_{10^6}}{r} = 10^{-1} \left(\frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}} \right)^2$$

an, dann erhält man den linearen Zusammenhang

$$\zeta = 10^{-1} \frac{S_{10^6}}{r}$$

zwischen Schiefstellung und bezogener Setzung. Wenn sich also das Fundament im Mittel um 1 cm setzt, dann ist die maximale Verschiebung eines Randpunkts der Sohlfläche 11 mm und die minimale Verschiebung 9 mm.

Bei den Versuchen auf trockenem Sand, die mit einer Sohlfläche von 250 cm^2 durchgeführt wurden, stellte sich das Fundament bei großen mittleren Setzungen derartig schief, daß einzelne Versuche abgebrochen werden mußten. Trotz größter Sorgfalt bei der Austarierung der Massen und beim Aufsetzen des Modellfundaments war es nicht möglich, die Schiefstellung klein zu halten. Es wurde deshalb das in Bild 9 dargestellte Führungsgerüst (vgl. Abschnitt 4.3) gebaut, das nur lotrechte Verschiebungen des Modellfundaments zuläßt. Die Versuche mit trockenem Boden im Behälter wurden alle mit dieser Führung gefahren.

8.3 Messungen zur Homogenität des Bodens in der Versuchsmulde

Im Abschnitt 4.2 wurde beschrieben, wie die Versuchsmulde viermal gleichmäßig verfüllt wurde. Nach jeder Füllung blieb etwa die gleiche geringe Restmenge Bodens zurück. Die Anfangshöhen des Modellfundaments mit $F = 4000$

cm² nach Errichtung auf der gerade fertiggestellten Füllung unterschieden sich nur um maximal 1,8 cm voneinander. Das zeigt die Gleichmäßigkeit der vier Füllungen.

Bei jeder Füllung wurden mehrere Schlagsondierungen mit dem Künzelstab durchgeführt. Die Sondierungen ergaben bei allen Füllungen ähnliche Werte, 8 bis 12 Schläge für 10 cm Eindringung bei 5 cm² Spitzenquerschnitt. Der Sondierwiderstand wuchs langsam mit der Tiefe, dann, als die Sonde in den gewachsenen Boden (schluffiger Sand) eindrang, wurde der Widerstand erheblich größer. Auch die gemessene Abhängigkeit der Oberflächenwellengeschwindigkeit von der Frequenz läßt auf einen festen Untergrund schließen. Bei 28 Hz wurde $v_R = 198$ m/s gemessen, bei 56 Hz dagegen nur 103 m/s. Beim letzten Wert beträgt die Wellenlänge $103/56 = 1,84$ m. Da die Oberflächenwelle sich in einer Schicht ausbreitet, deren Dicke etwa gleich der Wellenlänge ist, kann man den Wert von $v_R = 103$ m/s dem Boden der Versuchsmulde zuordnen. Bei 28 Hz beträgt die Wellenlänge dagegen $198/28 = 7,07$ m, so daß die Oberflächenwelle auch vom gewachsenen Boden beeinflußt wird.

Die maximale Schwingwegamplitude eines mittels rotierender Unwuchten erregten Fundaments auf einem elastischen Halbraum ist unabhängig vom Elastizitätsmodul (4). Mit dem Ansteigen des Moduls wächst lediglich die Frequenz, in der die Maximalamplitude auftritt. Zahlreiche Messungen (4) haben

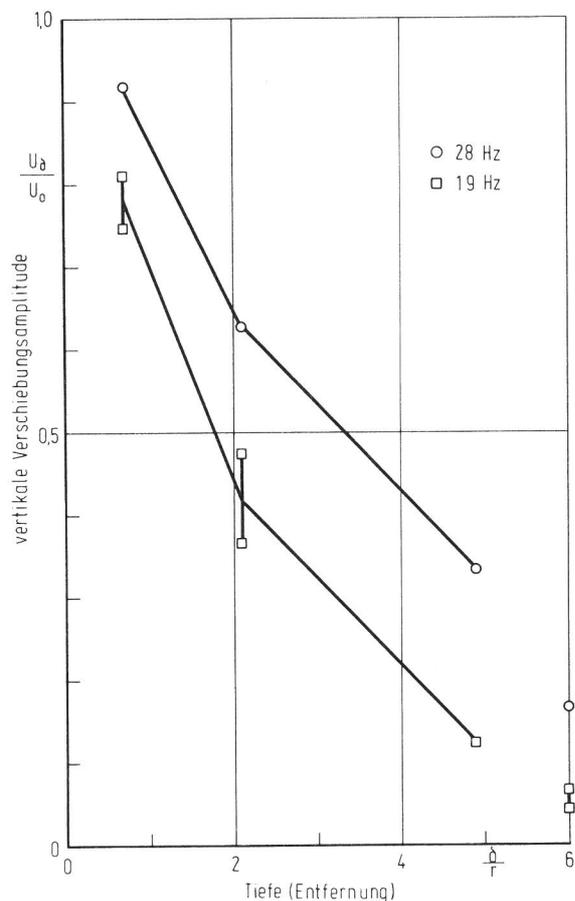


Bild 20
Ausbreitung der Erschütterungen in der Tiefe. $F = 4000$ cm².

gezeigt, daß die Maximalamplitude der auf homogenem Boden erregten Fundamente tatsächlich etwa den errechenbaren Werten für den elastisch homogenen Halbraum gleichen. Bei Inhomogenitäten sind die gemessenen Werte größer als die theoretischen; Materialdämpfung verkleinert dagegen die

Amplituden. Die im Freigelände gemessenen Maximalamplituden betragen das 0,6- bis 1,1-fache der theoretischen Werte. Diese Ergebnisse zeigen, daß der umgebende steifere Boden keinen Einfluß auf das Schwingungsverhalten der Fundamente hat.

Es wurden die Schwingwegamplituden in verschiedenen Tiefen direkt unter dem Fundament, seitlich im Boden und an der Oberfläche gemessen. Die Amplituden nehmen nach allen Richtungen schnell mit der Entfernung ab. Am Rand der Versuchsmulde beträgt die Vertikalverschiebungsamplitude an der Oberfläche weniger als 10 % der Fundamentamplitude. Die vertikale Verschiebungsamplitude ist unter dem Fundament mit 4000 cm² Sohlfläche in 0,25 m, 0,75 m und 1,75 m Tiefe in verschiedenen Frequenzen gemessen worden. Bild 20 stellt das Verhältnis der Amplitude U_g im Boden zu der Amplitude U_δ des Fundaments in Abhängigkeit von der auf den Sohlflächenradius bezogenen Entfernung δ/r dar. Man erkennt eine starke monotone Abnahme mit der Tiefe. Die Punkte für $\delta/r = 6$ geben die vertikalen Verschiebungen an einem Ort in 0,75 m Tiefe und in 2 m seitlicher Entfernung wieder. Die horizontalen Verschiebungsamplituden betragen dort weniger als 4 % der vertikalen Fundamentamplitude. Die monotone Abnahme der Erschütterungen innerhalb der Versuchsmulde zeigt die Homogenität der Füllung.

9. Beziehungen zu statischen Belastungsversuchen und zum Proctorversuch

9.1 Statische Belastungsversuche

Die durchgeführten Setzungsversuche haben eine gewisse Ähnlichkeit zu Grundbruchversuchen. Es soll daher die Sicherheit gegen Grundbruch, die die verwendeten Modellfundamente besitzen, ermittelt werden. Muhs und Weiß (10) belasten Fundamente auf demselben Versuchsboden statisch bis zum Bruch.

Als Ergebnisse dieser Versuche und von Triaxialversuchen geben sie an:

für den Reibungswinkel: $\cot \varphi = -0,321 + 3,950 \cdot e$

für die scheinbare Kohäsion: $c = 1,7 - 3,0 \text{ kN/m}^2$

Für die im Freigelände hergestellte Schüttung mit $e = 0,448$ errechnet sich $\varphi = 34,6^\circ$. Hiermit erhält man den Tragfähigkeitsbeiwert λ_b aus der DIN 4017 zu $\lambda_b = 21,7$. Muhs und Weiß ermittelten die Tragfähigkeitsbeiwerte auch direkt aus den Grundbruchversuchen. Dabei ergab sich für Trockendichten, die denen der hier im Freigelände hergestellten Schüttungen von $\rho_d = 1,83 \text{ t/m}^3$ am nächsten kamen, die Werte

ρ_d [t/m ³]	λ_b
1,86	23
1,875	19

Für die weitere Rechnung wird $\lambda_b = 21$ und der Mittelwert der scheinbaren Kohäsion $c = (1,7 + 3,0)/2 = 2,35 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Nach DIN 4017 errechnet man dann mit $v_b = 0,7$, $\lambda_c = 44,6$ und $v_c = 1,57$ für die verwendeten Modellfundamente die Grundbruchlasten P :

F	2. r	P _b	P _c	P
cm ²	m	kN	kN	kN
4000	0,714	97,9	83,9	181,8
1000	0,357	12,2	21,0	33,2
250	0,174	1,53	5,24	6,77

Hierbei ist $P_b = (2r)^3 \rho_d g \lambda_b v_b$, $P_c = (2r)^2 c \lambda_c v_c$ (13)

und $P = P_b + P_c$.

Der Einfluß der Kohäsion auf die Tragfähigkeit wächst also mit kleiner werdender Sohlfläche. Bei $F = 4000 \text{ cm}^2$ beträgt der Kohäsionsanteil etwa die Hälfte der Grundbruchlast, bei $F = 250 \text{ cm}^2$ dagegen fast 80 %. Wenn nicht einer der beiden Anteile verschwindend klein ist, sind beim statischen Grundbruchproblem Modellversuche auf immer demselben Boden nicht möglich, denn nach Gleichung (13) verlangt der Reibungsanteil, daß die Kraft mit der dritten Potenz des Lastflächenradius steigt, während der Kohäsionsanteil ein Anwachsen der Kraft mit r^2 erfordert. Bei den Modellversuchen zur dynamischen Setzung stellt das gleichzeitige Einhalten der Parameter $P_{\text{stat}}/(\rho_s g r^3)$ und $\sigma_{\text{stat}}/E_{\text{dyn}}$ in Gleichung (4) die entsprechende unvereinbare Forderung dar. Im Gegensatz zu den statischen Grundbruchversuchen zeigen aber die in Bild 13 wiedergegebenen Ergebnisse der dynamischen Setzungsversuche, daß der zweite Parameter, $\sigma_{\text{stat}}/E_{\text{dyn}}$, einen verschwindenden Einfluß hat. D.h. es sind Modellversuche möglich, wenn man nur den ersten Parameter, $P_{\text{stat}}/(\rho_s g r^3)$, einhält.

Bei der Setzung infolge dynamischer Last sind offenbar andere Mechanismen wirksam als bei statischen Grundbruchversuchen. Der Unterschied wird vermutlich durch die schmale Scherzone verursacht, die sich bei Grundbruchversuchen ausbildet. Demgegenüber sind die Dehnungen im Boden bei der dynamischen Setzung sehr klein. Die von Stavnitser und Karpushina (13) durchgeführten Versuche, bei denen eine statisch belastete Triaxialprobe durch einen zusätzlichen dynamischen Zelldruck zum Bruch gebracht wird, erhärten diese These. Nach diesen Versuchen hat die scheinbare Kohäsion des feuchten Sandes keinen Einfluß auf die Scherfestigkeit. Nach Bild 17 wird die dynamische Setzung jedoch stark vom Wassergehalt und damit von der scheinbaren Kohäsion beeinflusst.

Für die Versuche mit 4000 cm^2 Sohlfläche beträgt die statische Last 16 kN, das sind 8,8 % der zugehörigen Grundbruchlast. Es ist die Setzung gemessen worden, die infolge Erhöhung der statischen Last von 2,2 kN auf 16 kN eintrat. Sie beträgt als Mittelwert von vier Messungen

$$S_{\text{stat}} = 0,90 \text{ mm}$$

$$\frac{S_{\text{stat}}}{r} = 2,52 \cdot 10^{-3}$$

Wie Bild 13 zeigt, gleicht dieser Wert etwa der dynamischen Setzung bei einem Sohlflächenkraftverhältnis von 0,2. Die dynamische Setzung bei $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}} = 1$ ist rund 30 mal größer und liegt damit in der Größenordnung der Setzung infolge der statischen Grundbruchlast, wie sie in (10) mitgeteilt wird. Bei großem

Sohlflächenkraftverhältnis ist die dynamische Setzung also wesentlich größer als die statische infolge Eigengewicht.

9.2 Beziehung zwischen Setzung infolge dynamischer Last und Proctorversuch

Der bekannteste Verdichtungsversuch ist der Proctorversuch. Hierbei wird Boden lagenweise in einen Topf eingebracht und mit einer definierten Arbeit verdichtet. Dieser Versuch wird mit demselben Boden, jedoch bei verschiedenen Wassergehalten durchgeführt. Das Ergebnis ist die Abhängigkeit der erzielbaren Trockendichte vom Wassergehalt.

Bild 21 zeigt das Ergebnis der Proctorversuche, die mit dem vorliegenden Versuchsboden durchgeführt wurden. Das Maximum der Trockendichte von $\rho_{Pr} = 1,97 \text{ t/m}^3$ im rechten Teil der Kurve wird als die (einfache) Proctordichte, der dazugehörige Wassergehalt als der optimale Wassergehalt bezeichnet. Muhs und Weiß (10) geben $1,92 \text{ t/m}^3$ als Proctordichte für den verwendeten Boden an.

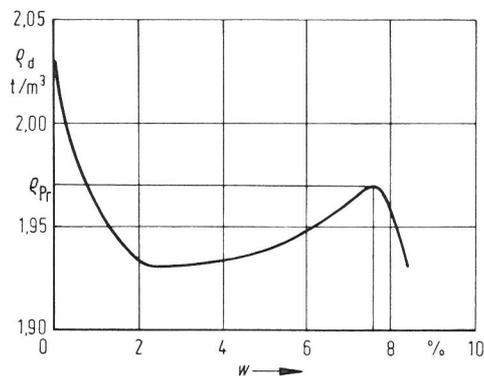


Bild 21
Proctorversuche mit dem Versuchsboden.

Der steile Anstieg der erzielbaren Dichte für sehr geringe Wassergehalte bleibt meistens unerwähnt, weil in unseren Breiten der Einbau von nahezu trockenem Boden auf der Baustelle kaum durchführbar ist. Dieser Fall ist weniger für die Praxis als zum Verständnis des Verdichtungsvorgangs von Interesse. Keller (7) weist auf verschiedene Arbeiten hin, in denen das Ansteigen der erzielbaren Dichte für geringe Wassergehalte festgestellt wird. Nach Leflaive und Morel (8, Diskussion) kann man mit ganz trockenem Sand bei der gleichen Arbeit 105 % der Proctordichte erreichen. Nach den in Bild 21 wiedergegebenen Werten wird mit trockenem Sand 103 % Proctordichte erreicht.

Tabelle 4 gibt die Werte der verschiedenen Dichteparameter und den Wassergehalt bei den einzelnen Füllungen an. Die Werte für die lockerste und dichteste Lagerung sind hierbei von (10) übernommen worden. Im Freigelände wurde die Dichte mit dem Sandersatzverfahren bestimmt, während bei den Versuchen im Behälter die gesamte trockene Sandmasse gewogen und das von ihr eingenommene Volumen bestimmt wurde. Das Füllen der Behälter von 1,50 m Durchmesser kann man als eine Art großmaßstäblichen Proctor-Versuch auffassen. Auch hier wird der Boden lagenweise eingebracht und verdichtet. In Tabelle 5 sind die erreichten Dichten und die aufgebrauchte Verdichtungsarbeit bei den einzelnen Behälterfüllungen zusammengestellt (vgl. auch Tabelle 4 und Bild 17).

Tabelle 5
Einbau-Dichten in Abhängigkeit von der Verdichtungsarbeit

Behälter-Füllung	Poren-zahl	Wasser-gehalt	aufgewendete Verdichtungsarbeit		erzeugte Trocken-dichte	Dichte nach Proctorarbeit	relative Dichte
Nr.	e	w	-		ρ_d	$\rho_{d, Pr}$	$\frac{\rho_d}{\rho_{d, Pr}} \cdot 100 [\%]$
-	%	%	-		t/m ³	t/m ³	$\frac{\rho_d}{\rho_{d, Pr}}$
1	47	4	mittel	leichtes Stampfen	1,806	1,935	93,2
2	39	4	stark	Rütteln und Stampfen	1,906	1,935	98,5
3	63	4	fast keine	sehr leichtes Stampfen	1,623	1,935	84
4 - 9	46	0	keine	-	1,81	2,03	89
10	34	0	sehr stark	3mal Rütteln und Stampfen	1,981	2,03	97,5
11	41	0	mittel	Rüttler gedrosselt	1,884	2,03	92,7

Man erkennt zunächst, daß mit der gleichen Verdichtungsarbeit bei trockenem Sand ($w = 0 \%$) eine dichtere Lagerung erreicht wird als bei feuchtem Sand ($w = 4 \%$). Das entspricht völlig den Ergebnissen der Proctorversuche. In der letzten Spalte von Tabelle 5 ist die beim Einbau des Bodens erzeugte Trocken-dichte auf die Dichte bezogen, die man beim selben Wassergehalt im Proctorversuch, vgl. Bild 21, erreicht. Tabelle 5 zeigt, daß die so ermittelten relativen Dichtewerte mit der aufgewendeten Verdichtungsarbeit bei den verschiedenen Wassergehalten im selben Maß wachsen. Der Einbauvorgang ist also tatsächlich dem Proctorversuch vergleichbar.

In Bild 17 dienen die Porenzahl e und der Wassergehalt w als Parameter. Die beim Einbau aufgewendete Verdichtungsarbeit nimmt von den oberen Geraden in Richtung auf die unteren zu. Die dynamische Setzung vermindert sich also, wenn vorher, bei der Herstellung der Schüttung, stärker verdichtet wurde. Auf feuchtem und trockenem Sand gleicher Verdichtungsarbeit ergeben sich etwa dieselben dynamischen Fundamentsetzungen. Für die Setzung infolge dynamischer Last gelten offenbar ähnliche Gesetzmäßigkeiten wie für die Verdichtung.

10. Vergleich der Untersuchungsergebnisse mit denen anderer Arbeiten

10.1 Versuchstypen

Über die durch dynamische Beanspruchung hervorgerufene Bodendeformation gibt es eine Fülle von Arbeiten. Lorenz (9) berichtet zusammenfassend über die frühesten Untersuchungen der Degebo auf diesem Gebiet, bei denen erstmals festgestellt wurde, daß die Setzungsrate mit Zunahme der Lastspielzahl abnimmt. Während diese Versuche sowohl im Freien als auch in einem Behälter durchgeführt wurden, benutzte Tschebotarioff (14) einen Behälter von nur 15 cm Durchmesser. Einen etwas größeren Behälter verwendeten in jüngster Zeit Brumund und Leonards (1). Bei allen bisher erwähnten Untersuchungen wurde ebenso wie bei den hier durchgeführten Versuchen ein Modellfundament direkt mit dynamischen Kräften belastet. Bei Untersuchungen zur Erdbbensicherheit von Bauwerken werden oft die dynamischen Kräfte über den Boden in das Fundament eingeleitet, (12). Auch hierdurch setzt sich das Fundament.

Außer Versuchen mit Modellfundamenten sind auch Bodenproben unter dynamischer Last sowohl im Triaxialgerät (13) als auch im Schergerät (11), (16) untersucht worden. Diese Versuchstypen sind besonders aufschlußreich für die Ursache der Setzung infolge dynamischer Last. Nach Silver und Seed (11) bewirkt eine dynamische Scherdehnung (Gleitung) eine Verdichtung der Sandprobe. Wenn auch die vorliegenden Untersuchungen gezeigt haben, daß das Fundament im wesentlichen in den Boden einsinkt, ohne ihn nachweisbar zu verdichten, zeigen die Versuche (11) doch die Empfindlichkeit des Bodens gegen dynamische Scherbeanspruchung. Die Setzung infolge statischer Last von auf Ton gegründeten Bauwerken wird üblicherweise mit Hilfe von an Proben gewonnenen Meßergebnissen berechnet. Ein analoges Verfahren für die Setzung infolge dynamischer Last wäre ungleich schwieriger, weil die Sandelemente unterhalb des Fundaments weniger zusammengedrückt als zur Seite gedrängt werden. Eine eindimensionale Betrachtung ist nicht mehr möglich.

10.2 Setzungsverlauf

Von verschiedenen Autoren ist ein ähnlicher zeitlicher Verlauf der Setzung beobachtet worden wie bei den vorliegenden Untersuchungen. Tschebotarioff (14) berichtet über zahlreiche Versuche bis zu $2 \cdot 10^4$ Lastspielen. Dabei nahm die Fundamentsetzung auf Sand so wie in den Bildern 10 und 11 zu, d.h. bei größerer Lastspielzahl logarithmisch, während auf Ton eine Endsetzung erkennbar wurde. Brumund und Leonards (1) stellten ebenfalls logarithmische Zunahme der Setzung auf Sand fest, allerdings schien die Setzung bei 10^5 Lastspielen einen Endwert erreicht zu haben. Dieser Unterschied zu den vorliegenden Untersuchungsergebnissen könnte durch die Wände des bei den Versuchen (1) verwendeten Behälters verursacht sein. Möglicherweise wird die Endsetzung in einem Behälter früher erreicht als im Freien, weil hier die in den Boden eingeleitete Energie ungehindert abstrahlt. In diesem Zusammenhang sind auch die Ergebnisse von Youd (16) interessant, der Bodenproben einer zyklischen Scherdehnung unterwirft. Hierbei geht die Dichte der Probe um so langsamer gegen einen Endwert, je kleiner die eingeprägte Scherdehnung ist. Da im Boden unter dem Fundament bei genügender Entfernung beliebig kleine Scherdehnungen auftreten, ist anzunehmen, daß das Fundament, wenn es überhaupt zyklisches Verhalten erreicht, sehr lange hierzu braucht. Das zeigen auch die Beobachtungen von Gol'dshtein u. A. (3), nach denen die Setzungen mehrerer Turbogeneratoren sich über eine "lange Zeit" hin erstreckten.

10.3 Setzungsbetrag

Tschebotarioff (14) hat den Einfluß einer Reihe von Parametern untersucht. Folgende seiner Versuchsergebnisse wurden durch die vorliegenden Untersuchungen bestätigt:

- Die Setzung infolge der dynamischen Kraft ist ein Vielfaches der Setzung infolge der äquivalenten statischen Kraft.
- Die Setzung ist bei lockerem Sand größer als bei dichtem Sand.
- Bei gleicher Dichte tritt bei erdfeuchtem Sand weniger Setzung auf als bei trockenem.
- Die Setzung wächst mit $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}}$ und mit σ_{stat} .

Außerdem stellte er fest, daß die Frequenz keinen Einfluß auf die Setzung hat, wenn die Lastspielzahl jeweils den gleichen Wert hat. Das scheint im Widerspruch zu den in den Bildern 13 und 14 wiedergegebenen Ergebnissen zu stehen, die den Einfluß der Frequenz erkennen lassen. Da bei den Versuchen (14) der Lastflächenradius r nur 1,3 cm mißt, beträgt selbst in der maximal benutzten Frequenz von 25 Hz die bezogene Frequenz nicht mehr als

$$\frac{\omega \cdot r}{v_R} = \frac{25 \cdot 2\pi \cdot 1,3}{10300} = 0,02,$$

also wesentlich weniger als bei den hier vorliegenden Versuchen. Die in (14) festgestellte Frequenzunabhängigkeit gilt also für einen Bereich, der außerhalb des hier untersuchten liegt.

Brumund und Leonards (1), deren Ergebnisse ebenfalls qualitativ mit den vorliegenden übereinstimmen, tragen die Setzung über der eingestrahnten Energie A auf, die als Produkt der dynamischen Schwingwegamplitude U und der statischen Sohlflächenkraft P_{stat} gemäß

$$A = U \cdot P_{\text{stat}}$$

definiert ist. Ihre Versuchsergebnisse zeigten, daß die Setzung nur von diesem Energieparameter A abhängt. Frequenz und statische Spannung haben bei gleichem A keinen Einfluß. Um dieses "Energiekonzept" auf die vorliegenden Versuchsergebnisse anzuwenden, muß man zunächst einen geeigneten dimensionslosen Energieparameter wählen. Hierfür kommen die Ausdrücke

$$\frac{U}{r} \cdot \frac{P_{\text{stat}}}{\rho_s g r^3} \quad \text{oder} \quad \frac{U}{r} \cdot \frac{\sigma_{\text{stat}}}{E_{\text{dyn}}}$$

in Frage. Über dem ersten Parameter sind in Bild 22 dieselben Setzungsbeträge S_{10}^6/r wie in Bild 13 aufgetragen. Man erkennt eine starke Ähnlichkeit der beiden Darstellungen. Für alle in Bild 22 dargestellten Ergebnisse beträgt $P_{\text{stat}}/(\rho_s g r^3) = 14$, so daß die Abszissenvariable $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}}$ von Bild 13 in Bild 22 durch U/r ersetzt ist. Da P_{dyn} mit U ansteigt, ist die Ähnlichkeit der beiden Darstellungen nicht überraschend. Man erkennt auch in Bild 22 den zusätzlichen Einfluß des Frequenzparameters. Analog kann man die in Bild 14 dargestellten Versuchsergebnisse über

$$\frac{U}{r} \cdot \frac{\sigma_{\text{stat}}}{E_{\text{dyn}}}$$

auftragen und würde eine Bild 14 ähnliche Darstellung erhalten. Auch hier wäre außer dem Energieparameter die Frequenz zu berücksichtigen. Trägt man alle in Bild 13 und Bild 14 verwendeten Versuchsergebnisse über einem der beiden dimensionslosen Energieparameter auf, dann müßte man zusätzlich den Einfluß zweier Parameter, z. B. $\omega \cdot r/v_R$ und $P_{\text{stat}}/(\rho_s g r^3)$, berücksichtigen.

Das "Energiekonzept" trifft also bei den hier durchgeführten Feldversuchen

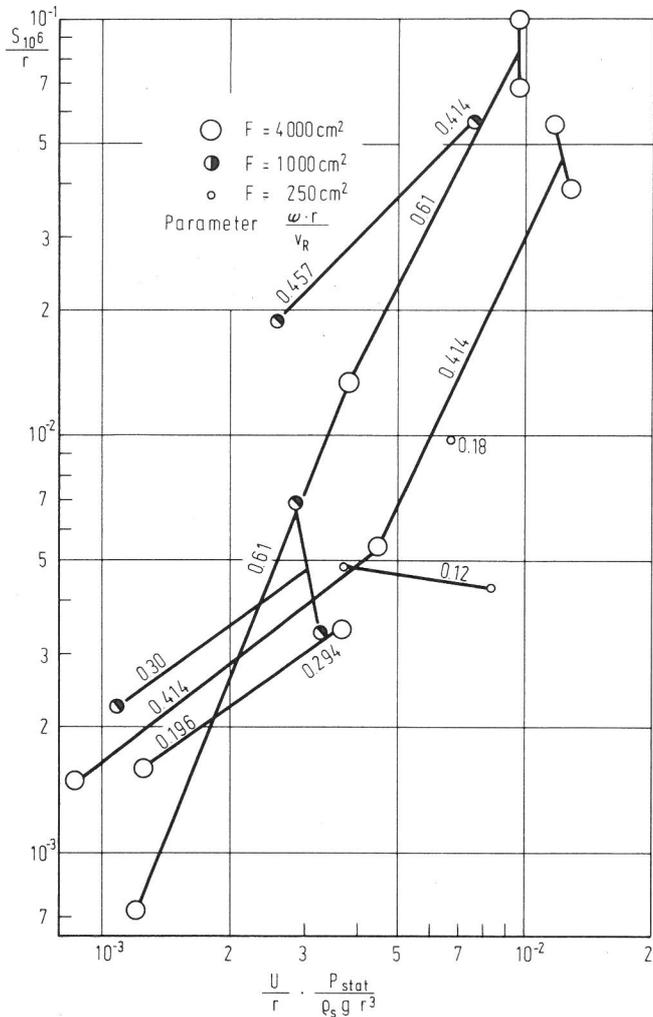


Bild 22
 Bezogene Setzung bei 10^6 Lastspielen in Abhängigkeit von der eingestrahlten Energie.

$$\frac{P_{stat}}{\rho_s g r^3} = 14.$$

nicht zu. Aber auch die hier im Behälter auf trockenem Sand durchgeführten Versuche hängen gemäß Bild 23 nicht eindeutig von der eingestrahlten Energie ab. Auf Bild 23 sind die Ergebnisse derselben Versuche wie auf Bild 16 dargestellt.

Die Ursache für die Unterschiede zwischen den vorliegenden Versuchsergebnissen und denen von Brumund und Leonards (1) könnte daran liegen, daß im Behälter der Schwingungszustand des Sandes sich wesentlich von dem des Halbraums unterscheidet. Die in (1) angegebenen Schwingwegamplituden liegen mindestens um den Faktor 5 über den theoretischen Werten des Halbraums, während bei den hier berichteten Versuchen im Freigelände etwa die theoretischen Werte auftraten, vgl. Abschnitt 8.3. Bei den Versuchen im Behälter wurden hier niedrige Frequenzen verwendet, für die kleine Amplituden auftreten, so daß die dynamische Sohlfächenkraft nur wenig von der Amplitude abhängt.

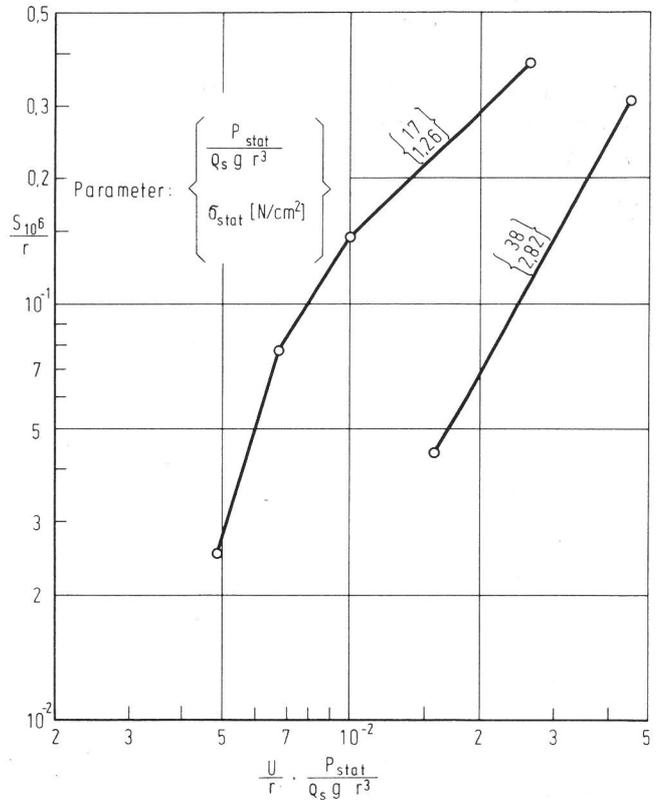


Bild 23
 Bezogene Setzung bei 10^6 Lastspielen in Abhängigkeit von der eingestrahlten Energie. Versuch im Behälter mit trockenem Sand.

10.4 Einflüsse hier nicht variiertes Parameter und offen bleibende Probleme

Bei der vorliegenden Untersuchung wurde trockener und feuchter Sand mit einem geringen Wassergehalt untersucht. Nicht untersucht wurde wassergesättigter Sand. Bei lockerem, wassergesättigten Sand kann es infolge großer dynamischer Last zur Verflüssigung (Liquefaction) des Sandes kommen, wobei durch plötzliche Verminderung der Reibungsfestigkeit große Fundamentverschiebungen auftreten. Zu diesem Phänomen gibt es eine umfangreiche Spezialliteratur.

Aber auch bei dichtem wassergesättigten Sand wird die Tragfähigkeit eines Fundaments stark herabgesetzt, wenn zusätzlich zur statischen Last dynamische Kräfte wirken, wie Gol'dshtein u. A. (3) experimentell feststellten. Bei diesen Versuchen unter ebener Deformation traten Bruchflächen im Boden wie bei reiner statischer Last auf. Bei den Versuchen von Tschebotarioff (14) setzte sich das Modellfundament auf wassergesättigtem Sand etwa so stark wie auf trockenem, während die Setzungen auf feuchtem Sand ($w = 6\%$) deutlich kleiner ausfielen.

Für den Fall der mäßigen dynamischen Last und mitteldichten, wassergesättigten Sandes fehlen verlässliche Zahlenangaben für die zu erwartenden Setzungen. Ein weiteres, noch wenig untersuchtes Problem ist das Verhalten von dynamisch belasteten Fundamenten auf bindigen Böden. Tschebotarioff (14) hat bei seinen Versuchen auch Ton benutzt, der jedoch immer verdichtet eingebaut wurde. In diesem Zustand zeigte er nur wenig Setzungsneigung.

Die eigenen Versuche und die der zitierten Arbeiten wurden auf einem möglichst homogenen Boden durchgeführt. In der Praxis ändern sich jedoch meistens die Bodeneigenschaften mit der Tiefe. Bei der Ermittlung der Schwingwegamplitude stellte sich die Steifigkeitszunahme mit der Tiefe als Haupthindernis bei der Durchführung von Modellversuchen heraus (4). Die Steifigkeit oder die elastischen Eigenschaften nehmen infolge der Spannungen aus Eigengewicht bei Sandboden auch dann mit der Tiefe zu, wenn die Lagerungsdichte homogen ist. Die vorliegende Untersuchung hat aber gezeigt, daß die elastischen Kennwerte die bleibende Setzung nur wenig beeinflussen. Die Homogenität wäre also erst dann gestört, wenn Lagerungsdichte, Wassergehalt und Granulometrie sich mit der Tiefe ändern.

Bei einer solchen Inhomogenität müßte man die Eigenschaften in einer repräsentativen Tiefe benutzen. Über den Einfluß der Bodeneigenschaften in verschiedenen Tiefen auf die bleibende Setzung sagen die vorliegenden Untersuchungen und die der zitierten Arbeiten nichts aus. Es ist jedoch wahrscheinlich, daß wie beim Grundbruch und bei der Rüttelverdichtung ein Bodenbereich erfaßt wird, der wesentlich kleiner ist als der Einflußbereich bei den elastischen Schwingwegamplituden. Hierüber müßten weitere Untersuchungen angestellt werden.

Fundamente, die durch rotierende Maschinenteile dynamisch erregt werden, erhalten schon nach kurzer Betriebszeit höhere Lastspielzahlen, als in Versuchen gewöhnlich aufgebracht werden. In solchen Fällen ist es interessant zu wissen, ob die dynamische Setzung einem Grenzwert zustrebt und gegebenenfalls welchem. Auch diese Frage bleibt offen. Sie könnte durch Setzungsmessungen an wirklichen Fundamenten beantwortet werden.

11. Zusammenfassung

1. Die Setzung nimmt logarithmisch mit der Lastspielzahl zu.
2. Bei 10^6 Lastspielen konnte bei keinem Versuch ein Ende des Setzungsvorgangs erkannt werden.
3. Wegen der Ähnlichkeit der Setzungsvorgänge untereinander kann jeder einzelne Setzungsvorgang durch einen Wert, die Setzung bei 10^6 Lastspielen, charakterisiert werden.
4. Modellversuche auf dem gleichen Boden, auf dem das spätere Fundament errichtet werden soll, sind möglich, wenn drei Modellgesetze eingehalten werden. Die bezogene Setzung ergibt sich als Funktion dieser drei Modellparameter

$$\frac{S_{10^6}}{r} = f \left(\frac{P_{\text{stat}}}{\rho_s g r^3} ; \frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}} ; \frac{\omega \cdot r}{v_R} \right)$$

5. Der Setzungsbetrag wächst mit jedem der drei Parameter. Am stärksten ist der Anstieg mit dem Kraftverhältnis. Nimmt es von 0,1 auf 1 zu, ändert sich die bezogene Setzung um 2 Zehnerpotenzen.
6. Die Setzung ist bei lockerem Sand größer als bei dichtem Sand.
7. Bei gleicher Dichte tritt bei erdfeuchtem Sand weniger Setzung auf als bei trockenem.
8. Das Fundament setzt sich auf trockenem Sand etwa im gleichen Maße wie auf feuchtem, wenn bei der Herstellung des Bodenkörpers die jeweils gleiche Verdichtungsarbeit aufgewendet wurde.
9. Für die Fundamente der Magnetschwebbahn wurde die Setzung nach 10^6 Lastspielen abgeschätzt, wobei der gleiche Boden wie der untersuchte vorausgesetzt wurde. 10^6 Lastspiele werden erst nach rund 20 Jahren Betriebsdauer der Bahn erreicht.

Schrifttum

- [1] Brumund, W.F. and Leonards, G.A.: Subsidence of sand due to surface vibration, Journ. SMFD, (ASCE)SM 1, Jan. 1972, S. 27-42.
- [2] Duncan, J.W.: Physical Similarity and Dimensional Analysis, Verlag E. Arnold, London 1953, 156 S.
- [3] Goldshtein, M.N., Khain, V.Y. and Bogolyubchik, V.S.: Experimental laboratory investigations of vibration creep of sandy foundation beds, Soil Mech. and Found. Eng., 1974, S. 59-62 (übersetzt aus Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov).

- [4] Holzlöhner, U.: Modellbeziehungen der lotrecht schwingenden Masse auf dem Baugrund und deren praktische Anwendung, Die Bautechnik, 1969, S. 217-227 und 268-274.
- [5] Holzlöhner, U.: Bleibende Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, erscheint demnächst in der "Bautechnik".
- [6] Holzlöhner, U.: Earthquake induced residual settlements of foundations, Beitrag zur Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977.
- [7] Keller, H.: Ein Beitrag zur Vibrationsverdichtung rolliger Böden (I) Straßen- und Tiefbau 9/1972, S. 601-612.
- [8] Leflaive, E. et Morel, G.: Le compactage: Orientations actuelles, Annales ITBTP No 325, 1975, S. 46-64.
- [9] Lorenz, H.: Grundbau-Dynamik, Springer-Verlag Berlin, 1960, 308 S.
- [10] Muhs, H. und Weiss, K.: Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen Boden, Mitteilungen der Degebo, Berlin, Heft 26, 1971, 39 S.
- [11] Silver, M.L. and Seed, H.B.: The behaviour of sands under seismic loading conditions, Rep. No. EERC 69-16, Univ. of Calif., Earthquake Eng. Res. Center, Berkeley, Calif., December 1969.
- [12] Stavnitser, L.R. and Karpenko, V.P.: An experimental investigation of seismic effects on the bearing capacity of soils, Proc. 5th Europ. Conf. on Earthquake Eng., Istanbul, 1975, Vol. 1, Contribution 30.
- [13] Stavnitser, L.R. and Karpushina, Z.S.: Dynamic triaxial tests on sandy soils, Soil Mech. and Found. Eng., 1973, S. 42-45 (übersetzt aus Osnovaniya, Fundamentyi Mekhanika Gruntov).
- [14] Tschebotarioff, G.P.: Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, Mc Graw-Hill Book Comp. New York, 1953, 655 S.
- [15] Warburton, G.B.: Forced vibration of a body on an elastic stratum, Journ. Appl. Mech. Vol.24, 1957, S. 55-58.
- [16] Youd, T.L.: Compaction of sands by repeated shear straining, Journ. Soil Mech. and Found. Div. ASCE, SM 7, 1972, S. 709-725.
- [17] Definition der dynamischen Last für die Modellversuche der BAM in Berlin (am 28.3.1975 von der Strabag Bau-AG, Köln, zugesandt).
- [18] Mündliche Mitteilung von Herrn Dr. Hilliges, Dyckerhoff & Widmann AG, München, beim Besuch des Forschungsbeirates der Arge Bahnen in Berlin am 6.8.1975.