

ISBN 3-88314-360-X

Forschungsbericht 106

Bundesanstalt für
Materialprüfung (BAM)
Berlin

Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last

von Dr.-Ing. Jan Lehnert

Oktober 1984

29 Seiten, 35 Abbildungen, 4 Tabellen

Herausgegeben von der
Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)
Unter den Eichen 87, 1000 Berlin 45
Telefon (030) 8104-1
Telex 183 261 bamb d
Telefax (030) 8 112 029

Copyright © 1984 by Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bremerhaven

Verlag und Vertrieb:
Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, 2850 Bremerhaven 1
Telefon (0471) 46093/95

Vorwort

Vorliegendes Vorhaben wurde in den Jahren 1981 und 82 in der Bundesanstalt für Materialprüfung durchgeführt.

Sämtliche technischen Konstruktionen wurden von Herrn Karl König geplant und ausgeführt. Mein herzlicher Dank sei ihm an dieser Stelle ausgesprochen. Für hilfreiche Unterstützung bei vielerlei Arbeiten bedanke ich mich auch bei Herrn Peter Wassermann. Meine besondere Bewunderung gilt Frau Renate Denaro, die es mit großer Geduld geschafft hat, meine Handschrift zu entziffern und leserlich zu Papier zu bringen.

Zusammenfassung

Über die Setzung dynamisch belasteter Bauwerke ist bisher relativ wenig bekannt. Immer schneller fahrende Verkehrsmittel werden entwickelt, die zum Teil erhebliche dynamische Kräfte hervorrufen. Somit wird es immer wichtiger, Untersuchungen hierüber anzustellen.

Das Endziel muß sicherlich sein, rechnerische Verfahren zu entwickeln, die eine Abschätzung der Setzung infolge dynamischer Last ermöglichen. Bis dahin ist es noch ein langer Weg, denn sogar grundlegende Einflüsse auf die dynamische Setzung sind unbekannt, wie z. B. die Einbindetiefe eines Flachfundaments oder der Einfluß des Wassergehaltes; wie verhält sich das „Fundament—Boden-System“ bei dynamischer Last auf wassergesättigtem Boden?

In seiner Arbeit „Setzungen von Fundamenten unter dynamischer Last“ hat U. Holzlöhner den Einfluß einiger grundlegender Parameter, wie z. B. der Lastspielzahl n , der Frequenz ω , der statischen Last P_{stat} und der dynamischen Kraftamplitude P_{dyn} untersucht. Der vorliegende Bericht stellt eine Erweiterung der hier gewonnenen Erkenntnisse dar, indem andere Parameter untersucht werden:

1. Es zeigt sich, daß eine *Einbindung* des Fundaments die Setzung bei dynamischer Gebrauchslast bis zu 70 % verringert.
2. Eine weitere Frage, die hier untersucht wurde, ist der Einfluß einer *dynamischen Vorbelastung*. Ist es möglich, durch eine geeignete Vorlast der Bauwerksfundamente einen Teil der zu erwartenden Setzung unter Gebrauchslast vorwegzunehmen? Wenn ja, wie ist diese zu wählen, damit eine optimale Effektivität erreicht wird? Es zeigt sich hierbei, daß eine dynamische Belastung wirkungsvoller ist als eine statische. Schon mit geringen dynamischen Lastamplituden ist es möglich, einen erheblichen Teil der Setzung vorwegzunehmen.
3. Setzungsversuche auf *wassergesättigtem Sand* zeigen ein grundsätzlich anderes Verhalten als auf trockenem. Die Setzungen sind größer und stark frequenzabhängig; durch die Vorbelastung läßt sich die Setzung nicht vorwegnehmen.

Die Untersuchung geschieht durch Modellversuche. Alternativen hierzu erscheinen unzweckmäßig. Nach den Gesetzen der Ähnlichkeitsmechanik ließen sich die gewonnenen Erkenntnisse auf reale Dimensionen übertragen.

Summary

It is important to study the settlement of buildings subduced to dynamical loads, because many foundations are subduced to vibrations caused by traffic (high-speed trains . . . etc.). More and more it becomes necessary to predict the displacement of such buildings, but nearly nothing is known about the behaviour of a foundation—sand-system under dynamic load.

In his work „Settlement of foundations subduced to dynamic load“, U. Holzlöhner made investigations about the dependence between the settlement and the number of cycles, frequency and amplitude of the dynamic force. Here now the influence of some other parameters is studied:

1. *Embedding* of a foundation can diminish the settlement up to 70 %.
2. Test shows, that it is possible to improve the foundation-ground system by *dynamic preload*. The displacements during subsequent loading are much smaller than without preloading. Even small dynamic forces can improve the system quite effectiv.
3. The reaction of *water satiated sand* subduced to dynamic load is very sensitive. The displacements are much bigger and quite dependent on the frequency. Preloading does not improve the system at all.

All the investigations are made by model-tests. By making use of the laws of similar-mechanics, it will be possible to predict the settlement of a real building.

1. Einleitung	1
2. Problemstellung und Ziel der Untersuchung	1
3. Theoretische Grundlagen	3
3.0 Problematik der Modellversuche	3
3.1 Modellparameter	3
4. Die Einbringung des trockenen Sandes	6
4.0 Problemstellung	6
4.1 Verwendeter Sand	6
4.2 Der Sandtransport	7
4.3 Das Rieselgerät	7
4.4 Fazit	10
4.5 Die Behandlung der Sandoberfläche	10
5. Versuchsaufbau	12
5.0 Die pneumatische Belastungseinrichtung	12
5.1 Modellfundament mit elektrodynamischem Schwingungserreger	13
5.2 Die Kraftmessung	14
5.2.1 Indirekte Methode	14
5.2.2 Die direkte Methode	15
5.3 Die Wegmessung	15
6. Einfluß der Einbindetiefe	16
6.0 Allgemeines, statische Druckversuche	16
6.1 Versuchstechnische Realisierung der Einbindetiefe	16
6.2 Maßgebende Parameter	17
6. Versuchsergebnisse	18
6.4 Vergleichende Versuche mit 1.5 Hz	20
7. Einfluß der Vorbelastung	21
7.0 Allgemeines zur Vorbelastung	21
7.1 Maßgebende Parameter	22
7.2 Versuchsergebnisse	22
7.2.1 Statische Vorlast — dynamische Gebrauchslast	22
7.2.2 Dynamische Vorlast — statische Gebrauchslast	24
7.2.3 Dynamische Vorlast — dynamische Gebrauchslast	25
7.3 Zusammenfassung	28
8. Praktisch anwendbare Vorbelastungsverfahren	29
8.0 Allgemeines	29
8.1 Federnd aufgespannter Schwingerreger	29
8.2 Direktes Anbringen eines großen Schwingerregers	30
8.3 Zusammenfassung	30
9. Schwellenlastermittlung	31
10. Versuche auf wassergesättigtem Boden	32
10.0 Vorbemerkungen	32
10.1 Einbringen des Sandes	33
10.2 Versuchsergebnisse	34
10.2.1 Setzungsverhalten bei dynamischer Belastung ohne Vorgeschichte	34
10.2.2 Vergleichender Versuch mit 1.5 Hz	35
10.2.3 Einfluß statischer Vorbelastung	36
10.3 Einige Gedanken zur dynamischen Vorbelastung	37
Literaturverzeichnis	39

1. Einleitung

Die Fachgruppe Tiefbau der Bundesanstalt für Materialprüfung befaßt sich seit dem Jahre 1975 mit Problemen des Erd- und Grundbaus bei neuen Schnellbahnsystemen. Alle diese Arbeiten wurden im Rahmen von Forschungsvorhaben durchgeführt, die vom Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) gefördert wurden. Als erstes wurde die zu erwartende Setzung von Fundamenten einer geplanten Magnetschwebebahn untersucht. Im Jahre 1977 stellte Prof. Gudehus von der Universität Karlsruhe in einer Vorstudie die "Probleme des Erd- und Grundbaus für das Rad/Schiene-System" zusammen. In den folgenden Jahren bearbeitete die Fachgruppe Tiefbau der BAM in Zusammenarbeit mit dem Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe eine Reihe von grundlegenden Problemen der Gleissackung und der dynamischen Rückwirkung des Untergrundes auf das Fahrzeug bei Rad/Schiene-Systemen. Ein weiteres Thema war die Setzung von Fundamenten von aufgeständerten Strecken und Brücken, über das hier berichtet wird. Diese Arbeit wurde vom BMFT unter dem Kennzeichen TV 8043-1 gefördert; Projektleiter war Dr.-Ing. U. Holzlöhner. Die Arbeit schließt thematisch an die frühere zur Setzung von Fundamenten der Magnetschwebebahn an, s. Holzlöhner (1977) [9].

2. Problemstellung und Ziel der Untersuchung

Bei der Planung von Schnellbahnstrecken wird ein zunehmender Anteil der Gesamtstrecke aufgeständert, d.h. als Brückenbauwerk ausgeführt. Hierbei ruht der Fahrbahnträger auf einer Vielzahl von Stützen, die auf Einzelfundamenten gegründet sind. Die Fundamente setzen sich infolge des Eigengewichts des Bauwerks und infolge des Zugverkehrs. Die Setzungen sollten im voraus ermittelt werden.

Obwohl die Setzungsermittlung eine Standardaufgabe der Geotechnik ist, beziehen sich die üblichen Berechnungsverfahren auf einmal aufgebrachte ruhende Lasten. Allenfalls wird das elastische Verhalten bei Ent- und Wiederbelastung untersucht. Das wird jedoch der hier vorliegenden Belastung nicht gerecht, die dadurch gekennzeichnet ist, daß eine im Verhältnis zu den ruhenden Lasten große Verkehrslast sehr oft aufgebracht und wieder entfernt wird. Der Boden reagiert hierauf mit zunehmenden bleibenden Setzungen. Das Ziel dieses Vorhabens ist es, mit Hilfe von Modellversuchen den Einfluß einiger Boden- und Gründungsparameter zu untersuchen.

Holzlöhner (1977) [9] hat durch Versuche in verschiedenen Maßstäben nachgewiesen, daß der starrkörnige Anteil der Deformation des Sandes für die Setzung infolge dynamischer oder zyklischer Last ausschlaggebend ist. Hettler (1981) [8] zeigte mittels Vergleich von Modellpfählen mit einer Großausführung, daß bei der bleibenden Verformung von seitlich belasteten Pfählen der starrkörnige Anteil überwiegt. Hettler (1981) [8] und Ache (1982) [1] untersuchten auch Triaxialproben aus Sand unter zyklischer Beanspruchung. Es zeigte sich, daß die Verformung maßgeblich von der Spannungsrichtung (im Spannungsraum) und weniger von der Spannungsintensität beeinflusst wird. Das ist gleichbedeutend mit dem Überwiegen des starrkörnigen Anteils. Für diesen Anteil hat Dietrich (1977) [4] ein Stoffmodell aufgestellt, den psammischen Stoff. Bei allen Modellversuchen, die bisher im Rahmen der Rad/Schiene-Forschung von der BAM und dem IBF Karlsruhe durchgeführt wurden, lag der psammische Stoff als Modell für den Sand zugrunde. Dietrich (1979) [5] untersuchte auf dieser Grundlage die Sackung von Gleiskörpern verschiedener Steifigkeit auf nichtbindigem Untergrund infolge von Zugüberfahrten. Hettler

(1978-82) [7] betrachtete die Setzung der einzelnen Schwelle infolge zentrischer und exzentrischer zyklischer Last. Außerdem untersuchte er ein Modellgleis im Maßstab 1:3, bestehend aus acht durch Schienen verbundenen Schwellen. Die Last variierte hierbei zwischen Null und dem jeweiligen Maximalwert.

Während Hettlers und Dietrichs Arbeiten auf das Gleis anzuwenden sind, bezieht sich der vorliegende Bericht auf die Fundamente aufgeständerter Strecken. Im Unterschied zu den Systemen der oben genannten Arbeiten werden diese Fundamente nicht auf Null entlastet; der untere Grenzwert der Belastung ist sogar um mindestens den Faktor drei größer als die Zusatzbelastung.

Trotz der genannten und anderen* Arbeiten gibt es heute noch kein rechnerisches Verfahren, um die Setzung infolge zyklischer oder dynamischer Last abzuschätzen. Es fehlen noch einige grundlegende Zusammenhänge, die in diesem Vorhaben mittels Modellversuchen erforscht werden sollen, z.B. die Einbindetiefe eines Flachfundamentes oder der Einfluß des Wassergehaltes; wie verhält sich das "Fundament-Boden-System" bei dynamischer Last auf wassergesättigtem Boden?

In seiner Arbeit "Setzungen von Fundamenten unter dynamischer Last" hat Holzlöhner den Einfluß einiger grundlegender Parameter, wie z.B. der Lastspielzahl n , der Frequenz ω , der statischen Last P_{stat} und der dynamischen Kraftamplitude P_{dyn} untersucht. Der vorliegende Bericht stellt eine Erweiterung der dort gewonnenen Erkenntnisse dar, indem andere Parameter untersucht werden.

Eine wichtige Frage, die hier auch untersucht werden soll, ist der Einfluß einer dynamischen Vorbelastung. Ist es möglich, durch eine geeignete Vorlast der Bauwerksfundamente einen großen Teil der zu erwartenden Setzung unter Gebrauchslast vorwegzunehmen? Wenn ja, wie ist diese zu wählen, damit eine optimale Effektivität erreicht wird?

In der Praxis werden zur dynamischen Vorbelastung der Fundamente sehr große Kräfte benötigt. Im Rahmen dieses Vorhabens wurde eine Vorrichtung entwickelt, mit der man diese erzeugen kann.

Die Untersuchung der eben aufgeworfenen Fragen geschieht durch Modellversuche. Alternativen hierzu erscheinen unzweckmäßig. Nach den Gesetzen der Ähnlichkeitsmechanik ließen sich die gewonnenen Erkenntnisse auf reale Dimensionen übertragen.

Es ist sinnvoll, das Verhalten von Fundamenten unter dynamischer Last zunächst am Modell zu studieren und erst dann, wenn grundlegende Zusammenhänge klar geworden sind, die Übertragbarkeit auf tatsächliche Bauwerke durch Messung zu prüfen.

Vorliegender Bericht beschreibt nur das Verhalten des Systems bei vertikaler, zyklischer Belastung. Reale Fundamente werden auch in horizontale und Kippschwingungen versetzt - Torsionsschwingungen treten selten auf -, die ebenfalls Setzungen zur Folge haben. Reale Fundamente werden auch nicht durch eine bestimmte Frequenz - hier 30 Hz -, sondern durch ein Frequenzgemisch erregt. Man erkennt, daß es noch ein weiter Weg sein wird, diese Problematik befriedigend in "den Griff zu bekommen".

3. Theoretische Grundlagen

3.0 Problematik der Modellversuche

Die Setzungsversuche wurden mit einem kreisförmigen Modellfundament von 250 cm^2 Sohlfläche, d.h. $17,8 \text{ cm}$ Durchmesser, in einem zylindrischen Betonbehälter von $1,40 \text{ m}$ Durchmesser und 1 m Höhe durchgeführt. Die Problematik besteht darin, daß nicht klar ist, wie stark der Einfluß der Behälterwände und des Bodens auf das Setzungsverhalten ist. Es ist anzunehmen, daß bei dynamischen Versuchen Reflexionen stattfinden. Ein leichter Randeinfluß könnte allerdings in Kauf genommen werden, da dieser bei allen Versuchen (gleicher Frequenz) derselbe wäre und somit Vergleiche ohne weiteres möglich blieben. Trotzdem wurde versucht, den Randeinfluß so gering wie möglich zu halten, wobei zunächst die Frage nach der Größe des Versuchsbehälters auftrat.

Nach Brumund und Leonards (3) ist der Einfluß auf die Setzung des Fundaments sehr klein, wenn der Behälterradius das Sechsfache des Sohlflächenradius beträgt, und nach Warburton (15) unterscheidet sich das Schwingverhalten eines Fundaments auf dem elastischen Halbraum von dem auf einer elastischen Schicht auf starrer Unterlage kaum noch, wenn die Schichtdicke das Siebenfache des Sohlflächenradius beträgt. Hier beträgt das Durchmesser Verhältnis $1,40/0,178 = 7,9$ und das Verhältnis Schichtdicke zu Sohlflächenradius $1,00/0,089 = 11,2$. Damit dürfte der Randeinfluß gering sein.

Weiterhin wurde das System - Modellfundament auf dem durch den Behälter begrenzten Sandkörper - mit der Methode der finiten Elemente berechnet. Hierbei wurde eine Eigenfrequenz von 70 Hz ermittelt. Versuche haben dies voll bestätigt. Aufgrund dieses Ergebnisses wurde für die Setzungsversuche eine Frequenz gewählt, die deutlich darunter lag, nämlich 30 Hz .

Mit niederfrequenten Versuchen von $1,5 \text{ Hz}$ wurde nachgewiesen, daß Randeinflüsse keine Rolle spielen, denn die Versuchsergebnisse hier waren identisch mit denen, die mit 30 Hz durchgeführt wurden (siehe auch Abschnitt 6.4 und Abb. 6.6). Die Versuche wurden dann fast ausnahmslos mit 30 Hz durchgeführt; nach $9,3$ Stunden sind hierbei 1 Million Lastspiele erreicht.

3.1 Modellparameter

Untersucht werden soll das Setzungsverhalten eines zylindrischen Modellfundamentes vom Radius r unter zyklischer, axialer Belastung gemäß Abb. 3.1.

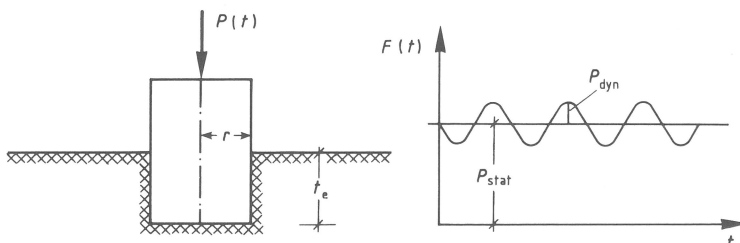


Abb. 3.1

Insbesondere interessiert in diesem Vorhaben der Einfluß der Einbindetiefe t_e , der Vorbelastung - sowohl statischer als auch dynamischer Natur - und des Wassergehaltes w .

Insgesamt beschreiben 16 Parameter, die in folgender Tabelle aufgeführt sind, das vorliegende System.

Zeichen	Dimension	Bezeichnung
1) g	m/sec ²	Erdbeschleunigung
2) r	m	Sohlflächenradius
3) P _{stat}	N	statische Sohlkraft
4) P _{dyn}	N	dynamische Sohlkraftamplitude
5) ω	1/sec	Erregerkreisfrequenz
6) n	./.	Lastspielzahl
7) ρ _d	N/m ³	spezifische Dichte
8) E _{dyn}	N/m ²	dynamischer Elastizitätsmodul
9) v _R	m/sec	Oberflächenwellengeschwindigkeit
10) t _e	m	Einbindetiefe
11) K _{stat}	N	statische Vorbelastung
12) K _{dyn}	N	dynamische Vorbelastung
13) ω ^v	1/sec	Vorbelastungskreisfrequenz
14) n ^v	./.	Lastspielzahl d. dyn. Vorbelastg.
15) w	./.	Wassergehalt
16) γ _g	./.	Granulargeometrie

Die Setzung ist somit eine Funktion dieser 16 Parameter.

$$S = f(g, r, P_{stat}, P_{dyn}, \omega, n, \rho_d, E_{dyn}, v_R, t_e, K_{stat}, K_{dyn}, \omega^v, n^v, w, \gamma_g).$$

Da der Einfluß der Querkontraktion klein ist, wird v_R als von E_{dyn} abhängig angesehen; somit ergeben sich 15 unabhängige Parameter. Im Parameter (Granulargeometrie) sind verschiedene Eigenschaften zusammengefaßt. Hierzu gehören z.B. Kornverteilung, Kornform, Kornoberfläche, Porenzahl ... Den Einfluß dieser Größen auf die Setzung zu untersuchen, ist nicht Gegenstand dieses Forschungsvorhabens.

Nach den Regeln der Dimensionsanalyse (6), (13) kann die Variablenzahl verringert werden, wenn man dimensionslose Parameter verwendet. Man erhält dann folgenden Parametersatz:

Dimensionsloser Parameter	Bezeichnung
1) $\frac{P_{dyn}}{P_{stat}}$	Sohlflächenkraft-Verhältnis
2) $\frac{P_{stat}}{r^3 \rho_d g}$	Grundbruchparameter
3) $\frac{\omega \cdot r}{v_R}$	bezogene Frequenz
4) $\frac{E_{dyn}}{r \cdot \gamma_d}$	bezogener dynamischer E-Modul
5) t _e /r	bezogene Einbindetiefe

Dimensionsloser Parameter	Bezeichnung
6) $\frac{K_{dyn}}{K_{stat}}$	Vorbelastungskraft-Verhältnis
7) $\frac{K_{stat}}{r^3 \cdot \gamma_d}$	Grundbruchparameter der Vorbelastung
8) $\frac{\omega^V \cdot r}{v_R}$	bezogene Vorbelastungsfrequenz
9) n^V	Lastspielzahl der Vorbelastung
10) n	Lastspielzahl
11) w	Wassergehalt
12) γ	Granulargeometrie

Es ist $\gamma_d = \rho_d \cdot g$ das spezifische Gewicht des Bodens.

Die Parameter n , n^V , w und γ werden direkt übernommen, da sie bereits dimensionslos sind. Der Parameter $P_{stat}/r^3 \rho_d \cdot g$ wird Grundbruchparameter genannt, weil er im Fall des ohne Einbindetiefe auf kohäsionslosem Boden gegründeten Fundaments die Ausnutzung der Tragfähigkeit anzeigt. Mit diesem dimensionslosem Parametersatz stellt sich die bezogene Setzung dar als:

$$\frac{s}{r} = f\left(\frac{P_{dyn}}{P_{stat}}, \frac{P_{stat}}{r^3 \gamma_d}, \frac{\omega \cdot r}{v_R}, \frac{E_{dyn}}{r \cdot \gamma_d}, \frac{t_e}{r}, \frac{K_{dyn}}{K_{stat}}, \frac{K_{stat}}{r^3 \gamma_d}, \frac{\omega^V \cdot r}{v_R}, n^V, n, w, \gamma\right).$$

Der Einfluß der ersten vier Parameter auf die Setzung wurde von Holzlöhner (3) untersucht. Sie werden in den hier durchgeführten Versuchsreihen konstant gehalten. Da die Versuche alle auf demselben Boden durchgeführt werden, ist auch die Granulargeometrie γ als Konstante zu betrachten.

In Kapitel 6 wird der Einfluß der Einbindetiefe bei trockenem Sand ohne Vorbelastung untersucht, d.h. es wird nur der Parameter t_e/r variiert. Die Vorbelastung wird durch die Parameter 6,7,8 und 9 wiedergegeben, sind also dort Null zu setzen. Ebenso der Parameter w .

In Kapitel 7 wird dann der Einfluß der Vorbelastung untersucht, d.h. es werden gerade die Parameter 6,7,8 und 9 variiert, wobei die Einbindetiefe t_e und der Wassergehalt Null bleiben.

Will man aus den hier gewonnenen Meßergebnissen Rückschlüsse auf die Setzung realer Bauwerke ziehen, so ist nach den Gesetzen der Ähnlichkeitsmechanik eine Maßstabsübertragung möglich, wenn alle dimensionslosen Parameter obiger Funktionsgleichung ihren Zahlenwert behalten. Da das reale Bauwerk sicherlich nicht auf dem Versuchssand gegründet sein wird, ist wegen des Parameters γ eine direkte Übertragung der Setzung nicht möglich. Trotzdem sind die Versuchsergebnisse praktisch von Interesse, weil sich bei anderen Granulargeometrien Einbindetiefe und Vorbelastung tendenziell ähnlich auswirken dürften.

4. Die Einbringung des trockenen Sandes

4.0 Problemstellung

Jedem, der Modellversuche auf Sandkörpern im Labor durchführt, ist das Problem der Sandeinbringung bekannt: Wie erzeugt man eine reproduzierbare, homogene Lagerung bestimmter Dichte? Auch soll sich die Versuchsschüttung im sedimentierten Zustand befinden, bei der die Spannungen linear mit der Tiefe zunehmen. Je größer die Versuchsbehälter sind, d.h. je mehr Sand eingebracht werden muß, umso bedeutender wird auch die Frage nach einer möglichst rationellen Einfüllmethode, das Problem der Sandförderung tritt also hinzu.

Das hier vorgestellte Rieselgerät erzeugt einen Flächenregen variabler Intensität und beruht auf dem von Kolbuszewski (1961) entwickelten Verfahren zweier gegeneinander verschieblicher Lochbleche, welches auch am Institut für Bodenmechanik an der Universität Karlsruhe von Wernick (16) benutzt wurde, jedoch in anderer Form.

Da die erzielte Lagerungsdichte bekanntlich sowohl von der Rieselintensität - Fallmenge pro Zeiteinheit - als auch von der Fallhöhe abhängt, ist man bestrebt, das Rieselgerät in den Versuchsbehälter einzuführen und durch Nachführen die Fallhöhe konstant zu halten. Das hat allerdings eine gestörte Randzone zur Folge. Ein auf den Versuchsbehälter aufgelagertes Rieselgerät (wie z.B. bei Wernick) kann erstens keine konstante Fallhöhe bieten und zum zweiten hat man - besonders zu Beginn - große Fallhöhen zu überwinden, wobei es zu starker Wirbelbildung kommt und somit Inhomogenitäten in der Sandfüllung entstehen.

Ein weiteres Problem bei einem Rieselgerät mit zwei Lochblechen ist das Verschieben der Bleche gegeneinander. Wegen des großen Sandeigengewichtes sind hohe Reibungskräfte zu überwinden. Mit dem hier entwickelten Gerät, mit dem beliebige Lagerungsdichten erzeugt werden können, konnten die aufgezeigten Schwierigkeiten überwunden werden. Ein pneumatisches Fördergerät übernimmt den Sandtransport und ermöglicht das Füllen eines 1,5 m³ fassenden zylindrischen Versuchsbehälters in zwei Stunden im Ein-Mann-Betrieb.

4.1 Verwendeter Sand

Alle Versuche in diesem Vorhaben wurden mit dem sog. "Karlsruher Sand" durchgeführt. Dieser Mittelsand wurde am Institut für Fels- und Bodenmechanik der Universität Karlsruhe schon öfter als Versuchsboden benutzt und hat daher seinen Namen. Die Kornverteilungskurve dieses Mittelsandes und seine Kennwerte sind in Abb. 4.0 dargestellt.

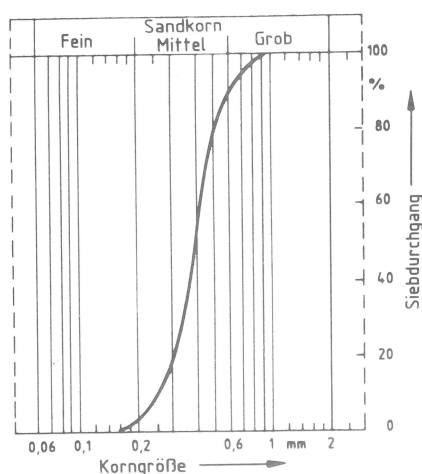


Abb. 4.0

Kornwichte:

$$\gamma_S = 27 \text{ kN/m}^3$$

Trockenwichte:

lockerste Lagerung

$$\min \gamma = 14,0 \text{ kN/m}^3$$

dichteste Lagerung

$$\max \gamma = 17,4 \text{ kN/m}^3$$

Die Versuche im vorliegenden Forschungsvorhaben wurden mit den Lagerungsdichten $\gamma_1 = 15,7 \text{ kN/m}^3$ und $\gamma_2 = 16,5 \text{ kN/m}^3$, d.h. mit den relativen Lagerungsdichten $D_{r1} = 58 \%$ und $D_{r2} = 82 \%$ durchgeführt.

4.2 Der Sandtransport

Bevor das Rieselgerät selbst vorgestellt wird, einige Worte zum prinzipiellen Umfüllvorgang, dargestellt in Abb. 4.1.

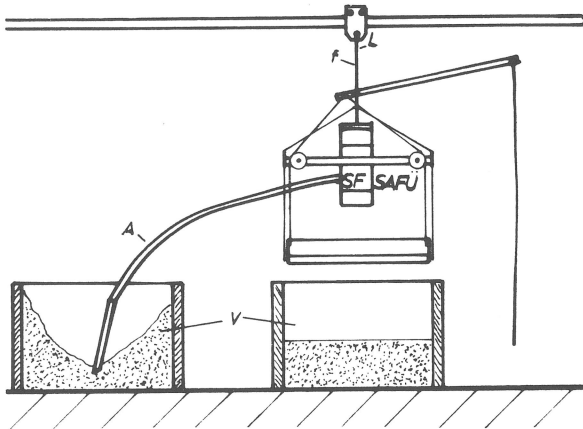


Abb. 4.1

- A = Ansaugschlauch
- SF = Saug-Förderer
- SAFÜ = Sandfülleinrichtung
- V = Versuchsbehälter
- L = Laufkatze
- f = Kettenzug

Es werden zwei zylindrische Versuchsbehälter vom Durchmesser 1,4 m und der Höhe 1,0 m - d.h. einem Füllvolumen von $1,5 \text{ m}^3$ - wechselseitig beschickt bzw. entleert. Eine Zwischenlagerung des Sandes entfällt somit. Den Sandtransport übernimmt ein pneumatisches Saug-Fördergerät. Dieses druckluftbetriebene Gerät erzeugt ein hohes Vakuum, wodurch der Transport erfolgt. Die Förderleistung beträgt ca. $1,5 \text{ t/h}$. Vom Saugförderer gelangt das Füllgut direkt in das sogleich zu beschreibende Füllgerät, welches mit dem Sauger an einer "Laufkatze" (L) mit Kettenzug (f) befestigt ist.

4.3 Das Rieselgerät

Die Abbildung 4.2 soll zunächst zur Veranschaulichung einen optischen Eindruck des Sandfüllgerätes "SAFÜ" vermitteln. Man erkennt

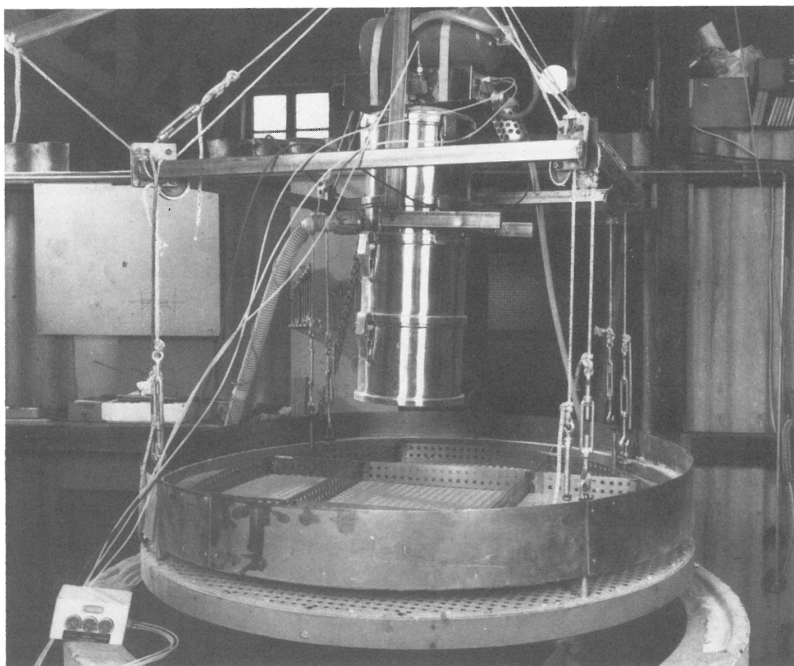


Abb. 4.2

den zylindrischen Versuchsbehälter und über den Lochblechen den vorgehend beschriebenen Saugförderer.

Die Abbildung 4.3 zeigt nun die Funktionsweise des Gerätes.

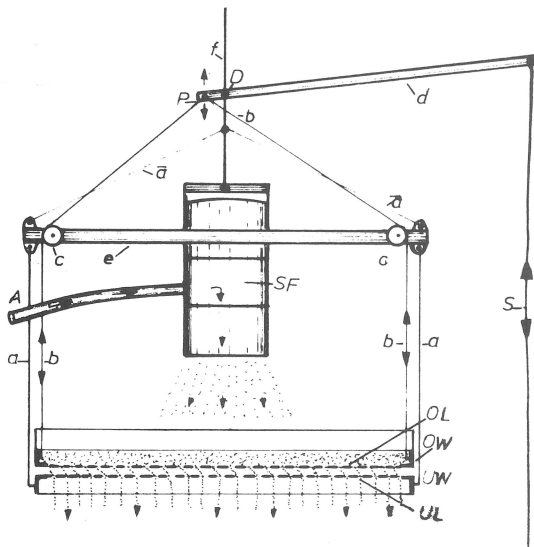


Abb. 4.3

- a festes Seil
- b bewegliches Seil
- c Rolle
- d Hebel
- e Rahmen
- OL Oberes Lochblech
- UL Unteres Lochblech
- OW Oberer Winkelrahmen
- UW Unterer Winkelrahmen
- S Seil

An den Winkelrahmen OW und UW sind jeweils gemäß Abb. 4.4 zueinander versetzte Lochbleche angebracht. Es handelt sich um quadratische Löcher mit einer Fläche von 1 cm^2 .

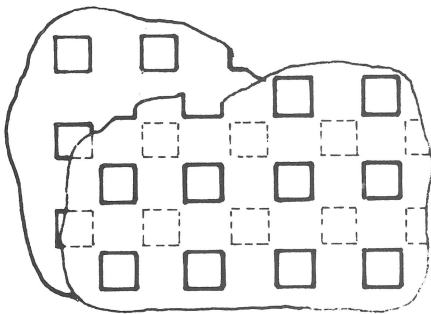


Abb. 4.4

Der untere Winkelrahmen (UW) - und somit auch das untere Lochblech (UL) - ist mit 4 Seilen (a) mit dem quadratischen Rahmen (e) verbunden, welcher wiederum mittels der Seile (\bar{a}) mit dem Kettenzug (f) verbunden ist. Der Abstand des unteren Lochbleches (UL) zum Rahmen (e) ist unveränderlich.

Der obere Winkelrahmen (OW) - und somit auch das obere Lochblech (OL) - ist mit 4 Seilen (b), welche durch die am Rahmen (e) angebrachten Rollen (c) umgelenkt werden, mit dem Ende (P) des Hebels (d) verbunden, der seinen Drehpunkt (D) am Kettenzug hat.

Bleibt der Hebel d unbetätigt, so liegt das obere Lochblech (OL) wegen seines Eigengewichtes auf dem unteren (UL) auf, und die unteren Löcher sind verdeckt. In dieser Position bringt nun der Saugförderer eine 6 cm hohe Sandschicht auf. Zu diesem Zweck ist am oberen Winkelrahmen (OW) ein Randblech angebracht (s. Abb. 4.1). Die Querstege, die in Abb. 4.2 über dem oberen Lochblech (OL) sichtbar werden, sind 6 cm hoch und haben einzig und allein die Funktion, das Abstreifen des geförderten Sandes auf 6 cm Höhe zu ermöglichen. Ist dies geschehen, wird durch Betätigen des Hebels (d) mittels Seil (S) das obere Lochblech (OL) angehoben, und der Sand "fließt" durch die oberen und unteren Löcher in den Versuchsbehälter.

ter. Diese Methode hat gegenüber der Methode der gegeneinander verschieblichen Lochbleche den Vorteil, daß keine großen Kräfte aufzubringen sind und auch kein Abrieb vorhanden ist. Allerdings ist das hier vorgestellte Gerät nur für relativ gleichkörnigen Sand anwendbar, da einzelne größere Körner zwischen den Blechen liegen bleiben könnten, womit "Dichtigkeit" für feinere Körner nicht mehr gegeben wäre.

Um eine homogene Dichte zu erzielen, muß die Fallhöhe konstant gehalten werden. Zu diesem Zweck wird "SAFÜ" mit Hilfe des Kettenzuges (f) in den Behälter eingelassen, bis die gewünschte Fallhöhe erreicht ist. Nach jeder Füllung wird dann entsprechend der Dicke der vorher eingebrachten Schicht nachgeführt. Die Inhomogenität im Innern einer 6 cm dicken Schicht aufgrund der während des Rieselns sich verändernden Fallhöhe ist sicherlich vernachlässigbar, da die Dichte in erster Linie von der Intensität und erst in zweiter Linie von der Fallhöhe abhängt (s. Rieselkurven Abb. 4.5). Sollte dennoch eine größere Homogenität erwünscht sein, so müßte die Schichthöhe entsprechend verringert werden.

Einige Worte zur gestörten Randzone: Zwischen der Behälterwandung und den Winkelrahmen besteht ein Spalt von 1,5 cm. Dieser ist einerseits erwünscht, da hier die durch den rieselnden Sand verdrängte Luft entweichen kann, wodurch die Gefahr der Wirbelbildung verringert wird. Andererseits entsteht hier aufgrund fehlender Sandmasse eine gestörte Zone. Dieser Mangel könnte durch Zusatzkonstruktionen behoben werden, was hier aus Zeitmangel noch nicht geschehen ist. Die fehlende Sandmenge wird hier einfach "per Hand" zugefüllt. Führt man die Modellversuche in der Mitte des Behälters durch, bleibt die Randstörung sicher ohne Bedeutung.

Entscheidend hängt die erzielte Dichte von der Intensität ab: Je größer die Fallmenge pro Zeiteinheit, umso geringer die Dichte. Zur Verringerung der Intensität müssen die Löcher der Lochbleche verkleinert werden. Dies geschieht hier einfach dadurch, daß auf das obere Lochblech (OL) ein weiteres so gelegt wird, bis die gewünschte Lochgröße erzielt ist.

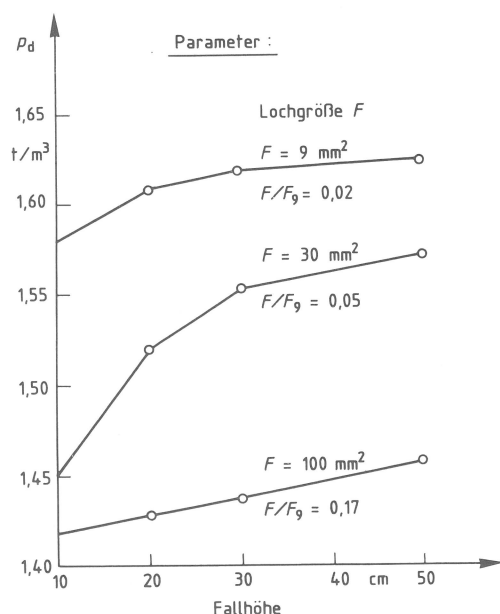


Abb. 4.5

Die Abb. 4.5 zeigt die Rieselkurven für den hier verwendeten Mittelsand mit den Kennwerten: $\min \gamma = 14,0 \text{ kN/m}^3$, $\max \gamma = 17,4 \text{ kN/m}^3$. Kurvenparameter ist die Intensität, die durch Lochgröße und Verhältnis von Lochfläche zur Gesamtfläche gegeben ist.

Es zeigt sich, daß praktisch - bis auf die Grenzfälle - der gesamte Dichtebereich "durchfahren" werden kann. Die Dichte wurde mit Meßtöpfen bekannten Volumens (von ca. 10 cm Durchmesser und 12 cm Höhe), die eingeregnet und nach Abziehen der Oberfläche gewogen wurden, bestimmt. Zur Feststellung der Homogenität der Schüttung wurden Meßtöpfe in verschiedenen Höhen und unterschiedlichen Randabständen in den Versuchsbehälter miteingeregnet, ausgegraben und die Dichte bestimmt. Die Dichte der auf gleicher Höhe stehenden Meßtöpfe zeigte sich als identisch (abgesehen vom direkten Randbereich). Mit zunehmender Tiefe stieg die Dichte leicht an, was mit der Auflast zu erklären ist.

Die Dichte wurde außerdem mit einer Isotopenoberflächen-sonde gemessen. Auch hier zeigte sich die gute Reproduzierbarkeit der Versuchsschüttung.

4.4 Fazit

Das hier vorgestellte Gerät gestattet ein müheloses und schnelles Umfüllen von trockenem Sand. Durch Variation von Fallhöhe und Lochgröße kann praktisch jede beliebige Dichte erzielt werden und - was besonders wichtig ist - jederzeit reproduziert werden.

4.5 Die Behandlung der Sandoberfläche

Hier ergibt sich ein weiteres Problem. Bei Modellversuchen ist eine völlig plane horizontale Sandoberfläche von besonderer Bedeutung.

Wenn man bedenkt, daß bei satter Auflage des Fundaments auf planer Fläche die Endsetzung bei den hier durchgeführten dynamischen Versuchen bei nur 1 - 2 mm liegt, wird klar, daß schon kleine Unebenheiten der Sandoberfläche das Ergebnis enorm beeinflussen können. Es stellt sich also die Aufgabe, eine ebene Sandoberfläche herzustellen, ohne den sedimentierten Zustand zu stören. Ein Plan-Streichen oder gar -Stampfen verbietet sich wegen der Verdichtung von selbst. Einen satten Verbund mit Hilfe einer Gipsschlämme zu schaffen, ist bei Versuchen mit trockenem Sand auch nicht ratsam. Bleibt als Ausweg das Absaugen der Oberfläche mit einem Sauggerät, womit sich die Frage der Form der Ansaugdüse ergibt. Verschiedene Querschnittsformen wurden hier untersucht.

Zunächst wurde die Sandoberfläche mit einem in zwei Richtungen horizontal geführten Rohr von 4 cm Durchmesser abgesaugt. Das Ergebnis war eine wellenförmige Oberfläche (s. Abb. 4.6). Je geringer man den Vorschub hält, umso besser wird natürlich das Ergebnis. Eine wirklich ebene Fläche ist jedoch niemals zu erzielen.

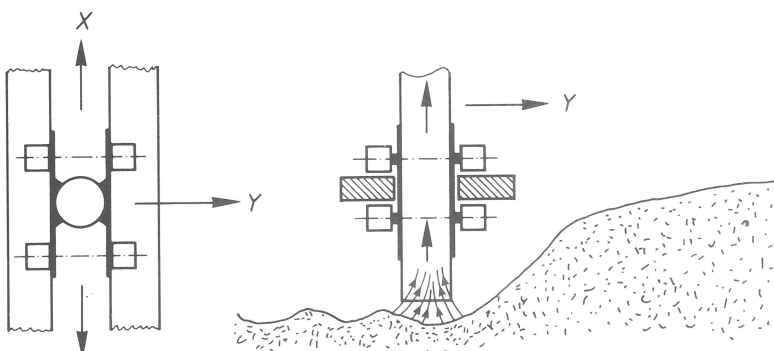


Abb. 4.6

Zahlreiche dynamische Setzungsversuche auf einer solchen Fläche zeigten keine reproduzierbaren Ergebnisse, da die Oberflächenform ja willkürlich war. Gerade in den ersten Belastungszyklen ergaben sich völlig unterschiedliche Setzungen.

Als nächstes wurde der Ansaugquerschnitt als gerader Schlitz ausgebildet, in der Erwartung, daß in diesem Bereich eine ebene Fläche entsteht. Das Ergebnis war zwar wesentlich besser, dennoch war eine Wellenform nicht zu vermeiden, da der Sog sich entlang des Schlitzes nicht gleichmäßig verteilte. Die Ausbildung einer veränderlichen Öffnung dürfte problematisch sein.

Eine gleichmäßige Druckverteilung läßt sich nur mit einem schmalen Schlitz erzeugen, der konzentrisch um den Ansaugschlauch angeordnet ist, da eine solche ringförmige Öffnung an jeder Stelle den gleichen Abstand vom Saugzentrum hat. Aus dieser Idee heraus entstand die in Abb. 4.7 dargestellte Sandabsaugdüse.

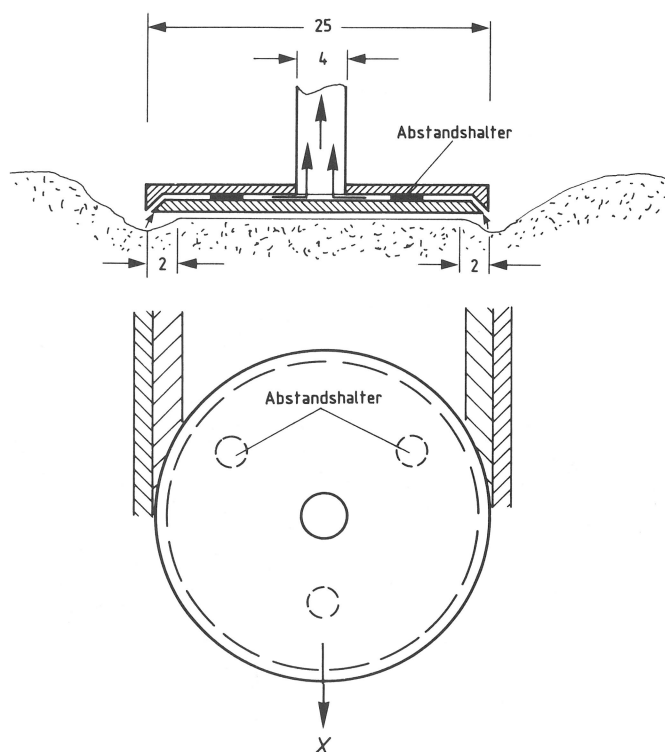


Abb. 4.7

Wird diese Düse in der x-Richtung (s. Abb. 4.7) horizontal verschoben, so entsteht auf der Sandoberfläche ein 25 cm breiter, völlig ebener Streifen. Lediglich eine ca. 2 cm breite Randzone zeigt ein leichtes Abfallen. Da unser Modellfundament nur knapp 18 cm Durchmesser hatte und in der Mitte abgesetzt wurde, spielte dies keine Rolle (s. Abb. 4.7). Wichtig ist hier die Tatsache, daß für jeden Versuch bei dieser Absaugmethode exakt dieselbe Oberflächenqualität hergestellt wird, Willkürlichkeiten sind ausgeschaltet.

Die Setzungsversuche, die von nun an durchgeführt wurden, waren dann auch endlich reproduzierbar, und die eigentlichen Versuchsreihen konnten beginnen.

Abschließend sei noch darauf hingewiesen, daß selbstverständlich die Führung des Saugtellers diesen so zentriert, daß eine horizontale Ebene und keine Schräge entsteht.

5. Versuchsaufbau

5.0 Die pneumatische Belastungseinrichtung

Die Abbildungen 5.1 und 5.2 zeigen die Belastungseinrichtung, das Modellfundament, den Versuchsbehälter sowie die zugehörigen Meß- und Steuergeräte.

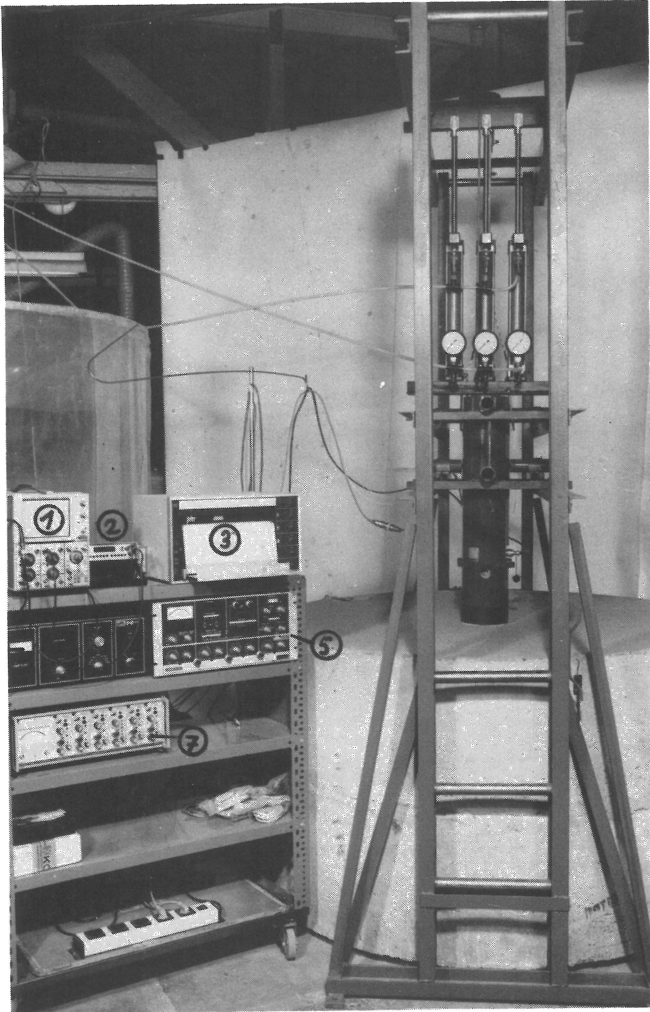


Abb. 5.1

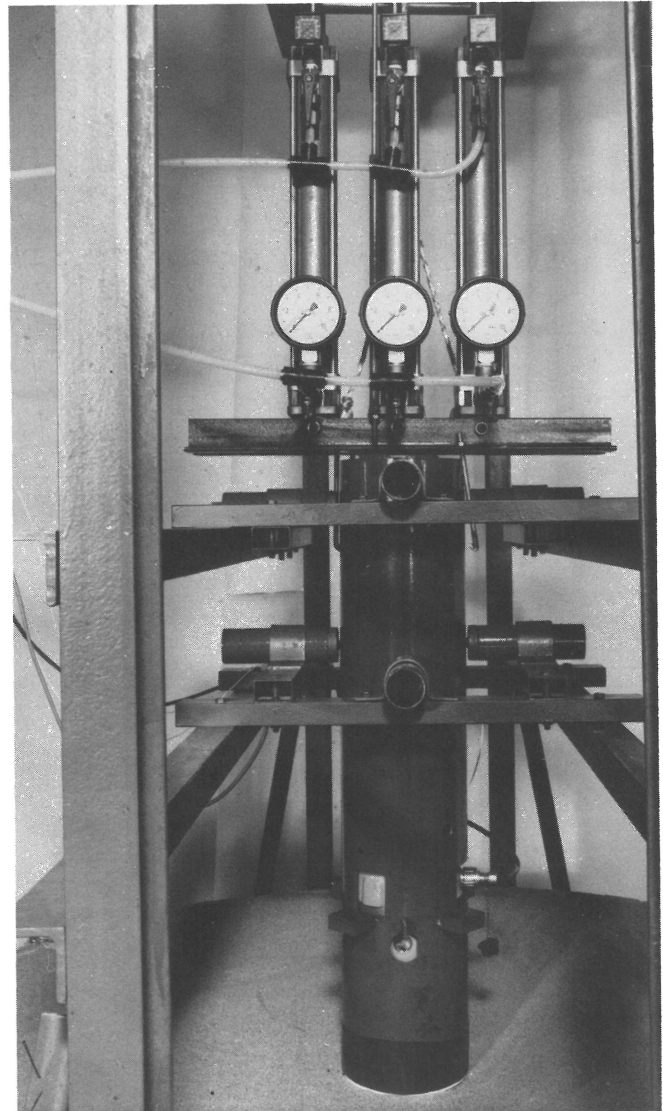


Abb. 5.2

Das in Abb. 5.2 gut zu erkennende hohe Gerüst dient zunächst als starres Widerlager für 3 druckluftbetriebene Kolben, mit denen statische, quasistatische und auch Wechsellasten im Bereich zwischen 0,3 bis 10 Hz erzeugt werden können. Die maximal aufzubringende Kraft beträgt ca. 5000 N. Die Krafteinleitung auf das Modellfundament (s. Abschnitt 5.1) erfolgt über ein Rohr, welches durch vier Kugellrollen (gut in Abb. 5.2 zu erkennen), die ihrerseits am Rahmen befestigt sind, geführt wird. Damit wird eine reibungsfreie Bewegung des Führungsrohres in vertikaler Richtung ermöglicht und gleichzeitig jedes horizontale Ausweichen oder Kippen verhindert. Am unteren Ende ist das Rohr abgesetzt und gemäß Abb. 5.3 und 5.4 in das eigentliche Modellfundament mit elektrodynamischem Schwingungserreger eingeführt.

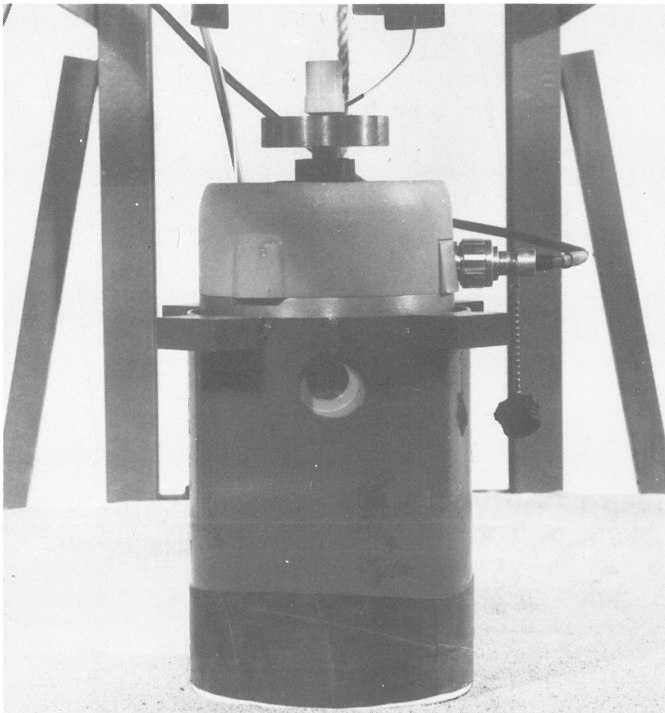


Abb. 5.3

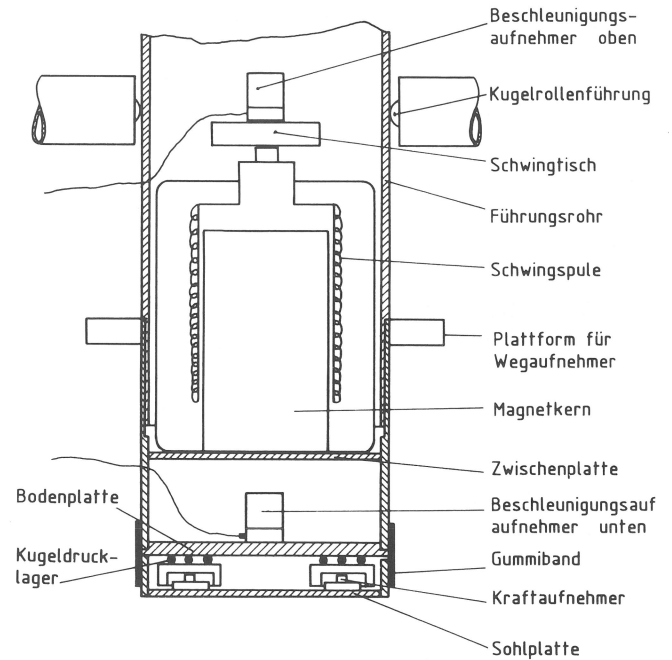


Abb. 5.4

5.1 Modellfundament mit elektrodynamischem Schwingungserreger

Das Modellfundament besteht (s. Abb. 5.3) aus einem zylindrischen Rohr mit einer Bodenplatte von 250 cm² Grundfläche ($r = 8,9$ cm). Da das Föhrungsrohr wöhrend der Versuche am gesamten Rand aufliegt, sind diese als weggesteuert zu betrachten - ein Kippen ist nicht m6glich. Zwischen der Bodenplatte und der 250 cm² groöen Sohlplatte befinden sich drei Kraftmeödosens (s. Abb. 5.4), die im nAchsten Abschnitt 5.2 beschrieben werden. Den Zusammenhalt der Sohlplatte zum Oberteil bewirkt ein Gummiband, welches in den Bildern 5.2 und 5.3 schwarz zu erkennen ist. Ober eine Zwischenplatte starr mit dem Modellfundament verbunden ist nun ein elektrodynamischer Schwinger - das Herz der dynamischen Belastungseinrichtung. Dieser besteht prinzipiell aus einem Magnetkern mit übergestölpfter Schwingspule und Schwingtisch (s. Abb. 5.4). Ein Verstärker liefert einen sinus-

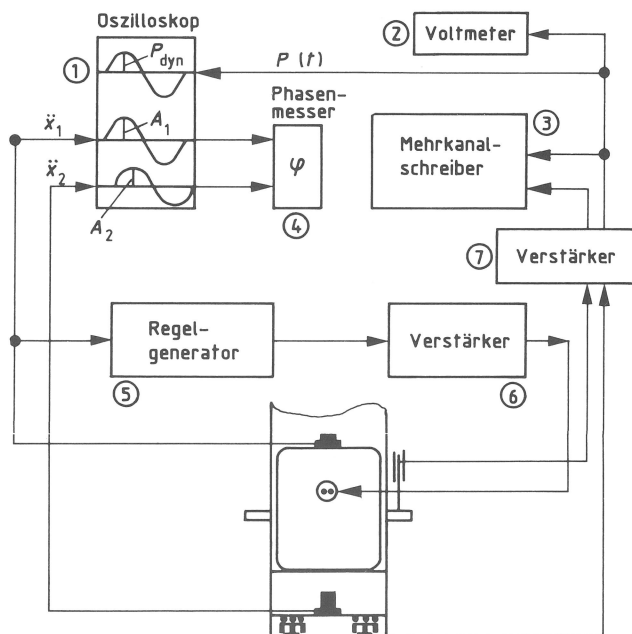


Abb. 5.5

förmigen Erregerstrom und somit eine sinusförmige Beschleunigung des Schwingtisches. Als Reaktion ergibt sich eine sinusförmige Erregerkraft $K(t)$ auf den Magnetkern, wodurch das gesamte Modellfundament zu sinusförmigen Schwingungen angeregt wird. Ein Beschleunigungsaufnehmer in der Bodenplatte registriert diese. Sowohl Frequenz als auch Amplitude des Erregerstromes werden von einem Regelgenerator gesteuert, welcher von einem auf dem Schwingtisch befestigten Beschleunigungsaufnehmer sein Signal bezieht.

Die Abb. 5.5 gibt den Versuchsaufbau schematisch wieder. Die dort verwendeten Nummern stimmen mit denen des Bildes 5.1 überein.

5.2 Die Kraftmessung

Die dynamische Kraftmessung kann indirekt über den Beschleunigungszustand des Systems erfolgen oder direkt über Kraftmeßdosen. Beide Methoden werden hier angewandt. Die statische Kraftmessung erfolgt nur über Kraftmeßdosen. Zunächst sei die indirekte Methode beschrieben.

5.2.1 Indirekte Methode

Gemäß Abb. 5.6 läßt sich die Sohlkraft aus den Beschleunigungszuständen \ddot{x}_1 , \ddot{x}_2 des Schwingtisches mit der Masse m_1 (einschließlich des Aufnehmers) und des Modellfundaments mit der Gesamtmasse m_2 (einschließlich Masse des Führungsrohres) aus dem dynamischen Grundgesetz ermitteln:

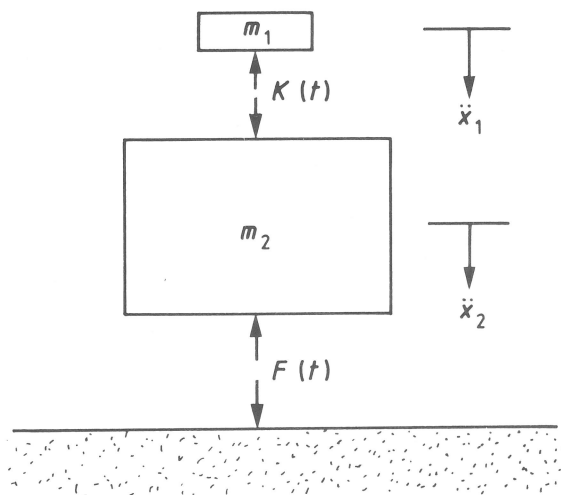


Abb. 5.6

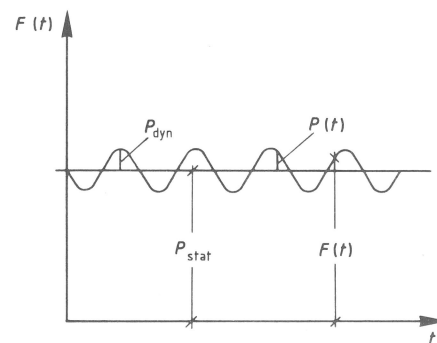


Abb. 5.7

$$\left. \begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 &= -K(t) + m_1 g \\ m_2 \ddot{x}_2 &= K(t) + m_2 g - F(t) \end{aligned} \right\} +$$

$$\underline{m_1 \ddot{x}_1 + m_2 \ddot{x}_2 = -F(t) + (m_1 + m_2) g}$$

Die Sohlkraft ergibt sich also zu:

$$\boxed{F(t) = (m_1 + m_2) g - m_1 \ddot{x}_1 - m_2 \ddot{x}_2 = P_{stat} + P(t)}$$

Die obige Skizze 5.7 zeigt den resultierenden Kraftverlauf.

Die Beschleunigungssignale

$$\ddot{x}_1 = A_1 \sin \omega t \quad \text{und} \quad \ddot{x}_2 = A_2 \sin(\omega t + \varphi)$$

werden von einem Oszilloskop wiedergegeben, womit die Amplituden A_1 und A_2 bekannt sind; ein Phasenmeßgerät mißt den Phasenwinkel φ (s. Abb. 5.5).

Aus dem Zeigerdiagramm (Abb. 5.8) ergibt sich dann die Amplitude der dynamischen Sohlkraft zu:

$$P_{\text{dyn}} = \sqrt{(m_1 A_1)^2 + (m_2 A_2)^2 + 2 m_1 m_2 A_1 A_2 \cos \varphi}.$$

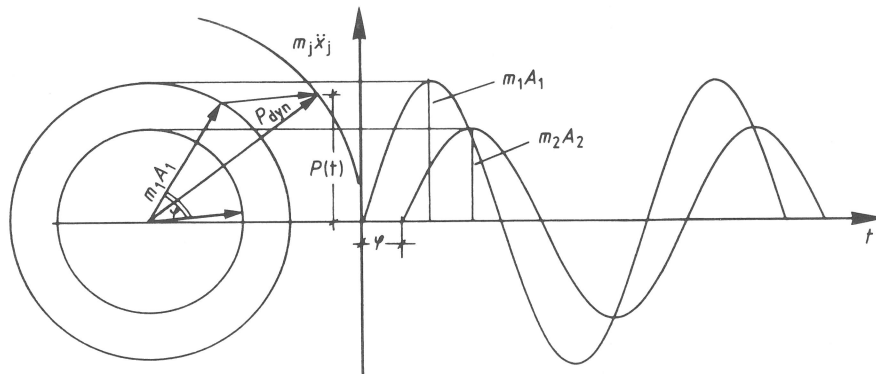


Abb. 5.8

5.2.2 Die direkte Methode

Die Kräfte wurden über drei nur einen Zentimeter hohe Kraftmeßdosen in die Sohlplatte eingeleitet (s. Abb. 5.4). Mit diesen können statische, quasistatische und auch Wechsellasten gemessen werden. Das Oszilloskop zeichnete dann die resultierende sinusförmige Kraft $P(t)$ auf, bzw. wurde deren Effektivwert - oder bei statischer Belastung der Absolutwert - von einem Voltmeter angezeigt. Bei der Ermittlung der wahren Sohlkraft ist selbstverständlich noch der Beschleunigungszustand x_2 der Sohlplatte unterhalb der Kraftaufnehmer zu berücksichtigen.

Die in Abb. 5.4 erkennbare Kugellagerkonstruktion verhindert jegliche horizontale Belastung der Kraftaufnehmer und somit auch der Sohlplatte.

Die direkte Methode ist natürlich im Gegensatz zur indirekten viel einfacher und hier auch ausschließlich angewendet worden. Die Kraftbestimmung über den Beschleunigungszustand diente lediglich der Kontrolle.

5.3 Die Wegmessung

Die Wegmessung erfolgte mit Hilfe von drei induktiven Wegaufnehmern, die an einer Hilfskonstruktion befestigt kontinuierlich die Setzung des Fundaments an den in Abb. 5.4 zu erkennenden Plattformen registrierten. Ein Mehrkanalschreiber übernahm die Aufzeichnung der Meßdaten im Dauerbetrieb. Als tatsächliche Setzung wurde dann generell das arithmetische Mittel der drei Meßdaten angenommen. Bei quasistatischen und niederfrequenten Versuchen (1,5 Hz) wurde auch die Sohlkraft von diesem Schreiber aufgezeichnet.

6. Einfluß der Einbindetiefe

6.0 Allgemeines, statische Druckversuche

Da bei fast allen Bauwerken die Fundamente in den Boden eingebettet sind, ist die Untersuchung des Einflusses des Parameters t_e von besonderer Bedeutung. Bei statischer bzw. quasistatischer Belastung ist bekannt, daß die Einbindetiefe den Widerstand erheblich erhöht. Die Abb. 6.1 zeigt die Ergebnisse von vier quasistatischen Druckversuchen, die mit der im Kapitel 5 beschriebenen pneumatischen Belastungseinrichtung durchgeführt wurden.

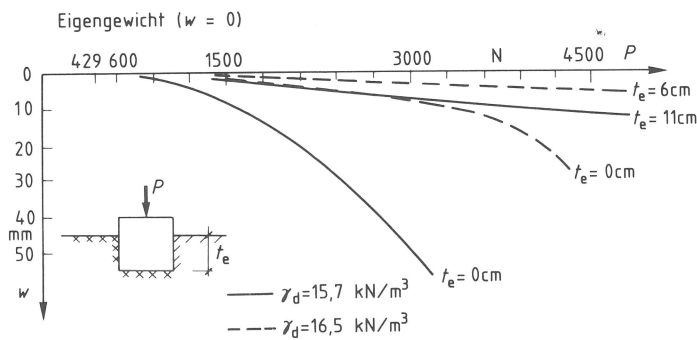


Abb. 6.1

Die beiden durchgehenden Linien sind Ergebnisse von Versuchen auf trockenem Sand mit einer Dichte $\gamma_d = 15,7\text{ kN/m}^3$ (im folgenden als "locker" bezeichnet), und die gestrichelten Linien wurden auf trockenem Sand mit einer Dichte $\gamma_d = 16,5\text{ kN/m}^3$ (im folgenden als "dicht" bezeichnet) gewonnen. Es wird deutlich erkennbar, welchen starken Einfluß der Parameter t_e auf die Setzung hat. Ursache hierfür ist der seitlich vom Fundament lagernde Boden, dessen Eigengewicht die Grundbruchlast des Fundaments erhöht.

Wie sich die Einbindetiefe bei dynamischer Belastung auswirkt, soll in diesem Kapitel gezeigt werden. Alle Versuche wurden auf demselben Boden jeweils in der "lockeren" Lagerung von $\gamma_d = 15,7\text{ kN/m}^3$ und der "dichten" Lagerung von $\gamma_d = 16,5\text{ kN/m}^3$ durchgeführt. Zunächst soll jedoch die

6.1 Versuchstechnische Realisierung der Einbindetiefe

beschrieben werden. In Abschnitt 4.5 wurde die Behandlung der Sandoberfläche gezeigt. Bei Versuchen ohne Einbindung wurde das Modellfundament durch eine Spindel vorsichtig abgelassen, und der Versuch konnte beginnen.

War eine Einbindung erwünscht, so wurde die Sandoberfläche ebenso aufbereitet, dann jedoch nicht das ganze Fundament abgesetzt, sondern nur ein 12 cm hoher Topf. Anschließend wurde mit dem in Abschnitt 4.3 beschriebenen Rieselgerät Sand bis zur gewünschten Einbindetiefe nachgefüllt (s. Abb. 6.2). Der Sand, der sich dabei im

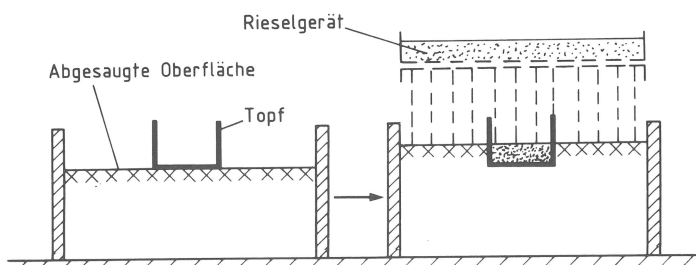


Abb. 6.2

Topf sammelte, wurde dann abgesaugt. Schließlich wurde das in Abschnitt 5.1 dargestellte Modellfundament auf diesem abgesetzt, die Einbindung war realisiert.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß alle Versuche in diesem Vorhaben - auch solche ohne Einbindung - mit diesem Topf durchgeführt wurden. Dies aus der Motivation heraus, das System in keiner Weise zu verändern.

6.2 Maßgebende Parameter

Nach Abschnitt 3.1 gilt für die die bezogene Setzung:

$$\frac{S}{r} = f\left(\frac{P_{dyn}}{P_{stat}}, \frac{P_{stat}}{r^3 \gamma_d}, \frac{\omega r}{v_R}, \frac{E_{dyn}}{r \gamma_d}, \frac{t_e}{r}, \frac{K_{dyn}}{K_{stat}}, \frac{K_{stat}}{r^3 \gamma_d}, \frac{\omega v_r}{v_R}, n^v, n, w, \gamma\right).$$

Da alle Versuche ohne Vorbelastung erfolgen, entfallen die Parameter

$$\frac{K_{dyn}}{K_{stat}}, \frac{K_{stat}}{r^3 \gamma_d}, \frac{\omega v_r}{v_R} \text{ und } n^v \text{ sowie } w,$$

da nur mit trockenem Sand gearbeitet wird. Also ergibt sich

$$\frac{S}{r} = f\left(\frac{P_{dyn}}{P_{stat}}, \frac{P_{stat}}{r^3 \gamma_d}, \frac{\omega r}{v_R}, \frac{E_{dyn}}{r \gamma_d}, \frac{t_e}{r}, n, \gamma\right).$$

In der hier durchgeführten Versuchsreihe wird nun der Parameter $\frac{t_e}{r}$ variiert und die Setzung über der Lastspielzahl aufgetragen. Alle anderen Parameter bleiben konstant. Diese Versuchsreihe wird sowohl in der "lockeren" als auch in der "dichten" Lagerung durchgeführt.

In der folgenden Tabelle sind die Zahlenwerte der in den Versuchsreihen konstant gehaltenen Parameter zusammengestellt. Der Wert P_{stat} ergab sich aus dem Eigengewicht des Modellfundamentes (einschließlich Rohr und Topf). P_{dyn} wurde so gewählt, daß sich ein Kraftverhältnis von 0,3 ergab. Dies entspricht den Angaben von Dyckerhoff und Widmann für die geplante Magnetschwebbahn. Mit der

Parameter	Wert	Dimensionslose Parameter	Wert
P_{stat} [N]	429	$\frac{P_{dyn}}{P_{stat}}$	0,3
P_{dyn} [N]	129	$\frac{P_{stat}}{r^3 \gamma_d}$	38,7 (36,9)
ω [1/sec]	30	$\frac{\omega r}{v_R}$	0,17
r [cm]	8,9	$\frac{E_{dyn}}{r \gamma_d}$	$1,5 \cdot 10^6$
γ [kN/m ³]	15,7 (16,5)		
v_R [m/sec]	100		
E_{dyn} [$\frac{N}{m^2}$]	$2 \cdot 10^8$		

Frequenz von 30 Hz liegt man weit unter der Eigenfrequenz des Systems (s. Kapitel 3) und erreicht nach 9,3 Stunden 1 Million Lastspiele. Die Werte für v_R und E_{dyn} ergaben sich aus Messungen in einem anderen Vorhaben. Eine exakte Zahlenangabe für den Elastizitätsmodul ist problematisch, da dieser von vielen Faktoren, wie z.B. der Dichte, der Axialspannung, des Seitendrucks etc., abhängt. Holzlöhner (9) hat jedoch gezeigt, daß der Parameter $E_{dyn}/r \cdot \gamma_d$ einen geringen Einfluß auf die Setzung hat. Da bei allen Versuchen derselbe Sand verwendet wird, ist auch die Granulargeometrie als Konstante anzusehen.

Als Einbindetiefen wurden gewählt: $t_e = 0, 3, 6, 11$ cm, das entspricht einem Parameterverhältnis von $t_e/r = 0; 0,3; 0,7; 1,2$ cm.

6.3 Versuchsergebnisse

Abb. 6.3 zeigt die Ergebnisse, die auf "lockerem" Boden gewonnen wurden. Auf der horizontalen Achse ist die Zeit t und die daraus folgende Lastspielzahl n in logarithmischer Darstellung aufgetragen ($1 \text{ sec} \hat{=} n = 30$). Die Setzung ist auf der vertikalen in normaler Darstellung in mm aufgetragen.

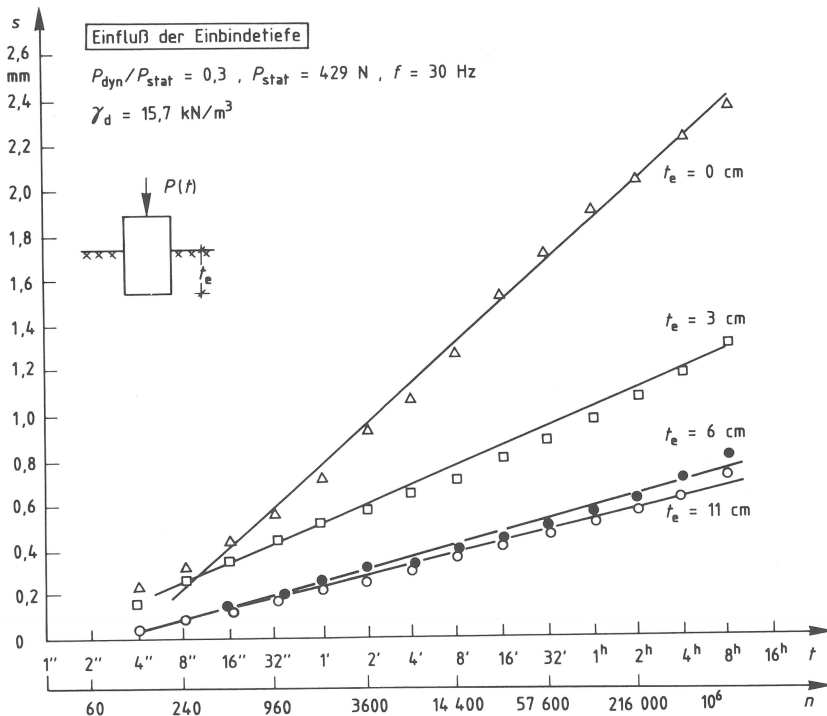


Abb. 6.3

In dieser halblogarithmischen Darstellung fällt bei allen Versuchen sofort der lineare Verlauf auf. Unabhängig von Einbindung, Vorbelastung, Frequenz, Kraftverhältnis - unabhängig von der Art des Versuches - ist dies typisch für dynamische Setzungsvorgänge. Darüber wurde schon öffentlich berichtet, z.B. Holzlöhner (9), Brumund und Leonards (3). Bei letzteren schien jedoch nach 10^5 Lastspielen ein Endwert der Setzung erreicht zu sein, was weder hier nach 10^6 Lastspielen, noch von Holzlöhner bestätigt werden konnte. Holzlöhner vermutet, daß in einem Behälter die Endsetzung früher erreicht wird als im Halbraum, weil in letzterem die in den Boden eingeleitete Energie ungehindert abstrahlen kann. Eventuell waren die von Brumund und Leonards benutzten Behälter zu klein gewählt.

Wie aus Bild 6.3 ersichtlich, betrug die Setzung nach 10^6 Lastspielen ohne Einbindung 2,4 mm, bei drei Zentimeter Einbindung ($t_e/r = 0,3$) nur noch 1,25 mm; d.h. eine Verringerung um ca. 50 %. Bei elf Zentimeter Einbindung ($t_e/r = 1,2$) wurden nach 10^6 Zyklen 0,7 mm gemessen, das sind gerade 29 % der Setzung, die sich beim nicht eingebundenen Fundament ergab; eine enorme Erhöhung des Widerstandes also.

Der Setzungsunterschied von sechs Zentimetern ($t_e/r = 0,7$) zu elf Zentimetern Einbindung fällt nicht so krass aus. Offensichtlich gibt es für den Wert t_e eine obere Schranke, deren Überschreiten keine Erhöhung des Widerstandes mehr bringt. Er scheint hier bei ca. $t_e/r = 1,0$ zu liegen.

In diesem Zusammenhang wäre es sicherlich interessant, ein Fundament nach Abb. 6.4a zu untersuchen, welches selbst eine Sandauflast zu tragen hat, was ja bei dem hier benutzten rohrförmigen Fundament nicht der Fall ist (Abb. 6.4b).

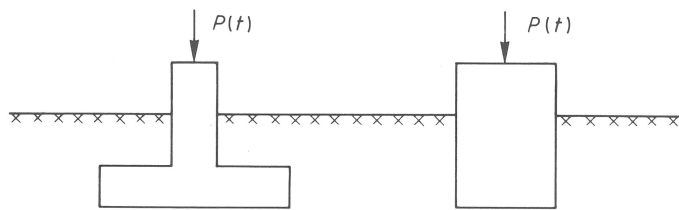


Abb. 6.4a

Abb. 6.4b

Vermutlich wird durch die zusätzliche Auflast die Setzung weiter verringert. Aus Zeitgründen konnten Versuche mit einem solchen Fundament nicht durchgeführt werden.

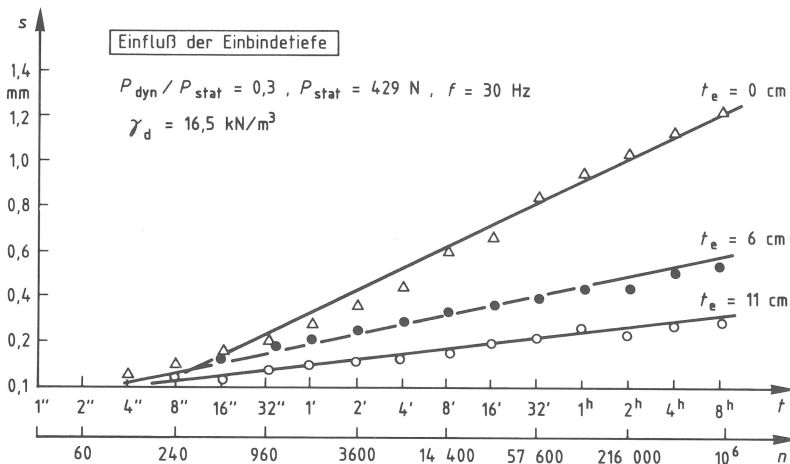


Abb. 6.5

Die Abb. 6.5 zeigt dieselbe Versuchsreihe auf "dichtem" Boden ($\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$). Das Verhalten des Systems ist ähnlich dem auf "lockerem" Sand. Nach 10^6 Lastspielen ergibt sich ohne Einbindung eine Setzung von 1,24 mm, bei $t_e = 11 \text{ cm}$ ($t_e/r = 1,2$) nur noch 0,32 mm, d.h. 26 % des vorhergehenden Wertes (bei lockerer Lagerung waren es 29 %).

Auch hier fällt auf, daß der Setzungsunterschied bei Parametervariation von $t_e/r = 0,7$ auf $t_e/r = 1,2$ gering ist. Der Parameterwert $t_e/r = 1,0$ läßt sich hier ebenfalls als obere Schranke anzusehen, deren Überschreiten keine wesentliche Verbesserung zur Folge hat.

Grundlegend haben die Versuchsreihen folgendes gezeigt: Sowohl bei lockerem als auch bei dichtem Sand erhöht die Einbindung des Fundaments den Eindringwiderstand bei dynamischer Belastung wesentlich. Eine Einbindung über den Grenzwert $t_e/r = 1,0$ erhöht den Widerstand unwesentlich, jedenfalls bei dem hier verwendeten rohrförmigen Fundament. Die Setzung bei dem "Grenzeinbindeverhältnis" $t_e/r = 1,0$ beträgt weniger als 30 % von derjenigen, die sich für $t_e = 0$ cm ergibt.

6.4 Vergleichende Versuche mit 1.5 Hz

Wie schon im Abschnitt 3.0 erwähnt, wurden einige Versuche mit einer Frequenz von nur 1,5 Hz wiederholt, um einen eventuellen Einfluß der Behälterwandung aufzuspüren. Da der elektrodynamische Schwingungserreger bei 1,5 Hz nicht die nötige dynamische Kraft von 1290 N aufbringen konnte, wurden diese mit der pneumatischen Belastungseinrichtung durchgeführt. Ein Regelgenerator übernahm hierbei die Steuerung eines Spezialventils, welches das Aufbringen einer nahezu sinusförmigen Belastung ermöglichte.

Wiederholt wurden hiermit die in Abb. 6.3 und 6.5 dargestellten Versuche mit einer Einbindetiefe von jeweils 0 und 11 cm. Die Versuchsdauer betrug je 16 Stunden. Bei einer Frequenz von 1,5 Hz bedeutet dies eine Lastspielzahl von 172 800. Die Abb. 6.6 zeigt die sich ergebenden Setzungen auf dichtem Sand. Man erkennt, daß die mit 1,5 Hz gewonnenen Versuchsergebnisse (mit + gekennzeichnet) identisch sind mit denen, die bei 30 Hz ermittelt wurden (gekennzeichnet mit o). Lediglich am Anfang zeigen die Setzungen bei 1,5 Hz größere Werte, was wohl damit zu erklären ist, daß die pneumatische Belastungseinrichtung die volle Kraft schon beim ersten Lastzyklus aufbringt, während der elektrodynamische Erreger sich langsam an den Maximalwert herantastet.

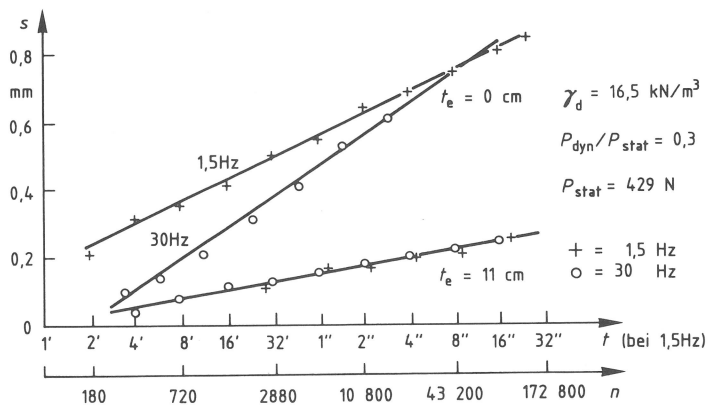


Abb. 6.6

Entsprechende Ergebnisse ergeben sich auf dem locker gelagerten Sand und werden deshalb hier nicht wiedergegeben.

Man erkennt daraus, daß offensichtlich die Wellenreflexionen an den Behälterwänden keinen Einfluß auf die Setzungen haben.

Andererseits ließe sich feststellen, daß (zumindest in diesem Bereich) die Setzung unabhängig von der Frequenz ist. Der Fall, daß der Frequenzeinfluß den Reflexionseinfluß gerade kompensiert, wäre allerdings auch möglich, allerdings unwahrscheinlich. Im Gegensatz hierzu stellte Holzlöhner (9) einen Frequenzeinfluß fest, dies allerdings bei Versuchen, bei denen der Parameter "bezogenen Fre-

quenz" $\omega \cdot r / v_R$ zwischen 0,2 und 0,6 lag, während er hier zwischen 0,008 und 0,17 lag. Auch Tschebotarioff (14), bei dem die bezogene Frequenz $\omega \cdot r / v_R = 0,02$ betrug, stellte Frequenzunabhängigkeit fest. Das könnte bedeuten, daß für

$$\frac{\omega \cdot r}{v_R} < 0,2 \text{ Frequenzunabhängigkeit}$$

und für

$$\frac{\omega \cdot r}{v_R} > 0,2 \text{ Frequenzabhängigkeit}$$

vorliegt.

Es ist hierbei allerdings zu beachten, daß die Parameterwerte bei allen drei Autoren verschieden sind und somit eine genauere Untersuchung nötig wäre.

7. Einfluß der Vorbelastung

7.0 Allgemeines zur Vorbelastung

Im vorigen Kapitel wurde gezeigt, daß durch Erhöhung der Einbinde-tiefe die Setzungen eines Fundaments auf sandigem Boden auch bei dynamischer Gebrauchslast verringert werden können. Eine weitere Möglichkeit, diese bleibenden Verformungen zu begrenzen, besteht in der Idee der Vorbelastung, die in einigen bodenmechanischen Lehrbüchern erwähnt wird [z.B. Lamb-Whitman "Soil Mechanics" 1969 (11)]. Allerdings ist hier nur von statisch belasteten Bauwerken die Rede. Ache u.a. (1983) [2] haben die Vorbelastung am Fundament-Boden-System und an Bodenproben untersucht. Dort findet sich auch eine Übersicht über andere Arbeiten zu diesem Thema.

Daß eine statische Vorlast einen Teil der Setzung des Gründungskörpers unter statischer Gebrauchslast vorwegnimmt, ist grundsätzlich klar, wenn man sich das Verhalten des Sandes bei Be- und Entlastung vergegenwärtigt. Abb. 7.1 zeigt das Last-Verschiebungsdiagramm eines Flachfundamentes auf sandigem Boden unter monoton wachsender statischer vertikaler Belastung.

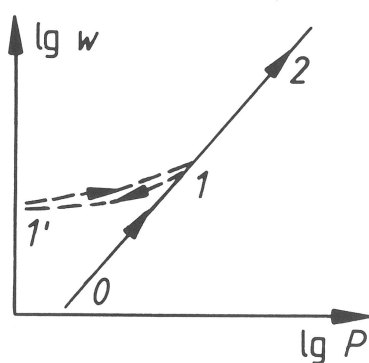


Abb. 7.1

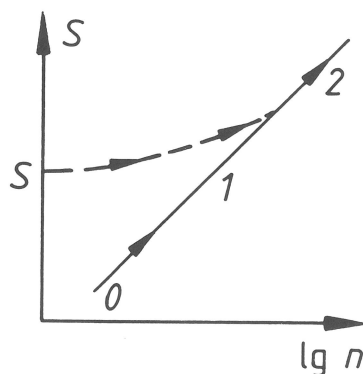


Abb. 7.2

Bei erstmaliger Belastung erfolgt die Verformung auf dem Weg 0-1-2. Entlastet man zwischendurch, so wird der Weg 1-1' durchfahren. Wiederbelastung erfolgt dann auf nahezu demselben Weg und mündet dann in die Erstbelastungskurve ein.

Interpretiert man nun den Prozeß 0-1-1' als Vorbelastung und den Prozeß 1'-1-2 als Gebrauchslast, wird deutlich, daß die Vorbelastung das System "Fundament-Boden" verbessert hat, da die Setzungen unter Gebrauchslast um den Betrag kleiner werden, der durch die Vorlast vorweggenommen wurde.

In der Praxis treten meist sehr hohe Sohlkräfte auf, so daß die Vorwegnahme eines Teiles der Setzung durch statische Vorlasten nicht realisierbar sein dürfte, jedenfalls nicht in sinnvollen Relationen.

Stellt man nun die Frage, ob das Vorbelastungsprinzip auch bei dynamisch belasteten Fundamenten angewendet werden kann, kann man zunächst dieselbe Überlegung anstellen, wie im statischen Falle. Abb. 7.2 zeigt den in halblogarithmischer Darstellung linearen Verlauf der Setzung über der Lastspielzahl bei Erstbelastung (0-1-2).

Stellt man sich den Belastungsprozess in 1 unterbrochen vor, interpretiert den Pfad 0-1 als Vorbelastung und den Pfad 1-2 als Gebrauchslast, so wurde also durch die "Vorgeschichte" die Setzung S_1 vorweggenommen.

Beginnt man zum Zeitpunkt, in dem die Setzung S_1 erreicht ist, eine neue Zählung der Lastspielzahl, so erhält man die gestrichelte Kurve, welche in den ursprünglichen Belastungspfad einmündet.

Die Gebrauchsbelastung wäre auch in diesem Fall die schlichte Fortsetzung der Vorbelastung, was in der Praxis kaum zu realisieren ist.

Nun läßt sich aber eine dynamische Vorbelastungsgeschichte in mannigfaltiger Weise variieren, wie z.B. den Kräften K_{dyn} und K_{stat} , in der Frequenz ω^V . Auch wäre bei dynamischer Gebrauchslast eine quasistatische Vorlast denkbar, und es ist von Interesse, welche Vorgeschichte wohl die optimale Verbesserung des Systems bei möglichst kleinen statischen Kräften bringt.

Folgende Fälle werden in diesem Kapitel untersucht:

<u>Vorlast</u>	<u>Gebrauchslast</u>	<u>s. Abschnitt</u>
statisch	dynamisch	7.21
dynamisch	statisch	7.22
dynamisch	dynamisch	7.23

7.1 Maßgebende Parameter

Alle Versuche wurden auf trockenem Sand ($w = 0$) ohne Einbindung ($t_e = 0$) durchgeführt. Damit bleibt nach 3.1 für die bezogene Setzung:

$$\frac{S}{r} = f\left(\frac{P_{dyn}}{P_{stat}}, \frac{P_{stat}}{r^3 \gamma_d}, \frac{\omega r}{v_R}, \frac{E_{dyn}}{r \gamma_d}, \frac{K_{dyn}}{K_{stat}}, \frac{K_{stat}}{r^3 \gamma_d}, \frac{\omega^V r}{v_R}, n^V, n\right).$$

Für die Parameter der dynamischen Gebrauchslasten in Abschnitt 7.21 und 7.23 gelten dieselben Werte, wie in Abschnitt 6.2 angegeben. Es werden dann die Ergebnisse ohne jegliche Vorbelastung verglichen mit denen, die sich bei Variation einzelner Vorlastparameter ergeben.

7.2 Versuchsergebnisse

7.2.1 Statische Vorlast - Dynamische Gebrauchslast

Die Kennwerte der dynamischen Gebrauchslast dieser Versuchsreihe sind dieselben, wie die im Kapitel 6 zur Ermittlung des Einflusses der Einbindetiefe benutzten, d.h. $P_{stat} = 429 \text{ N}$, $P_{dyn}/P_{stat} = 0,3$,

$\omega = 30$ Hz. Variiert wird hier nur der Parameter $K_{stat}/r^3 \gamma_d$, K_{dyn} ist 0, ebenso ω^V und n^V .

Betrachten wir zunächst die Ergebnisse bei der "dichten Lagerung" von $\gamma_d = 16,5$ kN/m³. Die anfängliche Setzung infolge Eigengewicht, i.e. $P_{stat} = 429$ N, betrug 0,25 mm. Abb. 7.3 zeigt den Setzungsverlauf über der Zeit bzw. Lastspielzahl in halblogarithmischer Darstellung. Die Kurve (a) zeigt den bekannten linearen Verlauf bei dynamischer Gebrauchslast ohne Vorbelastung. Sie wurde aus der Versuchsreihe "Einfluß der Einbindetiefe" für $t_e = 0$ übernommen. Nach 10^6 Lastspielen wurde eine Setzung von 1,2 mm gemessen (zusätzlich zur statischen Anfangsverformung von $W_{stat} = 0,25$).

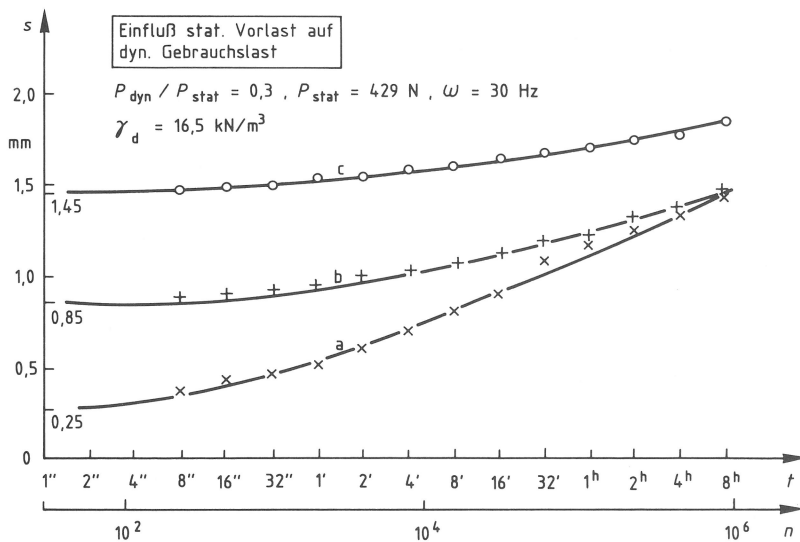


Abb. 7.3

Im nächsten Versuch wurden 50 % der nach 10^6 Lastspielen erzielten Setzung von 1,2 mm durch eine monoton wachsende statische Last vorweggenommen. Der Anfangsweg betrug also $WA1 = W_{stat} + W_{vor} = 0,25 + 0,6 = 0,85$ mm. Die hierzu zusätzlich notwendige Kraft $K_{stat} = 1,1$ kN wurde dann entfernt und das Fundament dann wieder dynamisch belastet. Das Ergebnis zeigt die Kurve (b).

Eine deutliche Verbesserung des Systems wird erkennbar. Die Kurve (b) mündet nach etwa 10^6 Lastspielen in Kurve (a) ein. Vergleichen wir dieses Ergebnis mit Abb. 7.2, so läßt sich feststellen, daß eine statische Vorlast das System in ähnlicher Weise beeinflußt wie eine dynamische. Das Einmünden der Kurven ineinander besagt, daß die vorweggenommene Setzung genau das Maß für die Verbesserung des System ist.

Ganz ähnlich verhält sich das System bei noch stärkerer statische Vorbelastung (Kurve (c) in Abb. 7.3). Hier werden 100 % der Setzung unter dynamischer Gebrauchslast nach 10^6 Lastspielen vorweggenommen, also 1,2 mm; $WA2 = 0,25 + 1,20 = 1,45$ mm. Hier wächst die Verschiebung noch langsamer an, als im Versuch (b). Ein Einmünden der Kurve (c) in (a) bei $n > 10^6$ ist hier nicht zu erkennen, ließe sich aber vermuten.

Das Fundament-Boden-System unter dynamischer Gebrauchslast läßt sich also durch statische Vorlasten steifer machen. Die dynamische Setzung betrug nach 10^6 Lastspielen bei Kurve (b) noch 46 % der Endsetzung von Kurve (a) (ohne Vorlast) und sogar nur 33 % bei Kurve (c).

Die gleiche Versuchsreihe wurde nun auch in der "lockeren" Lagerung von $\gamma_d = 15,7 \text{ kN/m}^3$ durchgeführt. Auch hier zeigt sich der lineare Setzungsverlauf in halblogarithmischer Darstellung (s. auch Abb. 6.3) unter dynamischer Gebrauchslast ohne Vorlast. Nach 10^6 Lastspielen betrug die Setzung 2,4 mm. Vorbelastet wurde nun in gleicher Weise wie vorher: erst 50 %, dann 100 %, also 1,2 bzw. 2,4 mm. Das Verhalten unter Gebrauchslast zeigte dann jedoch so gut wie keine Verbesserung des Systems. Alle drei gewonnenen Verschiebungskurven fielen praktisch zusammen, zumindest lagen sie so nah beieinander, daß es sinnlos erscheint, tendenzmäßige Schlüsse zu ziehen. Locker gelagerter Sand scheint jedenfalls auf statische Vorlasten weniger zu reagieren als dichter.

7.2.2 Dynamische Vorlast - statische Gebrauchslast

In Abb. 7.4 zeigen die ausgezogenen Kurven den Verschiebungsverlauf des Modellfundamentes bei quasistatischer monoton wachsender Last (logarithmische Darstellung) ohne Vorlast in der hier gewählten lockeren und dichten Lagerung. Der Last-Verschiebungszusammenhang stellt sich als nahezu linear und parallel zueinander dar.

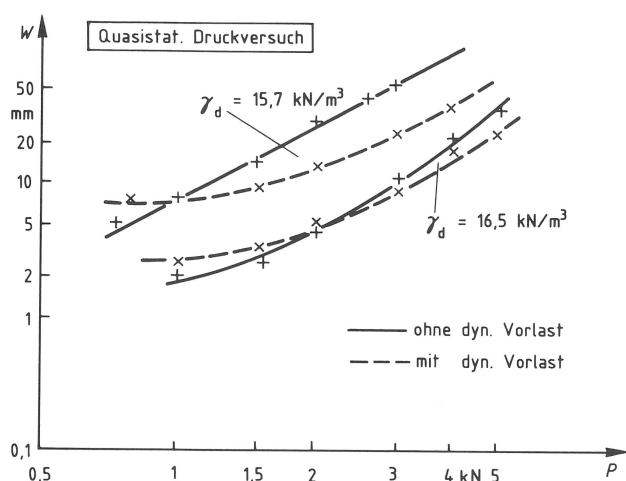


Abb. 7.4

Die gestrichelten Linien zeigen die Ergebnisse der Eindruckversuche in der jeweiligen Lagerungsdichte, nachdem das System einer dynamischen Vorgeschichte unterworfen wurde. Die Druckversuche fanden im Anschluß an die dynamischen Belastungen zum Thema Einbindetiefe mit $t_e = 0$ statt. Die dortigen Versuche stellen also die Vorbelastung dar. Die dynamische Vorlast ist charakterisiert durch:

$$K_{\text{stat}} = 429 \text{ N}; K_{\text{dyn}}/K_{\text{stat}} = 0,3; \omega^V = 30 \text{ Hz};$$

$$n^V = 10^6.$$

Als Endsetzung ergab sich:

$$S_V = 0,25 + 1,2 = 1,45 \text{ mm für } \gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$$

und

$$S_V = 0,91 + 2,4 = 3,31 \text{ mm für } \gamma_d = 15,7 \text{ kN/m}^3.$$

Dies sind die Anfangswerte für die folgende monoton wachsende Gebrauchslast.

Die Ergebnisse in Abb. 7.4 zeigen eine starke Verbesserung der Tragfähigkeit für statische Belastung. Schon wenn die mit Vorbelastung (gestrichelte Linien) gewonnenen Prozesse in die korrespondierenden

(ohne Vorlast erhaltenen) Verformungspfade einmünden würden, hätte sich das System in ähnlicher Weise wie im vorigen Abschnitt 7.2.1 verbessert.

Hier ist jedoch noch mehr zu beobachten: Die ausgezogenen Linien werden unterschritten. Dies bedeutet, daß die Verbesserung des Systems nicht nur in einer Vorwegnahme eines Teils der Verschiebung besteht, sondern darüber hinaus die Tragfähigkeit des Bodens noch weiter erhöht worden ist.

Besonders ausgeprägt ist dies bei der "lockeren" Lagerung zu sehen, ganz im Gegenteil zum beobachteten Verhalten bei statischer Vorbelastung und dynamischer Gebrauchslast (7.2.1).

Bei statischer Gebrauchslast ist sichtlich eine dynamische Vorbelastung effektiver als eine statische, wobei allerdings noch zu untersuchen wäre, in welchen Grenzen der Faktor K_{dyn}/K_{stat} zu wählen ist, damit der eben beschriebene Effekt eintritt. Auch wäre es denkbar, daß dieser "zusätzliche" Verbesserungseffekt erst ab einer bestimmten Vorlastspielzahl n^V auftritt.

7.2.3 Dynamische Vorlast - dynamische Gebrauchslast

In Abschnitt 7.0 wurde mit Hilfe des Bildes 7.2 dargelegt, wie man sich einen dynamischen Belastungsprozess in zwei Bereiche 0-1 und 1-2 zerlegt denken kann. Interpretiert man den Pfad 0-1 als Vorlast und den Pfad 1-2 als Gebrauchslast, so wird die "Bodenverbesserung" - bezüglich der Gebrauchslast - wegen der Vorwegnahme des Wegs S_1 deutlich.

Wegen der großen Kräfte im praktischen Gebrauchsfall fragt sich, ob auch mit niedrigen Vorlastkräften große Wirkungen erzielt werden können. Betrachten wir hierzu Abbildung 7.5.

Die ausgezogene Kurve (a) ist dieselbe wie in Abb. 7.3, d.h. dynamische Gebrauchslast mit $P_{dyn}/P_{stat} = 0,3$; $P_{stat} = 429 \text{ N}$; $\omega = 30 \text{ Hz}$; keine Vorbelastung.

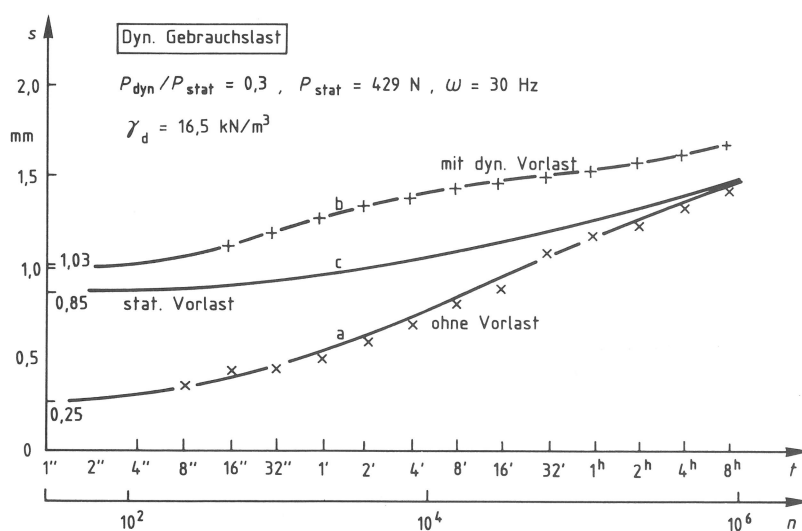


Abb. 7.5

Kurve (b) zeigt das Ergebnis desselben Versuchs mit "vorgeschalteter" dynamischer Belastung mit den Kennwerten:

$$K_{dyn}/K_{stat} = 0,9; K_{stat} = 90 \text{ N}$$

$$n^V = 918 \text{ 000}; \omega^V = 30 \text{ Hz}$$

Die Vorbelastung zeichnet sich also aus durch einen hohen Faktor K_{dyn}/K_{stat} und eine geringe statische Kraft (ca. 21 % der stat. Gebrauchslast).

Der Endwert der Setzung aus der Vorbelastung beträgt 1,03 mm und ist somit der Anfangswert der Kurve (b). Es scheint, als würde Kurve (b) für $n \gg 10^6$ in Kurve (a) einmünden. Große Ähnlichkeit stellt man mit der Kurve (b) der Abb. 7.3 fest (hier zum Vergleich als Kurve (c) gepunktet eingezeichnet). Es handelte sich hier um denselben dynamischen Gebrauchslastprozeß, jedoch bei statischer Vorlast. Man beachte, daß eine statische Kraft von 1,1 kN notwendig war, um eine "Vorsetzung" von 0,85 zu erzeugen. Bei der dynamischen Vorlast betrug K_{stat} lediglich 0,09 kN!

Wir stellen fest, daß sich mit relativ kleinen dynamischen Lasten sehr effektiv das Fundament-Boden-System verbessern läßt, wenn nur der Faktor K_{dyn}/K_{stat} groß ist. Über die Bedeutung des Faktors K_{dyn}/K_{stat} hat Holzlöhner (9) schon berichtet. Wie der Vergleich der Kurven (b) und (c) in Abb. 7.5 zeigt, ist die Verbesserung des Systems - dynamische Gebrauchslast vorausgesetzt - bei zyklischer Vorbelastung ähnlich zu der bei statischer, der Aufwand jedoch bei weitem geringer.

In der Praxis treten meist sehr hohe statische Lasten auf, wobei das Verhältnis P_{dyn}/P_{stat} klein ist. Dieser Fall soll jetzt betrachtet werden (Abb. 7.6).

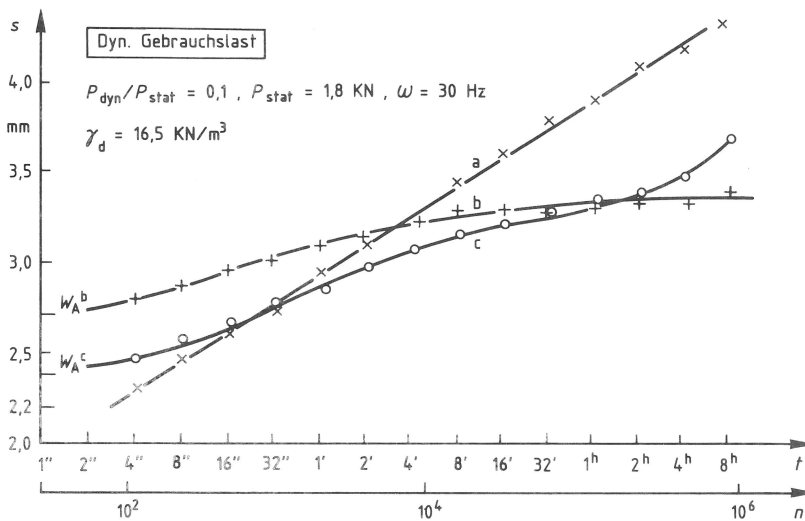


Abb. 7.6

Die Gebrauchslast ist gekennzeichnet durch:

$$P_{stat} = 1,8 \text{ kN} ; P_{dyn}/P_{stat} = 0,1$$

$$\omega = 30 \text{ Hz.}$$

Zunächst wurde die Sohlkraft langsam von Null auf $P_{stat} = 1,8 \text{ kN}$ gesteigert. Dabei ergab sich eine Setzung von 2,2 mm. Dies war der Anfangswert für den eben charakterisierten dynamischen Belastungsprozeß. Kurve (a) in Abb. 7.6 zeigt wieder den typischen linearen Verlauf bei halblogarithmischer Darstellung.

Die Kurven (b) und (c) zeigen das Setzungsverhalten unter derselben Gebrauchslast, jedoch mit unterschiedlichen dynamischen Vorbela-

Vorgeschichte des Prozesses (b):

Prozeß	Verschiebung
α) Laststeigerung von Null auf 429 N	0,25 mm
β) Dynamischer Lastprozeß mit K _{dyn} /K _{stat} = 0,5; K _{stat} = 429 N ω ^V = 30 Hz; n ^V = 918 000	1,62 mm
γ) langsame Laststeigerung auf 1,8 kN	0,85 mm

Der Anfangswert des zyklischen Prozesses (b) beträgt somit:

$$W_A^b = 0,25 + 1,62 + 0,85 = 2,72 \text{ mm.}$$

Vorgeschichte des Prozesses (c):

Prozeß	Verschiebung
α) Laststeigerung von Null auf 130 N	0,03 mm
β) Dynamischer Lastprozeß mit K _{dyn} /K _{stat} = 0,87; K _{stat} = 130 N ω ^V = 30 Hz; n ^V = 864 000	0,75 mm
γ) Langsame Laststeigerung auf 1,8 kN	1,60 mm

Der Anfangswert des zyklischen Prozesses (c) beträgt somit:

$$W_A^c = 0,03 + 0,75 + 1,60 = 2,38 \text{ mm.}$$

Betrachten wir Prozeß (b). Eine deutliche Verbesserung ist ersichtlich. Erstaunlicherweise zeigt die Kurve (b) eine Krümmung, die bei zyklischen Lastprozessen nicht typisch ist: Der logarithmische Setzungszuwachs nimmt mit wachsender Zyklenzahl ab.

("Anschaulicher" ausgedrückt: $\frac{d^2 s}{d(\lg n)^2} < 0$).

Dieses ist während des gesamten Prozesses zu beobachten.

Besonders eindrucksvoll manifestiert sich die Systemverbesserung durch die Vorbelastung des Prozesses (c). Zunächst zeigt Kurve (c) ähnliches Verhalten wie Kurve (b). Nach etwa $3 \cdot 10^5$ Lastspielen ändert sich die Krümmung und die Kurve scheint parallel zu (a) zu laufen. Immerhin, die enorme Bodenverbesserung ist deutlich erkennbar.

Man bedenke, welche dynamische Vorlast dazu geführt hat:

K_{stat} = 130 N, das sind 7 % der statischen
Gebrauchslast P_{stat} = 1,8 kN

K_{dyn} = 0,87 · 130 = 113,1 N, das sind 63 % der
dynamischen Kraftamplitude
des Gebrauchslastfalls.

Offensichtlich sind die Vorbelastungen zu den Prozessen des Bildes 7.6 effektiver, als die des Bildes 7.5. Worin liegt der Unterschied in der jeweiligen Vor- und Hauptgeschichte?

		Abb. 7.5	Abb. 7.6	
Gebrauchslast	P_{dyn}/P_{stat}	0,3	0,1	
	P_{stat} [N]	429	1800	
Vorlast	K_{dyn}/K_{stat}	0,9	(b) 0,5	(c) 0,9
	K_{stat} [N]	90	429	130

Die Gebrauchslast des Bildes 7.6 ist durch eine relativ hohe statische Kraft bei kleinem Kraftverhältnis gekennzeichnet, die Vorlast durch ein großes Kraftverhältnis. Daß gerade der dynamische Faktor starken Einfluß auf das Setzungsverhalten hat, hat Holzlöhner (9) gezeigt. In Abschnitt 7.2.2 wurde die Effektivität dynamischer Vorlast auf statische Gebrauchslast gezeigt - dort wurde ein ähnliches Verhalten wie hier festgestellt. Offenbar verringert die zyklische Vorlast den Einfluß des Parameters P_{stat} auf das Setzungsverhalten bei dynamischer Hauptlast - dies sicherlich umso mehr, je größer P_{stat} ist.

Der relative Einfluß des Parameters P_{stat} auf das dynamische Setzungsverhalten ist umso größer, je kleiner das Kraftverhältnis P_{dyn}/P_{stat} ist, d.h. je extremer der Unterschied zwischen P_{dyn} und P_{stat} ist, umso effektiver wird die dynamische Vorbelastung.

7.3 Zusammenfassung

Grundlegend läßt sich feststellen, daß eine dynamische Vorbelastung weitaus effektiver als eine statische ist. Die statische Vorlast ist wegen der großen Kräfte, die in der Praxis benötigt würden, schwer zu realisieren.

Schon mit geringen Kräften - "gering" ist als relativ zur Gebrauchslast zu verstehen - läßt sich das Setzungsverhalten eines Flachfundamentes bei dynamischer Vorbelastung wirksam verbessern. Die Effektivität der dynamischen Vorbelastung ist abhängig von den Parametern der Gebrauchslast. Grob gesprochen gilt:

- a) Je größer der statische Anteil der Gebrauchslast, umso wirksamer die dynamische Vorbelastung.
- b) Je größer das Kraftverhältnis K_{dyn}/K_{stat} der Vorbelastung, umso größer die Wirkung auf die Gebrauchslast.

Bedeutend für die praktische Nutzung dieses Sachverhaltes ist die Tatsache, daß bei der dynamischen Vorlast nur ein geringes K_{stat} benötigt wird; sie ist leichter realisierbar.

Der Begriff gering ist relativ. Da in der Praxis enorm große Kräfte auftreten, sind Überlegungen anzustellen, wie die "relativ geringen" dynamischen Kräfte praktisch zu realisieren sind. Von dieser Blickweise aus erscheinen sie dem Ingenieur dann ganz und gar nicht mehr gering!

Im Rahmen dieses Vorhabens wurde eine Vorrichtung entwickelt, die "relativ hohe" dynamische Lasten erzeugen kann. Darüber soll im folgenden Kapitel berichtet werden.

8. Praktisch anwendbare Vorbelastungsverfahren

8.0 Allgemeines

Die Vorbelastung soll auf das Fundament aufgebracht werden, sobald dieses hergestellt und belastbar ist und bevor die Stützkonstruktion erstellt wird. Es sollen möglichst große Kräfte auf das Fundament wirken. Bei Verwendung eines Schwingerregers ist die Lastamplitude durch die Forderung begrenzt, daß zu jedem Zeitpunkt eine gewisse Druckkraft in der Sohlfläche wirkt, d.h. es soll kein Abheben des Fundaments auftreten. Es sollen außerdem eine große Anzahl von Vorbelastungszyklen aufgebracht werden können. Damit der gesamte Vorgang nicht zu lange dauert, ist also eine möglichst hohe Frequenz wünschenswert.

Hier werden zwei Vorbelastungsverfahren untersucht:

- 1) Verwendung eines federnd aufgespannten Schwingerregers
- 2) Direktes Anbringen eines großen Schwingerregers

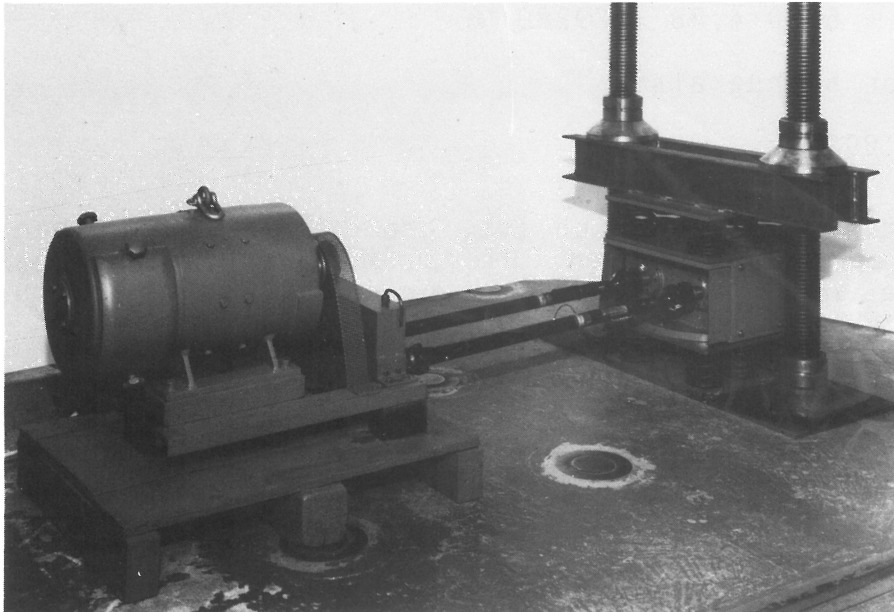


Abb. 8.1

8.1 Federnd aufgespannter Schwingerregger

Abb. 8.1 zeigt einen Unwuchterregger, der von einem Elektromotor über zwei gegenläufig sich drehende Wellen angetrieben wird. Der Unwuchterregger, der eine Grundfläche von etwa 40 cm x 40 cm besitzt, ist über Federn auf ein großes Fundament aufgespannt. Dieses "große Fundament" war bei den hier durchgeführten Versuchen praktisch unachgiebig; bei der praktischen Anwendung entspricht es dem Stützenfundament des aufgeständerten Fahrwegs. Die in Abb. 8.1 zu erkennenden Stahlfedern sind handelsüblich. Sie werden so gewählt, daß das Teilsystem "Schwingerregger - Federn" eine Eigenfrequenz erhält, die innerhalb des Frequenzbereichs des Erregers liegt. Der Erregger soll in dieser Eigenfrequenz von ca. 40 Hz sich selbst zu großen Schwingungen erregen. Damit wird die an das Fundament abgegebene Kraft auf ein Vielfaches der Erregerkraft gesteigert.

Die Federn haben eine Gesamtsteifigkeit von $c = 6000 \text{ N/mm}$, die Masse zwischen den Federn beträgt $m = 85,1 \text{ kg}$. Daraus errechnet sich eine Eigenfrequenz von

$$\omega = \frac{c}{m} = \frac{6000 \cdot 10^3}{85,1} = 265,5 \text{ s}^{-1}$$

$$f = \frac{\omega}{2\pi} = 42,3 \text{ Hz}$$

Im Versuch trat bei einer Frequenz von 44 Hz Resonanz auf. Wenn das Schwingungssystem dämpfungsfrei wäre, könnte man die Fliehkraft des Schwingerregers um einen beliebigen Faktor steigern. Tatsächlich besteht aber eine praktische Grenze insofern, als der Federweg begrenzt ist. Die verwendeten Federn konnten um 10 mm zusammengedrückt werden. Die Hälfte davon muß man durch Vorspannung vorwegnehmen, so daß noch eine zulässige Amplitude von $A = \pm 5 \text{ mm}$ verbleibt, bei der die Federn immer unter Druck stehen. Im Versuch wurde nun die Unwucht des Schwingerregers so gewählt, daß bei 44 Hz eine Amplitude von knapp 5 mm (genau: 4,88 mm) auftrat. Hierbei betrug die Fliehkraft des Erregers

$$P_1 = 191 \text{ N.}$$

Die an das Fundament abgegebene Kraft betrug

$$P_2 = c \cdot A = 6000 \cdot 4,88 = 29280 \text{ N.}$$

Der Vergrößerungsfaktor betrug also

$$F = \frac{P_2}{P_1} = \frac{29280}{191} = 153,3.$$

Man erkennt, daß es prinzipiell möglich ist, große Kräfte mit einem relativ schwachen Erreger zu erzeugen. Hierzu muß man allerdings die schwingende Masse groß wählen und entsprechend viele Federn vorsehen.

8.2 Direktes Anbringen eines großen Schwingerregers

In der Baupraxis werden verschiedenartige Geräte eingesetzt, die zyklische Kräfte erzeugen. Der häufigste Typ ist der Rüttelverdichter. Dieses Gerät kann man jedoch kaum zur Vorbelastung von Fundamenten einsetzen, weil man es nur schlecht an ein halbfertiges Fundament ankoppeln kann. Geeignet sind dagegen Schwingrüttler, die zur Einrüttlung von Spundwandbohlen gedacht sind. Hier gibt es Geräte, die bei einer Frequenz von etwa 30 Hz bis zu 200 kN erzeugen. Diese Wechselkraft kann man bei der Vorbelastung in einfacher Weise in das Fundament einleiten, indem man ein Spundwandbohlenstück einbetoniert, an das sich der Schwingrüttler hydraulisch anklemmt.

8.3 Zusammenfassung

Von den betrachteten Vorbelastungsverfahren erscheint das direkte Anbringen eines Schwingrüttlers als für die Praxis am besten geeignet. Gegenüber dem federnd aufgespannten Schwingerreger hat die direkte Krafteinleitung folgende Vorteile: Es kann eine im Baubetrieb übliche Maschine verwendet werden, die Ankoppelung an das Fundament ist einfach, die Ausführung des Verfahrens ist unter Baustellenbedingungen ohne Schwierigkeiten möglich und es entstehen kaum Verzögerungen im Bauablauf.

9. Schwellenlastermittlung

Meist üben reale Bauwerke eine große statische Kraft auf das Fundament-Boden-System aus, überlagert von einer äußerst geringen dynamischen Belastung. Man denke an den dynamischen Lastfall "laufende Menschen" in einem Gebäude! Auch eine in einem Bauwerk vibrierende Maschine wird dieses zu mehr oder minder großen Schwingungen anregen. Führt nun eine dynamische Belastung grundsätzlich zu einer Setzung des Fundamentes, oder gibt es eine untere Grenze von P_{dyn} - hier Schwellenlast genannt - , bis zu der keine Verschiebungen auftreten?

Zur Beantwortung dieser Frage wurden vier Versuche durchgeführt - einer auf der "lockeren Lagerung" und drei auf der "dichten" Lagerung.

Zunächst wurde das Modellfundament vorsichtig auf der wohlpräparierten Sandoberfläche abgesetzt und einer 20-stündigen "Ruhebelastung" unterworfen, also einfach sich selbst überlassen. Dies geschah, um sicherzugehen, daß die unter der folgenden dynamischen Belastung auftretenden - sehr kleinen - Verschiebungen nicht etwa aus anderen äußeren (oder inneren) Einflüssen resultieren. Die Sohlflächenlast betrug 429 N (Eigengewicht des Modellfundamentes) in der lockeren Lagerung und 429 N - 802 N - 1213 N in der dichten Lagerung. Auf der lockeren Versuchsschüttung ($15,7 \text{ kN/m}^3$) wurde nach 20 Stunden eine "Ruhesetzung" von 0,1 mm gemessen. Auf der dichten Schüttung ($16,5 \text{ kN/m}^3$) wurde Ruhesetzung zwischen 0,01 und 0,09 mm registriert.

Nach der Ruhebelastung wurde der elektrodynamische Schwingungserreger in Betrieb genommen, der statischen Last P_{stat} also eine dynamische P_{dyn} überlagert. Die Frequenz betrug $f = 30 \text{ Hz}$.

Die dynamische Belastungsamplitude wurde dann mit $P_{dyn} = 30 \text{ N}$ beginnend nach je $5,4 \cdot 10^4$ Lastspielen (das entspricht einer halben Stunde) um 5 N vergrößert. Der Linienschreiber registriert Setzungen mit einer Auflösung von 0,005 mm.

Auf der lockeren Schüttung war bis zu einer Lastamplitude von $P_{dyn} = 35 \text{ N}$ nach 10^5 Lastspielen keine Verschiebung erkennbar, d.h. $s < 0,005 \text{ mm}$.

Bei $P_{dyn} = 40 \text{ N}$ war dann eine Setzung erkennbar, die asymptotisch dem Grenzwert $s = 0,07 \text{ mm}$ zustrebte. Diese war nach etwa $3 \cdot 10^5$ Lastspielen erreicht.

Es existiert also eine Schwellenlast $P_{dyn} = 40 \text{ N}$; darunter sind keine Setzungen zu erwarten. Der dynamische Faktor beträgt $P_{dyn}/P_{stat} = \frac{40}{429} = 0,09$.

In der "dichten" Lagerung wurden ebenso Schwellenlasten gefunden. In der folgenden Tabelle sind die charakteristischen Werte der drei Versuche zusammengestellt.

Versuchs-Nr.	P_{stat} [N]	W_{stat} [mm]	W_{Ruhe} [mm]	Schwellenlast P_{dyn} [N]	$\frac{P_{dyn}}{P_{stat}}$	Setzung nach $n = 5,4 \cdot 10^4$ [mm]
1	429	0,24	0	50	0,12	0,04
2	802	0,52	0,045	50	0,06	0,03
3	1213	0,70	0,09	50	0,04	0,04

Die Versuche unterschieden sich lediglich in der statischen Last. Die kritische Last betrug in allen Fällen 50 N (d.h. bei 45 N waren bei allen Versuche keine Setzungen erkennbar ($S < 0,005$ mm) - dann folgte die Lasterhöhung auf 50 N).

Offensichtlich ist der kritische Wert von der statischen Last unabhängig. Es läßt sich damit kein "kritischer" dynamischer Parameter P_{dyn}/P_{stat} angeben, einzig durch die Lastamplitude P_{dyn} ist die Schwellenlast bestimmt, unabhängig von der statischen Last.

Auch die "Endsetzung" nach 30-minütiger Belastung war in allen Fällen etwa gleich. "Endsetzung" soll hier heißen, daß sich innerhalb von 15 Minuten die Setzung um weniger als 0,005 mm vergrößerte.

Die hier gewählten Parameter liegen im Bereich üblicher Gebrauchslasten. Für diesen Bereich läßt sich also eine dynamische Last angeben, unterhalb derer keine Setzungen zu erwarten sind.

10. Versuche auf wassergesättigtem Boden

10.0 Vorbemerkungen

In Abschnitt 3.1 wurde der vollständige Parametersatz angegeben, der die Setzung beeinflusst. Die bezogene Setzung ergab sich zu:

$$\frac{S}{r} = f\left(\underbrace{\frac{P_{dyn}}{P_{stat}}}_{1}, \underbrace{\frac{P_{stat}}{r^3 \gamma_d}}_{2}, \underbrace{\frac{\omega r}{v_R}}_{3}, \underbrace{\frac{E_{dyn}}{r \gamma_d}}_{4}, \underbrace{\frac{t_e}{r}}_{5}, \underbrace{\frac{K_{dyn}}{K_{stat}}}_{6}, \underbrace{\frac{K_{stat}}{r^3 \gamma_d}}_{7}, \underbrace{\frac{\omega v \cdot r}{v_R}}_{8}, n_v, n_w, \underbrace{\gamma}_{11,12}\right).$$

Der Einfluß der Parameter 1 bis 4 wurde in (9) von Holzlöhner untersucht. Die Größen 5 bis 10 waren Gegenstand der vorangehenden Kapitel. Es wurde nur trockener Sand derselben Granulargeometrie γ untersucht.

Bei trockenem Sand ist die gesamte Spannung σ gleich der effektiven oder wirksamen Kornspannung σ' , d.h. die Spannungen werden direkt von Korn zu Korn übertragen.

Anders liegen die Verhältnisse bei feuchtem Sand. Die sog. Kohäsion führt zu einer Verfestigung des Bodens. Solange der Boden ungesättigt ist, ist der Porenwasserdruck negativ, was zu einer Erhöhung der effektiven Spannungen σ' und damit zu einer größeren Scherfestigkeit führt. Es gilt:

$$\sigma' = \sigma - \Delta U$$

σ = totale Spannung
 σ' = effektive od. wirksame Kornspannung
 ΔU = Porenwasserdruck, negativ bei ungesättigtem Boden

Die Untersuchung von feuchtem Boden würde den Rahmen dieses Vorhabens sprengen. Es wurde daher nur der Spezialfall des gesättigten Bodens betrachtet.

Hier ist, wie bei trockenem Sand, die Kohäsion gleich Null. Wird ein solcher gesättigter Boden belastet, so wird das Porenwasser infolge des Überdrucks in Nachbarregionen abfließen und bei Entla-

stung infolge des Unterdrucks einfließen wollen. Durch den Porenwasserüberdruck bei Belastung entsteht in den Kapillaren des Bodens eine Porenwasserströmung, die zur Verkleinerung des Bodenvolumens führt. Zu jedem Zeitpunkt gilt:

$$\sigma'(t) = \sigma(t) - \Delta U(t).$$

Der Porenwasserüberdruck bedeutet also eine Verringerung der effektiven Spannungen, was eine Verringerung der Scherfestigkeit zur Folge hat. Somit wären hier größere Setzungen als bei trockenem Sand zu erwarten.

Je schneller das Porenwasser entweichen kann, umso geringer wird der Porenwasserdruckeinfluß auf die effektive Spannung und somit auf die Setzung. Bei rolligem Boden geschieht dies schneller, bei bindigem langsamer.

Bei dynamischen Belastungsvorgängen ist die Frequenz ein entscheidender Parameter. Je schneller der Schwingvorgang, umso weniger ist eine Kapillarströmung möglich. Der Porenwasserdruck übernimmt ständig einen großen Teil der Spannungen, vermindert somit die effektiven Spannungen, was zwangsläufig größere Setzungen als bei trockenem Sand zur Folge hat.

Damit ist wassergesättigter Boden nicht mehr als "geschwindigkeitsunabhängiges Material" zu bezeichnen, oder zumindest nur in dem Frequenzbereich, bei dem der Druckausgleich durch Kapillarströmung noch ungehindert möglich ist. Wassergesättigte rollige Böden sind damit "weniger geschwindigkeitsabhängig" als bindige.

10.1 Einbringen des Sandes

Über die Einbringung des trockenen Sandes wurde in Kapitel 4 berichtet. Bei der Einbringung von nassem Sand ergibt sich das Problem von neuem. Der Sand wurde folgendermaßen eingebaut:

Die Versuchsbehälter wurden von unten geflutet. Um den Strömungsdruck gleichmäßig auf die Sandfläche zu verteilen, wurde der Versuchsbehälter zunächst mit einer 25 cm dicken Kiesschicht gefüllt (Mittelkies, \varnothing 8-16 mm), (Abb. 10.1).

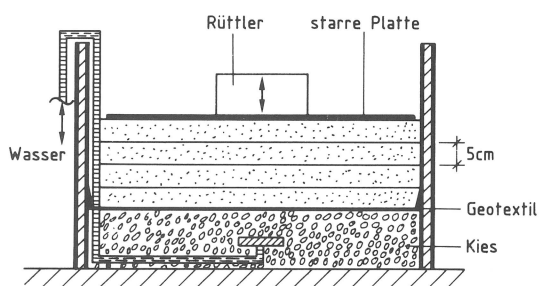


Abb. 10.1

Die Trennung des Versuchssandes vom Kies erfolgte durch ein Geotextil. Der Sand wurde nun lagenweise in Schichten von 5 cm eingebaut und zwar folgendermaßen:

Nasser Sand wurde per Schaufel locker eingebracht und plangestrichen. Anschließend wurde bis zur Sättigung der obersten Schicht geflutet. Eine starre Platte von der Größe der gesamten Sandoberfläche wurde aufgesetzt und mittels eines Rüttlers 3 min lang in Vibration versetzt. Damit wurde eine definierte Verdichtungsarbeit geleistet - für jede Schicht und jeden Versuch die gleiche.

Messungen mit der Isotopsonde und Wägungen von eingegrabenen Meßtöpfen ergaben als Mittelwert:

$$\gamma_r = 18,3 \text{ kN/m}^3$$

bei einem Wassergehalt von $w = 20 \%$. γ_r ist das spez. Gewicht des gesättigten Bodens.

Anschließend wurde das Wasser aus dem Versuchsbehälter abgelassen, die Platte entfernt und die nächste Schicht eingebaut.

Das Modellfundament wurde jeweils auf gesättigtem Sand abgesetzt. Eine Behandlung der Oberfläche ist hier nicht notwendig.

10.2 Versuchsergebnisse

Alle hier durchgeführten Versuche sind mit Ausnahme des Abschnitts 10.2.2 durch folgende Parameterwerte gekennzeichnet:

$$P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}} = 0,29; \quad P_{\text{stat}} = 429 \text{ N}; \quad f = 30 \text{ Hz};$$

$$t_e = 0; \quad \gamma_r = 18,3 \text{ kN/m}^3.$$

10.2.1 Setzungsverhalten bei dynamischer Belastung ohne Vorgeschichte

Das Modellfundament wurde vorsichtig auf den gesättigten Boden aufgesetzt, bis die Eigengewichtsbelastung von 429 N erreicht war. Die zugehörige Setzung betrug $s_{429} = 1,1 \text{ mm}$. Anschließend wurde der Schwinger mit 30 Hz in Betrieb genommen. Abb. 10.2 zeigt den Setzungsverlauf über der Zeit in halblogarithmischer Darstellung (a).

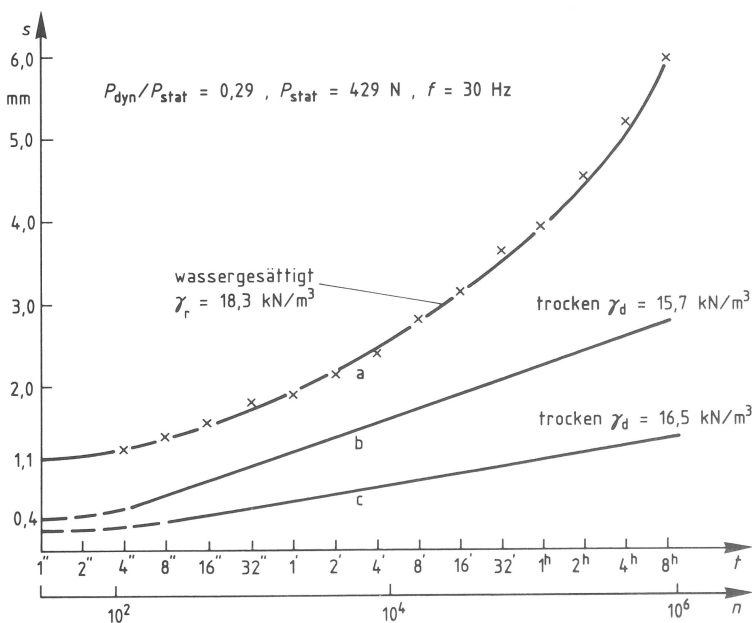


Abb. 10.2

Zum Vergleich wurden die Setzungsverläufe, die sich auf trockenem Sand mit dem Trockengewicht $\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$ (b) und $15,7 \text{ kN/m}^3$ (c) ergaben, eingezeichnet.

Schon die statischen Setzungen infolge Eigengewicht (429 N) sind bei gesättigtem Boden ungleich größer als bei trockenem.

Der charakteristische Setzungsverlauf bei trockenem Sand war linear. Hier zeigt sich in der halblogarithmischen Darstellung bei gesättig-

tem Sand ein überlinearer Verlauf! Der Setzungszuwachs pro Zeiteinheit ist überproportional größer als auf trockenem Boden.

Der Funktionsverlauf $s = s(t)$ läßt aber auch erkennen:

$$\frac{d^2s}{dt^2} < 0, \quad (\text{in nicht logarithmischer Darstellung})$$

d.h. der Setzungszuwachs pro Zeiteinheit nimmt ab, allerdings recht langsam im Vergleich zu den Geraden (b) und (c).

Es zeigt sich, daß das Materialverhalten grundlegend anders ist als bei trockenem Sand. Die maßgeblich hierfür verantwortliche Größe ist der Porenwasserdruck (vgl. 10.0) und dessen zeitliche Änderung, die bei vorgegebenem Material von der Belastungsgeschwindigkeit - hier also der Frequenz - abhängt. Aus diesem Grunde wurde ein vergleichender Versuch mit 1,5 Hz durchgeführt:

10.2.2 Vergleichender Versuch mit 1,5 Hz

Die Versuchsparameter sind dieselben, wie in 10.2 angegeben, mit Ausnahme der Lagerungsdichte, die hier etwas geringer ist. Messungen mit der Isotopsonde ergaben

$$\gamma_r = 16,8, \quad w \sim 21 \%$$

Abb. 10.3 zeigt die Setzungsverläufe über der Lastspielzahl in halb-logarithmischer Darstellung. Die Anfangssetzung infolge Eigengewicht betrug 1,4 mm.

Die ausgezogene Kurve (a) wurde bei einer Frequenz von 1,5 Hz, die gestrichelte Kurve (b) bei einer Frequenz von 30 Hz ermittelt.

Kurve (b) zeigt wieder den überlinearen Verlauf, Kurve (a) hingegen ist wie bei trockenem Sand linear. Der Setzungszuwachs pro Lastspielzahl nimmt bei einer Frequenz von 1,5 Hz viel stärker ab als bei 30 Hz.

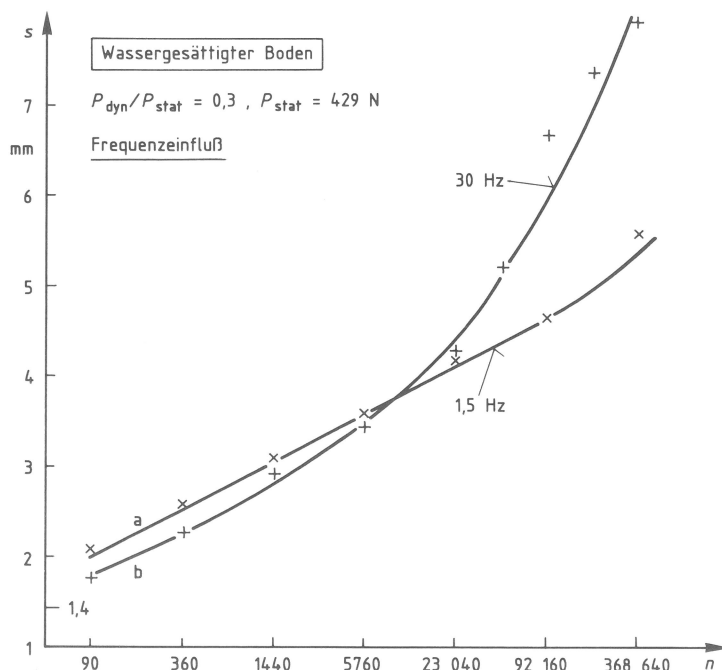


Abb. 10.3

Der Grund hierfür ist, daß das Porenwasser bei 1,5 Hz genügend Zeit hat abzufließen, womit sich kein allzu großer Porenwasserüberdruck aufbauen kann. Damit sind bei 1,5 Hz im Mittel die effektiven Spannungen größer als bei 30 Hz, was eine höhere Festigkeit zur Folge hat.

Grundlegend ist festzustellen, daß das Verhalten von wassergesättigtem Boden stark frequenzabhängig ist, im Gegensatz zu trockenem Boden, der sich weitgehend frequenzunabhängig verhält.

10.2.3 Einfluß statischer Vorbelastung

In Abschnitt 7.2.1 wurde gezeigt, daß man bei trockenem Sand durch statische Vorbelastung einen Teil der Setzungen unter dynamischer Gebrauchslast vorwegnehmen kann (Abb. 7.3). Eine entsprechende Versuchsreihe wurde auf wassergesättigtem Boden durchgeführt. Abb. 10.4 zeigt die Setzungsverläufe in halblogarithmischer Darstellung.

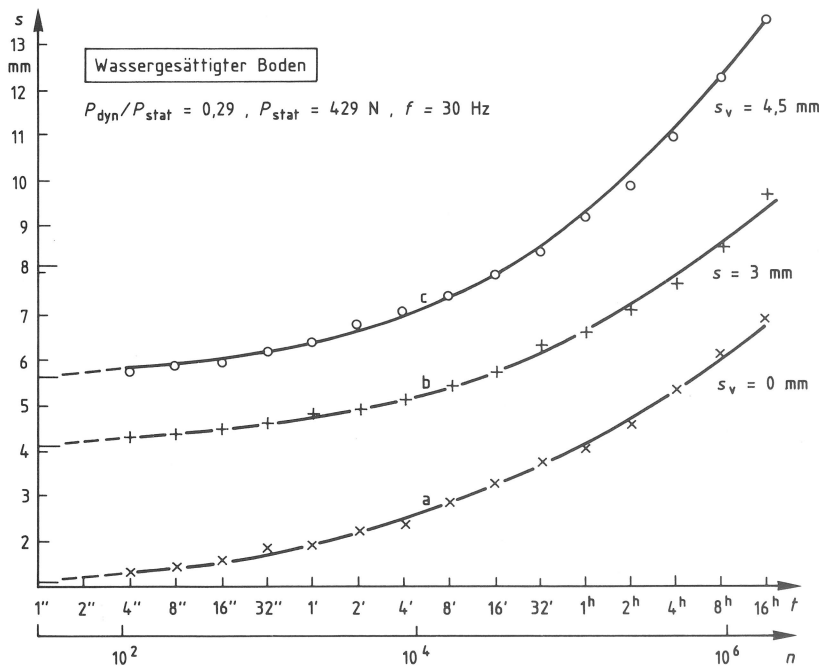


Abb. 10.4

Bei den dargestellten 3 Versuchen betrug die anfängliche Setzung infolge Eigengewicht, i.e. $P_{stat} = 429 \text{ N}$, 1,1 mm. Kurve (a) zeigt den Setzungsverlauf ohne weitere Vorbelastung. Es ist die Kurve (a) aus Abb. 10.2. Nach $1,7 \cdot 10^6$ Lastspielen (16 Stunden) wurde zusätzlich zur statischen Anfangsverformung von 1,1 mm eine Setzung von 5,8 mm gemessen.

Im nächsten Versuch (Kurve (b)) wurden 3 mm - also ca. 50 % der "Endsetzung" von (a) durch eine monoton wachsende statische Last vorweggenommen. Damit beträgt der Anfangswert der Kurve (a):

$$W_b = 1,1 + 3,0 = 4,1 \text{ mm.}$$

Die hierzu notwendige Kraft betrug:

$$K_b = 429 + 1200 = 1629 \text{ N.}$$

Die 1200 N wurden dann entfernt, und das Fundament wieder dynamisch belastet.

Ähnlich entstand Kurve (c). Zusätzlich zur Eigengewichtssetzung von 1,1 mm wurden weitere 4,5 mm Setzung eingepreßt. Der Anfangswert der Kurve (c) beträgt somit:

$$W_c = 1,1 + 4,5 = 5,6 \text{ mm.}$$

Die hierzu notwendige Kraft betrug:

$$K_c = 429 + 1720 = 2149 \text{ N.}$$

Abb. 10.4 läßt 3 äquidistante Kurven erkennen. Anders als bei trockenem Sand münden die Kurven hier nicht ineinander ein. Das System Boden-Fundament hat sich nicht verändert.

Fazit:

Wassergesättigter Boden läßt sich bei dynamischer Gebrauchslast durch eine statische Vorbelastung nicht steifer machen.

Dies gilt jedenfalls für die hier vorhandene Frequenz von 30 Hz. Das Verhalten bei anderen Frequenzen konnte nicht untersucht werden.

Übrigens läßt sich eine Parallele zu den entsprechenden Versuchen bei trockenem Sand in lockerer Lagerung feststellen. Auch dort ergaben sich äquidistante Linien!

10.3 Einige Gedanken zur dynamischen Vorbelastung

Versuche mit dynamischer Vorlast wurden in diesem Vorhaben nicht mehr durchgeführt. Dennoch einige Worte hierzu.

Der vorige Abschnitt 10.2.3 hat gezeigt, daß es nicht möglich war, das Boden-Fundament-System unter dynamischer Gebrauchslast durch eine statische Vorlast steifer zu machen. Dies muß jedoch bei dynamischer Vorlast grundsätzlich möglich sein, wie folgender Gedankengang zeigt:

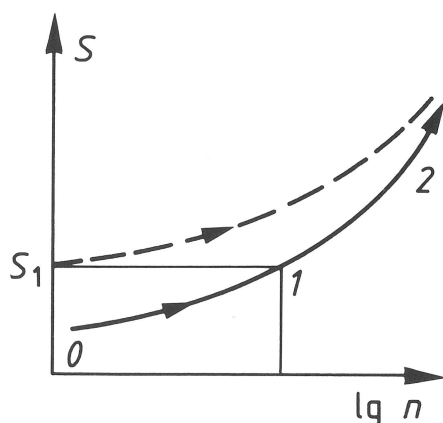


Abb. 10.5

Abb. 10.5 zeigt noch einmal den Setzungsverlauf eines Fundaments unter dynamischer Belastung auf wassergesättigtem Boden bei halb-logarithmischer Darstellung. Stellt man sich den Belastungsprozeß in 1 unterbrochen vor, interpretiert den Pfad 0-1 als Vorbelastung und den Pfad 1-2 als Gebrauchslast, so wäre durch die Vorgeschichte die Setzung S_1 vorweggenommen. Beginnt man zum Zeitpunkt, in dem die Setzung S_1 erreicht ist, eine neue Zählung der Lastspielzahl, so erhält man die gestrichelte Kurve, welche in den ursprünglichen Belastungspfad einmündet.

Die Gebrauchslast wäre in diesem Fall die Fortsetzung der Vorbela-
stung.

Damit ist eine Bodenverbesserung durch eine dynamische Vorlast also
möglich.

In Abschnitt 7.2.3 wurde gezeigt, wie man bei trockenem Sand mit
geringen statischen Kräften große Wirkungen erzielen kann, wenn nur
das Verhältnis $K_{\text{dyn}}/K_{\text{stat}}$ groß ist. Wie es sich bei wassergesättig-
tem Sand verhält, müßte eine weitere Versuchsreihe klären, wobei
die starke Frequenzabhängigkeit des Setzungsverhaltens auch noch zu
berücksichtigen wäre.

Literaturverzeichnis

- 1 Ache, W.: Axialdeformationen von Proben aus trockenem Sand bei zyklischer Belastung im konventionellen Triaxialgerät, Bericht C4 zum Vorhaben TV 7817-2, Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, 1982
- 2 Ache, W., Holzlöhner, U. und Lehnert, J.: Improvement of structure-ground systems by preloading, VIII ECSMFE, Improvement of Ground, Helsinki 1983
- 3 Brumund, W.F. und Leonards, G.A.: Subsidence of sand due to surface vibration, Journ. SMFD, (ASCE)SM 1, Jan. 1972, S. 27-42
- 4 Dietrich, T.: A comprehensive mechanical model of sand at low stress level. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Specialty Session on Constitutive Properties
- 5 Dietrich, T.: Ermittlung der plastischen Verformung des Untergrundes infolge Schienenverkehr und Shakedownverhalten rolliger Böden für den Grenzfall starrer Körner, Bericht C1 und C2 zum Vorhaben TV 7817-2, Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, 1979
- 6 Duncan, J.W.: Physical Similarity and Dimensional Analysis, Verlag E. Arnold, London 1953, 156 S.
- 7 Hettler, A.: Technische Berichte 1 bis 6 zum Vorhaben TV 78150 Teil A, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1978-82
- 8 Hettler, A.: Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung, Diss. Universität Karlsruhe, 1981
- 9 Holzlöhner, U.: Setzungen von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn, BAM-Bericht 48, Oktober 1977
- 10 Holzlöhner, U.: Modellbeziehungen der lotrecht schwingenden Masse auf dem Baugrund und deren praktische Anwendung, Die Bautechnik, 1969, S. 217-227 und 268-274
- 11 Lamb-Whitman: Soil Mechanics, Wiley & Sons 1969
- 12 Lorenz, H.: Grundbau-Dynamik, Springer-Verlag Berlin, 1960, 308 S.
- 13 Pawlowski, J.: Die Ähnlichkeitstheorie in der physikalisch-technischen Forschung. Heidelberg, New York, Springer 1971
- 14 Tschebatarioff, 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 Wernick, E.: Tragfähigkeit zylindrischer Anker unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens, Inst. f. Boden- und Felsmechanik der Universität Fredericana in Karlsruhe, Heft 75, 1978

Bisher erschienene Forschungsberichte der BAM

Nr. 1/September 1968

Forschung und Entwicklung in der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)
Rechenschaftsbericht für den Bundesminister für Bildung und Wissenschaft

Nr. 2/Juli 1970 (vergriffen)

Zum Problem des Feuchtigkeitsschutzes von Dehnungsmeßstreifen und Halbleitergebern
von Dr.-Ing. Götz Andreae

Nr. 3/September 1970 (vergriffen)

Über das mechanische Verhalten von Aluminium-Stahl-Freileitungsseilen als Beispiel für Verbundbauteile
von Dr.-Ing. Josef Ziebs

Nr. 4/Dezember 1970 (vergriffen)

Formbeständigkeit von Holz gegenüber Feuchtigkeit — Grundlagen und Vergütungsverfahren
von Dr. rer. nat. Arno Burmester

Nr. 5/März 1971

Die Bedeutung der Netzstellenart und der Netzwerkkettendichte für die Beschreibung der elastischen Eigenschaften und des Abbaus von elastomeren Netzwerken
von Dr. rer. nat. Norbert Steiner

Nr. 6/April 1971

Zur Problematik der Prüfung und Beurteilung des Luftschallschutzes von Bauelementen bei unterschiedlichen Einbaubedingungen
von Prof. Dr.-Ing. Paul Schneider

Nr. 7/Juli 1971

Chromatographie und chemische Konstitution — Untersuchungen über den Einfluß der Struktur organischer Verbindungen auf das Verhalten bei der Dünnschicht-Chromatographie
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Petrowitz

Nr. 8/November 1971

Zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Baustählen bei Wechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Helmut Veith

Nr. 9/November 1971

Untersuchung über die sichernde Wirkung poröser Massen in Acetylenflaschen
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Möller

Nr. 10/Januar 1972

Untersuchungen über die Korngrößenbestimmung mit Ultraschall zur Entwicklung einer für die Praxis geeigneten zerstörungsfreien Meßmethode
von Dr.-Ing. Dietmar Aurich und Prof. Dr. phil. Erich Martin

Nr. 11/Februar 1972

Beitrag zur Kenntnis der Schnittriefenbildung und Schnittgütwerte beim Brennschneiden
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Krause

Nr. 12/Mai 1972

Über Veränderungen von Nylon-6-Fasern beim Texturieren
von Dir. u. Prof. Dr. rer. nat. Hubert Feuerberg

Nr. 13/Juni 1972

Festkörpergleitreibung und Verschleiß von Eisen, Kobalt, Kupfer, Silber, Magnesium und Aluminium in einem Sauerstoff-Stickstoff-Gemisch zwischen 760 und $2 \cdot 10^7$ Torr
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig (Berichter), Prof. Dr.-Ing. Kurt Kirschke, Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig und Dipl.-Phys. Harald Tischer

Nr. 14/Juli 1972

Untersuchungen zur Amplitudenabhängigkeit der Ultraschalldämpfung in Metallen bei 20 kHz
von Eberhard Fischer

Nr. 15/August 1972

Studie und Probleme der chemischen Edelmetall-Analyse
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Heinz Pohl

Nr. 16/August 1972

Über Ausführung und Aussagefähigkeit des Normbrandversuches nach DIN 4102, Blatt 2, im Hinblick auf die Nachbildung natürlicher Schadensfeuer
von Dr.-Ing. Erwin Knublauch

Nr. 17/August 1972

Aktivierungsanalyse mit schnellen Neutronen, Photonen und geladenen Teilchen
von Dr.-Ing. Peter Reimers

Nr. 18/Januar 1973

Das Spröbruchverhalten des Baustahles R St 37-2 N in geschweißten

Konstruktionen, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches

von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 19/Januar 1973

Die Bestimmung von Grenzflächentemperaturen bei tribologischen Vorgängen
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. K. Kaffanke und Dr.-Ing. H. Czichos

Nr. 20/April 1973

Brandrisiko elektrischer Leitungen und Installationen in Wänden
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 21/Juli 1973

Die kontinuumsmechanische Erfassung des zeitlichen Ablaufs der elastisch-plastischen Dehnungen bei der Zerrüttung
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. D. Klaffke und Dr.-Ing. W. Maennig

Nr. 22/Juli 1973

Untersuchungen für ein Prüfverfahren zur Bemessung der Brandschutzbekleidung von Stahlstützen
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi und Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 23/November 1973

Reichs- und preußische Landesanstalten in Berlin Ihre Entstehung und Entwicklung als außeruniversitäre Forschungsanstalten und Beratungsorgane der politischen Instanzen
von Prof. Dr. rer. nat. habil. Walter Ruske

Nr. 24/November 1973

Das Brandverhalten von Holzstützen unter Druckbeanspruchung
von Dipl.-Ing. J. Stanke, Ing. grad. E. Klement und Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 25/Dezember 1973

Über das Brandgeschehen vor der Fassade eines brennenden Gebäudes unter besonderer Berücksichtigung der Feuerbeanspruchung von Außenstützen
von Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 26/August 1974

Der Elektronen-Linearbeschleuniger der BAM — Eigenschaften und erste Anwendungen —
von Dipl.-Ing. P. Jost, Dr.-Ing. P. Reimers und Dr.-Ing. P. Weise

Nr. 27/August 1974

Untersuchungen zum Schallfeld von Winkelprüfköpfen für die Materialprüfung mit Ultraschall
von Dr.-Ing. Hermann Wüstenberg

Nr. 28/August 1974

Zum Ablauf von Gasexplosionen in mit Rohrleitungen verbundenen Behältern
von Prof. Dr. rer. nat. Hans-Jürgen Heinrich

Nr. 29/August 1974

Theorie der dissipativen Luftschalldämmung bei einem idealisotropen porösen Material mit starrem Skelett für senkrechten, schrägen und allseitigen Schalleinfall
von Prof. Dr.-Ing. P. Schneider

Nr. 30/September 1974 (vergriffen)

The Application of Systems Thinking and Systems Analysis to Tribology
von Dr. Horst Czichos und Dr. Geert Salomon

Nr. 31/August 1975

Untersuchungen zur Klärung des Verhaltens thermoplastischer Kunststoffe bei Wechseldehnungsbeanspruchung
von Dr.-Ing. Gerhard Fuhrmann

Nr. 32/September 1975

Ein thermo-elektrisches Netzwerkverfahren zur Berechnung stationärer Temperatur- und Wärmestromverteilungen mit Anwendungsbeispielen
von Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Bernhard Böttcher

Nr. 33/November 1975

Die Bestimmung der Temperaturleitfähigkeit von Baustoffen mit Hilfe eines nichtstationären Meßverfahrens
von Dipl.-Ing. Armin Wagner, Dipl.-Phys. Gerhard Kieper und Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi

Nr. 34/Januar 1976 (vergriffen)

Untersuchungen zur Vergütung von Holzwerkstoffen
von Dipl.-Forsting. Dr. rer. sylv. Hans-Joachim Deppe

Nr. 35/Januar 1976

Der Widerstand von Platten, die als Beplankungsmaterial leichter Wände verwendet werden, gegenüber dem Aufprall harter Körper — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dipl.-Ing. Ernst Limberger

Nr. 36/Januar 1976 (vergriffen)

Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles
von Dipl.-Ing. Jürgen Hundt

Nr. 37/Februar 1976

Die stoßartige Beanspruchung leichter, nichttragender Bauteile durch einen mit der Schulter gegenprallenden Menschen — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 38/Juni 1976

Verschleißuntersuchungen an gas-, bad- und ionisiertem Stahl 42 CrMo 4
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig

Nr. 39/Juni 1976

Das Sprödbbruchverhalten geschweißter Bauteile aus Stahl mit zäh-sprödem Übergang im Bruchverhalten, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Prof. Dr.-Ing. K. Kirschke und Dipl.-Phys. G. Kempf

Nr. 40/Juni 1976

Zum Untergrundabzug bei energiedispersiven Spektren nach verschiedenen Verfahren
von Dr. rer. nat. H. Hantsche

Nr. 41/Okttober 1976

Optische Eigenschaften cholesterinischer Flüssigkeiten
von Dr. rer. nat. Bernhard Böttcher

Nr. 42/Okttober 1976

Ermittlung der Mindestzündenergie brennbarer Gase in Mischung mit Luft
von Dr.-Ing. Siegmund Dietlen

Nr. 43/Okttober 1976

Das Sprödbbruchverhalten geschweißter Bauteile aus Stahl mit zäh-sprödem Übergang im Bruchverhalten, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 44/November 1976

Berechnung von räumlichen, linear elastischen Systemen, die aus finiten Stab- und Balkenelementen zusammengesetzt sind, unter Verwendung des Programms „Stab-Werk“
von Dipl.-Ing. W. Matthees

Nr. 45/Dezember 1976

Untersuchung des Elektrodenverhaltens im Vakuum aufgedampfter Metallschichten
von Dr.-Ing. W. Paatsch

Nr. 46/Mai 1977 (vergriffen)

Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung
Results of Test Concerning Strength and Strain of Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stresses
von Dipl.-Ing. Gerald Schickert und Dipl.-Ing. Helmut Winkler

Nr. 47/Juni 1977

Bautechnische Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln für Fassadenbekleidungen
von Dr.-Ing. Arno Plank

Nr. 48/Okttober 1977

Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn
von Dr.-Ing. U. Holzlöhner

Nr. 49/Dezember 1977

Untersuchungen zur Anwendung von Mikrowellen in der zerstörungsfreien Prüfung
von Dr.-Ing. Günther Wittig

Nr. 50/Juni 1978 (vergriffen)

Zur Meßtechnik für die Sicherheitsbeurteilung und -überwachung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern
von Prof. Dipl.-Phys. Norbert Czaika, Dipl.-Phys. Norbert Mayer, Dipl.-Ing. Claus Amberg, Dipl.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Götz Andreae und Dipl.-Ing. Winfried Markowski

Nr. 51/Juni 1978

Auswirkung von chemischen und physikalisch-technologischen Einflußfaktoren auf das Beständigkeitsverhalten von Oberflächenbeschichtungen auf der Basis von Reaktionsbeschichtungsstoffen
von Dr. rer. nat. J. Sickfeld

Nr. 52/August 1978

Zum Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf das tribologische Verhalten von Werkstoffen hoher Härte bei reiner Festkörperreibung
von Dr.-Ing. Aleksandar Tomov

Nr. 53/Okttober 1978

Bemessung und Optimierung beheizbarer Straßen- und Brückenbeläge
von Rolf Günter Rohrmann und Reinald Rudolphi

Nr. 54/Okttober 1978

Magnetisches Verhalten dünner Eisenschichten bei mechanischer Wechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Harro Sander

Nr. 55/November 1978

Beobachtung und Orientierungsbestimmung der Oberflächenkristallite polykristalliner 99,999 %-Al-Proben bei Biegewechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke

Nr. 56/Januar 1979

Stabilität von Sandwichbauteilen
von Dipl.-Ing. W. Brünner und Prof. Dr.-Ing. C. Langlie

Nr. 57/März 1979

Untersuchungen an Prüfmitteln für die Magnetpulverprüfung
Investigations on Inspection-Media for Magnetic-Particle-Testing
von Dipl.-Ing. Meinhard Stadthaus

Nr. 58/März 1979

Ermittlung des Bauteilwiderstandes aus Versuchsergebnissen bei vereinbartem Sicherheitsniveau
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 59/Juli 1979

Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Stahl
von Dr.-Ing. Günther Plauk

Nr. 60/August 1979

Untersuchungen zur Erfassung der Kaltformbarkeit von Feinblechen beim Strecken
von Dr.-Ing. H. Spreckelmeyer, Dr.-Ing. R. Helms und Dr.-Ing. J. Ziebs

Nr. 61/Dezember 1979

Beschreibung von Problemen der höheren Farbmeterik mit Hilfe des Gegenfarbensystems
von Dr. Klaus Richter

Nr. 62/Dezember 1979

Geomagnetobiologisch bedingter Zusammenhang zwischen der Fraßaktivität von Termiten und der Zahl der Sterbefälle
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Gerisch und Prof. Dr. habil. Dr. h. c. Günther Becker

Nr. 63/Dezember 1979

Untersuchungen an Stopfbuchsen von Ventilen und Schiebern für Gase
von Dipl.-Ing. E. Behrend und Dipl.-Ing. J. Ludwig

Nr. 64/Februar 1980

Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung
von Dr.-Ing. Werner Rücker

Nr. 65/Februar 1980

Untersuchungen über den Einfluß des Spannungszustandes auf bruchmechanische Kennwerte
von Dr.-Ing. Peter Schmidt, Dr.-Ing. Dietmar Aurich, Dr.-Ing. Rolf Helms, Dr.-Ing. Helmut Veith und Dr.-Ing. Josef Ziebs

Nr. 66/Mai 1980

Auswirkung von Druckentlastungsvorgängen auf die Umgebung
von Dr. rer. nat. Martin Hattwig

Nr. 67/Mai 1980

Beitrag zur dynamischen Analyse von vorgespannten und vorbelasteten Feder-Masse-Systemen mit veränderlicher Gliederung unter stoßartiger Beanspruchung
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees

Nr. 68/Mai 1980

Oberflächenmeßverfahren unter besonderer Berücksichtigung der Stereomeßtechnik.
Entwicklung eines volleuzentrischen Präzisions-Goniometers
von Dr. rer. nat. Dieter Petersohn

Nr. 69/Juni 1980

Untersuchungen zur Integrität des Liners von Reaktorsicherheitshüllen (Containments) in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise
von Dr.-Ing. Frank Buchhardt und Dipl.-Ing. Peter Brandl

Nr. 70/August 1980 (vergriffen)

Schwellenwerte beim Betondruckversuch
von Dr.-Ing. Gerald Schickert

Nr. 71/August 1980

Untersuchungen über durch den Boden gekoppelte dynamische Wechselwirkungen benachbarter Kernkraftwerksbauten großer Masse unter seismischen Einwirkungen
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees und Dipl.-Ing. Götz Magiera

Nr. 72/September 1980

Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen am Beispiel von Stahl- und Holzstützen
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi

- Nr. 73/November 1980
Vergleichende Untersuchungen zum Tragverhalten von Klemmkupplungen für Stahlrohrgerüste nach bestehenden deutschen Prüfverfahren und geplanten europäischen bzw. internationalen Prüfnormen
von Dipl.-Ing. Peter Wegener
- Nr. 74/November 1980
ALGOL-Computerprogramm zur Berechnung zweidimensionaler instationärer Temperaturverteilungen mit Anwendungen aus dem Brand- und Wärmeschutz
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi und Dipl.-Inform. Renate Müller
- Nr. 75/November 1980
Beitrag zur Kenntnis des zeitlichen und örtlichen Druckverlaufs bei der plötzlichen Entlastung unter Druck stehender Behälter und Behälterkombinationen
von Dir. u. Prof. Dr. Hans-Jürgen Heinrich
- Nr. 76/November 1980
Deformationsverhalten von Rein- und Reinstaluminium sowie Cu 99,9 und St 37 bei Biegebelastungsbeanspruchung im Rasterelektronenmikroskop
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke und Prof. Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig
- Nr. 77/April 1981
Untersuchung des Verhaltens von Lagerzementen
von Dipl.-Ing. Michael Gierloff und Dr.-Ing. Matthias Maultzsch
- Nr. 78/September 1981
Dynamische Wechselwirkung eines Schienen-Schwellensystems mit dem Untergrund
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 79/Dezember 1981
Ein Beitrag zur Untersuchung der wasserstoffbeeinflussten Kalttribneigung höherfester niedriglegierter Feinkornbaustähle mit dem Implantversuch
von Dr.-Ing. Volker Neumann
- Nr. 80/Dezember 1981
Ursachen des Teileinsturzes der Kongreßhalle in Berlin-Tiergarten
von Dr.-Ing. Arno Plank, Dr.-Ing. Werner Struck und Dr.-Ing. Manfred Tzschätzsch
- Nr. 81/Dezember 1981
Graphisch-rechnerisches Verfahren zum Erfassen der Zündhäufigkeit zündbarer Stoffe; Anwendung auf Datenmaterial aus dem Bereich der Statistik
von Dipl.-Ing. Jürgen Schmidt
- Nr. 82/April 1982
Zur werkstoffmechanischen Beurteilung des Kerbschlagbiegeversuches
Assessment of the mechanical behaviour of materials in the notched bar impact test
von Rolf Helms, Hans-Joachim Kühn und Siegmund Ledworuski
- Nr. 83/Juli 1982
Tribologisches Verhalten von thermoplastischen Kunststoffen — Kontaktdeformation, Reibung und Verschleiß, Oberflächenuntersuchungen —
von Prof. Dr.-Ing. Horst Czichos und Dr.-Ing. Paul Feinle
- Nr. 84/Juli 1982
Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen im Kleinprüfstand (Vergleichsversuche)
von Dipl.-Inform. Renate Müller und Dr.-Ing. Reinald Rudolphi
- Nr. 85/ISBN 3-88314-231-X/Okttober 1982
Technische Materialforschung und -prüfung — Entwicklungstendenzen und Rahmenvorschläge für ein EG-Programm „Basic Technological Research“ —
Materials Research and Testing — Development Trends and Outline Proposals for a Community Programme „Basic Technological Research“ —
von Prof. Dr. Horst Czichos
- Nr. 86/ISBN 3-88314-232-8/November 1982
Zur quantitativen Kennzeichnung des Verwitterungsverhaltens von Naturwerksteinen anhand ihrer Gefügemerkmale
von Dr.-Ing. Konrad Niesel und Dr. rer. nat. Peter Schimmelwitz
- Nr. 87/ISBN 3-88314-240-9/Dezember 1982
Einfluß baupraktischer Umgebungsbedingungen auf das Korrosionsverhalten von Spannstählen vor dem Injizieren
von Dr.-Ing. Bernd Isecke und Dr.-Ing. Wolfgang Stichel
- Nr. 88/ISBN 3-88314-254-9/Februar 1983
Untersuchungen zur Ausbreitung von Longitudinalwellen an Oberflächen bei der Materialprüfung mit Ultraschall
von Dr.-Ing. Anton Erhard
- Nr. 89/ISBN 3-88314-263-8/April 1983
Untersuchungen zur Zerfallsfähigkeit von Distickstoffoxid
von Dr. rer. nat. Dietrich Conrad und Dr.-Ing. Siegmund Dietlen
- Nr. 90/ISBN 3-88314-264-6/April 1983
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 91/ISBN 3-88314-265-4/April 1983
Dreidimensionale Analyse von unbewehrtem Beton mit nichtlinear-elastischem Materialgesetz
von Dr.-Ing. Michael Weber
- Nr. 92/ISBN 3-88314-266-2/August 1983
Ausbreitung von Erschütterungen durch den Boden
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch
- Nr. 93/ISBN 3-88314-283-2/August 1983
Unterdrückung stick-slip-induzierter Kurvengeräusche schienengebundener Fahrzeuge durch eine physikalisch-chemische Oberflächenbehandlung der Schienen
von Dr. rer. nat. Peter Studt
- Nr. 94/ISBN 3-88314-284-0/August 1983
Untersuchungen der Störschwingungen beim Kerbschlagbiegeversuch und deren Abschwächungen
von Dr.-Ing. Xian-Quan Dong
- Nr. 95/ISBN 3-88314-289-1/August 1983
Über die Fokussierung des Schallfeldes von Ultraschall-Prüfköpfen mit Fresnelschen Zonenplatten
von Dr.-Ing. Manfred Römer
- Nr. 96/ISBN 3-88314-296-4/Okttober 1983
Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken
von Dr.-Ing. Heinz Eifler
- Nr. 97/ISBN 3-88314-297-2/November 1983
Typische Bruchflächenausbildung thermoplastischer Kunststoffe nach wechselnder mechanischer Beanspruchung
von Dipl.-Ing. Gerhard Fuhrmann und Prof. Dr. rer. nat. Wolfram Schwarz
- Nr. 98/ISBN 3-88314-312-X/Dezember 1983
Bestimmung des elastischen Verhaltens von Maschenwaren — Stretch- und Erholungsvermögen —
von Dr. rer. nat. Edmund Schnabel
- Nr. 99/ISBN 3-88314-317-0/Dezember 1983
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 100/ISBN 3-88314-298-0/Januar 1984
Untersuchungen zur Prüfung von Beton auf Frostwiderstand
von Günter Klamrowski und Paul Neustupny
- Nr. 101/ISBN 3-88314-327-8/Februar 1984
Röntgen- und Gammastrahlen Computer-Tomographie
von Dr.-Ing. Peter Reimers, Dr. rer. nat. Jürgen Goebels, Dr.-Ing. Heinrich Heidt, Dr.-Ing. Hans-Peter Weise und Dipl.-Phys. Kay Wilding
- Nr. 102/ISBN 3-88314-335-9/März 1984
Weiterentwicklung des hydraulischen Kompensationsverfahrens zur Druckspannungsmessung in Beton
von Dr.-Ing. Götz Magiera
- Nr. 103/ISBN 3-88314-328-6/März 1984
Radiographie mit Elektronen aus Metallverstärkerfolien
von Dr.-Ing. Dierk Schnitger
- Nr. 104/ISBN 3-88314-339-1/April 1984
Beeinflussung von Betoneigenschaften durch Zusatz von Kunststoffdispersionen
von Dr.-Ing. Michael Gierloff
- Nr. 105/ISBN 3-88314-345-6/Juni 1984
Beitrag zum Bremsverhalten energieumwandelnder Aufsetzpuffer in Aufzugsanlagen
von Dr.-Ing. Bernd Schulz-Forberg
- Nr. 106/ISBN 3-88314-360-X/Okttober 1984
Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last
von Dr.-Ing. Jan Lehnert
- Nr. 107/ISBN 3-88314-361-8/Okttober 1984
Korrosion von Stahlradiatoren
von Dr.-Ing. Wolfgang Stichel und Jörg Ehreke
- Nr. 108/ISBN 3-88314-363-4/Okttober 1984
Durch Bodenerschütterungen angeregte Gebäudeschwingungen — Ergebnisse von Modellrechnungen
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch

