

ISBN 3-88314-775-3

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin

Forschungsbericht 149

Bestimmung baugrunddynamischer Kenngrößen aus der Untersuchung von Bodenproben

von Dr.-Ing. Ulrich Holzlöhner

Mai 1988

102 Seiten, 60 Abbildungen, 19 Tabellen

Herausgegeben von der
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
Unter den Eichen 87, 1000 Berlin 45
Telefon (030) 8104-1 Telex 183 261 bamb d
Telefax (030) 8 112 029 Teletex 2 627-308 372=bamb

Copyright © 1988 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

Zusammenfassung:

Bei der Bemessung von Bauwerken werden zunehmend auch dynamische Lastfälle berücksichtigt. Diese reichen von Verkehrserschütterungen bis zum Erdbeben. Für die dynamische Berechnung eines Bauwerks müssen die Materialkennwerte auch des Baugrunds bekannt sein. In einem ERP-geförderten Forschungsvorhaben wurde die Bestimmung baugrunddynamischer Kennwerte anhand von Bodenproben untersucht. Dieser Bericht stellt die Ergebnisse des Forschungsvorhabens ausführlich dar.

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß die beiden dynamischen Kenngrößen Schubmodul und Dämpfung sowohl mit dem Resonant-Column-Gerät als auch mit einem herkömmlichen Triaxialgerät, wenn man dort gewisse Verbesserungen durchführt, bestimmt werden können. Die Ermittlung des dynamischen Schubmoduls aus einfachen Klassifizierungsversuchen führt zu ersten Anhaltswerten, auch wenn man nur die Porenzahl als Einflußgröße betrachtet. Das ist nicht ausreichend bei Böden, bei denen sich infolge einer geringen Wassergehaltsänderung die Festigkeit stark ändert. Hier sollte man den dynamischen Schubmodul zur undrainierten Scherfestigkeit in Beziehung setzen. Hinsichtlich der Dämpfung ist für viele Anwendungen - Erschütterungsausbreitung, Maschinenfundamente - der minimale Dämpfungswert ausreichend, für den einige Zahlenwerte angegeben wurden. Als Vorgehensweise im praktischen Fall empfiehlt es sich, ausgehend von einigen dynamischen Bodenprobenuntersuchungen die räumliche Verteilung der dynamischen Kennwerte mit Hilfe der angegebenen Abhängigkeiten von statischer Spannung, Porenzahl und Wassergehalt abzuschätzen.

Summary:

Today the dimensioning of a construction includes dynamic load cases such as traffic induced vibration or earthquake, too. The calculation requires material parameters of the structure and of the soil. This report at first discusses one possibility of determining dynamic soil properties: determination by dynamic testing of samples. It is shown that both dynamic quantities shear modulus and damping can be determined by resonant column tests or by conventional triaxial tests if the device of the latter is improved in a certain way.

New experimental results are given and are compared with the results of other investigations. With these data, the method to estimate dynamic soil properties from index properties is improved. Void ratio and water content are especially important quantities in this respect. As to the practical case, it is suggested to determine dynamic soil parameters by a combination of estimation and dynamic testing.

Stichwörter: Baugrund, Schwingungen, Erschütterungen, Dynamische Bodenkennwerte, Triaxialversuch, Resonant-Column-Versuch.

Inhaltsverzeichnis

Seite

1.	Einführung	7
2.	Untersuchte Bodenarten, Klassifizierungsversuche	9
3.	Resonant-Column-Versuche: Geräte und Untersuchungsverfahren	13
3.1	Allgemeines	13
3.2	Wirkungsweise des RC-Versuchs	13
3.3	Meß- und Regelsystem	15
3.4	Probeneinbau	18
3.5	Kalibrierung	19
3.6	Ermittlung der Dämpfung	20
3.7	Berechnung der Dehnungsamplituden und der dynamischen Moduli	21
3.8	Durchführung der Resonant-Column-Versuche	23
3.9	Ergebnisse der Resonant-Column-Versuche	25
4.	Aufbau des zyklischen Triaxialgeräts, Meßeinrichtungen	41
4.1	Allgemeines	41
4.2	Umrüstung der Triaxialzelle	41
4.3	Axialkraft- und Seitendruckaufbringung	43
4.4	Axialdehnungsmessung	44
4.5	Aufzeichnungsmöglichkeiten	45
4.6	Versuche mit dem umgebauten Triaxialgerät	45
4.7	Messung der Seitendehnung	47
5.	Triaxialversuche	49
5.1	Programm und Durchführung	49
5.2	Elastizitätsmodul	51
5.3	Zeitliche Einflüsse	58
5.4	Poissonzahl	61
5.5	Bleibende Verformung	63
6.	Vergleich der Versuchsarten Triaxialversuch und RC-Versuch	66
7.	Kennwertkatalog	68
7.1	Allgemeines	68
7.2	Formelmäßige Ansätze	68
7.3	Einflüsse auf G_{\max}	70
7.3.1	Einfluß der Porenzahl	70
7.3.2	Einfluß der statischen Spannungen	71
7.3.3	Überkonsolidierung	73
7.3.4	Wassergehalt	77
7.3.5	Zusammenfassende Darstellung der Einflüsse auf G_{\max}	81
7.4	Zeitliche Effekte	84
7.5	Schubmodul bei großen Dehnungen	85
7.6	Dämpfung	86
7.7	Poissonzahl	89
8.	Bedeutung der Forschungsergebnisse	90
8.1	für den wissenschaftlichen und technischen Fortschritt	90
8.2	für die Praxis, insbesondere für die Wirtschaft	92
9.	Zusammenfassung	95
10.	Danksagung	96
11.	Literatur	97

1. Einführung

Bei der Bemessung von Bauwerken werden zunehmend auch dynamische Lasten berücksichtigt. Hierfür gibt es mehrere Gründe: Die Bautätigkeit und der Verkehr in den Städten belasten Wohn- und Bürogebäude dynamisch in wesentlich stärkerem Maße als früher. Die Bestimmungen zum Schutz der Menschen vor Erschütterungen sind verschärft worden. Mit dem Fortschreiten der Technik werden immer mehr erschütterungsempfindliche Geräte und Maschinen aufgestellt. Bei Bauwerken mit besonders hohen Sicherheitsanforderungen, wie z. B. Kernkraftwerken und Anlagen der chemischen Industrie, ist der Erdbebenlastfall zu berücksichtigen.

Zur numerischen Behandlung der Erschütterungsausbreitung im Boden und des Verhaltens von Bauwerken bei dynamischer Beanspruchung sind in den letzten Jahren leistungsfähige Rechenverfahren entwickelt worden. Diese kann man nur dann sinnvoll anwenden, wenn das Verhalten der Materialien der einzelnen Bauteile zuverlässig und mit einer gewissen Genauigkeit bestimmt werden kann. Da der Boden das Verhalten des Bauwerks stark beeinflusst, ist es notwendig, die Bodeneigenschaften bei dynamischer Beanspruchung näher zu untersuchen. Diesem Zweck diene das aus ERP-Mitteln geförderte Forschungsvorhaben 2404 "Baugrunddynamische Kennwerte", über dessen Ergebnisse im Folgenden berichtet wird.

Gegenstand des vorliegenden Berichts ist die dynamische Untersuchung von Bodenproben. Es werden Untersuchungsverfahren angewendet und weiterentwickelt. Eine Reihe von in Deutschland häufig vorkommenden Bodenarten werden untersucht und die Ergebnisse in Verbindung mit anderen veröffentlichten Erfahrungen zu einem Kennwertkatalog zusammengestellt. Dieser dient als Entwurfsgrundlage für dynamisch beanspruchte Bauwerke.

Im ersten Teil des Berichts wird die Einrichtung eines aus den USA beschafften Triaxialgeräts vom Typ "Drnevich Resonant Column Apparatus" beschrieben. Mit diesem Gerät wurde eine Reihe von in Deutschland häufig vorkommenden Bodenarten systematisch untersucht. Die Einflußparameter werden in weiten Bereichen variiert und die Ergebnisse wie dynamischer Schubmodul und Dämpfung in Form eines Katalogs zusammengestellt. Hierbei fließen die anderenorts gesammelten Erfahrungen mit ein.

Der zweite Teil des Berichts beschreibt Erweiterungen und Verbesserungen der Untersuchungsverfahren. Das Resonant-Column-Gerät verlangt spezielle Geräte und auf dynamische Untersuchungen eingearbeitetes Personal. Deshalb wurde ein herkömmliches Triaxialgerät so umgebaut, daß damit auch "dynamische" Kennwerte bestimmt werden können. Das Gerät arbeitet dann quasi-statisch, d. h. die zyklische Beanspruchung wird so langsam aufgebracht, daß Trägheitskräfte keinen Einfluß haben. Ein Ziel des Vorhabens war es festzustellen, wie klein die dynamischen Dehnungen gewählt werden können, damit noch zuverlässige Messungen möglich sind. Dieses ist im Hinblick auf Verkehrserschütterungen und für Vergleiche mit aus Feldversuchen gewonnenen Bodenkennwerten interessant. Schwierigkeiten hinsichtlich der Meß- und Regelgenauigkeit waren zu erwarten. Das herkömmliche Triaxialgerät hat auch den Vorteil, daß in ihm der Spannungszustand im Boden besser als mit dem Resonant-Column-Gerät nachgefahren werden kann. Ein weiteres Ziel des Vorhabens war es, auch die dynamische Querdehnung zu messen und damit Aussagen über die Poissonzahl zu ermöglichen. Schließlich sollte festgestellt werden, ob man parallel zur Bestimmung der dynamischen Kennwerte auch die bleibenden Verformungen infolge der zyklischen Beanspruchung messen kann. Oft führen eher die bleibenden Bodenverformungen als die Schwingungen zu Bauwerksschäden.

2. Untersuchte Bodenarten, Klassifizierungsversuche

Ein wichtiges Ziel des Vorhabens war es, einen "Kennwertkatalog" zu erstellen, d. h. dynamische Bodenkennwerte für verschiedene Bodenarten zu sammeln und sie so darzustellen, daß eine Voraus-schätzung der dynamischen Kennwerte ausgehend von einfachen Klas-sifizierungsergebnissen möglich ist. Eine gute Beschreibung der dynamisch untersuchten Bodenproben ist daher außerordentlich wichtig.

Tabelle 1 umfaßt die Proben, die im Resonant-Column-Gerät, Ta-belle 2 die, die im Triaxialgerät untersucht wurden. Wie man sieht, wurden die meisten Proben aus Bohrkernen gewonnen. Soweit möglich wurden die Untersuchungsproben aus den Entnahmeprobe-n durch Abschälen herausgearbeitet. Diese Proben wurden als "unge-stört" bezeichnet. Nur die Sandproben 1, 2, 1.1, 1.2, 2.1 und 2.2 wurden aus gestörtem Material in einer Probenform hergestellt.

Proben	Entnahmestelle	Entnahmetiefe	Entnahmeer-zustand	Kornanteil ≤ 0,06 mm	Bezeichnung	Symbol
Nr.	-	m	-	%	-	-
01	Köln	3,00 - 4,00	Bohrkern/gestört	15	Sand-Schluff	SU
02	Quarzsand	-	gestörte Probe	0	Sand	SE
03	Hengsterholz i.O.	0,90 - 1,02	Ausstechzylinder	18	Sand-Schluff	SÜ
04	Bremerhaven	4,00 - 4,30	Bohrkern	83	plast. Ton	TA
05	Bremerhaven	20,00 - 20,30	Bohrkern	83	plast. Ton	TA
06	Bremerhaven	16,00 - 16,30	Bohrkern	-	Ton, weich	-
07	Bremerhaven	23,00 - 23,30	Bohrkern	94	leicht plast. Ton	TL
08	Hooksiel	14,00 - 14,30	Bohrkern	21	Sand-Schluff	SÜ
09	Hamburg	4,60 - 4,90	Bohrkern	77	leicht pl. Schluff	UL
10	Hamburg	12,90 - 13,20	Bohrkern	88	plast. Ton	TA
11	Berlin	2,50 - 2,62	Ausstechzylinder	34	Sand-Schluff	SÜ
12	Hamburg	8,00 - 8,30	Bohrkern	77	Ton, org.	OT

Tabelle 1: Im Resonant-Column-Gerät untersuchte Böden, Klassifizierung nach DIN 18 196

Proben	Entnahmestelle	Entnahmetiefe	Entnahmeer-zustand	Kornanteil ≤ 0,06 mm	Bezeichnung	Symbol
Nr.	-	m	-	%	-	-
1.1	Köln	3,00 - 4,00	Bohrkern/gestört	15	Sand-Schluff	SU
1.2	Köln	3,00 - 4,00	Bohrkern/gestört	15	Sand-Schluff	SU
2.1	Quarzsand	-	gestört	0	Sand	SE
2.2	Quarzsand	-	gestört	0	Sand	SE
5.1	Bremerhaven	19,30 - 19,50	Bohrkern	83	plast. Ton	TA
5.2	Bremerhaven	17,00 - 17,30	Bohrkern	83	plast. Ton	TA
5.3	Bremerhaven	15,00 - 15,30	Bohrkern	83	plast. Ton	TA
7.1	Bremerhaven	25,00 - 25,25	Bohrkern	94	plast. Ton	TA
9.1	Hamburg	5,20	Bohrkern	-	zersetzter Torf	HZ
9.2	Hamburg	3,50	Bohrkern	-	zersetzter Torf	HZ
13	Hamburg	2,50	Bohrkern	78	Ton, org.	OT

Tabelle 2: Im Triaxialgerät untersuchte Böden, Klassifizierung nach DIN 18 196

Die Bezeichnung der Bodenarten richtet sich hauptsächlich nach der Kornverteilung, s. hierzu DIN 18196. Bild 1 zeigt die mittels Sieb- und Schlämmanalyse gewonnenen Kornverteilungen. Man erkennt, daß hauptsächlich Schluffe untersucht wurden, aber auch Sande, schluffige Sande und Tone. Von den Triaxialproben findet sich nur Probe 13 in Bild 1. Für die Sand-Triaxialproben (mit 1 und 2 beginnend) können die Kornverteilungen 1 bzw. 2 angenommen werden, da das gleiche Material verwendet wurde. Entsprechendes gilt für die mit 5 und 7 beginnenden bindigen Proben. Für die Proben 9.1 und 9.2 war die Schlämmanalyse nicht durchführbar, vermutlich wegen des hohen Torfgehalts. Obwohl die Probe 9 aus demselben Bohrloch aus unmittelbar benachbarter Tiefe stammt, hat sie hiervon stark abweichende Eigenschaften.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Boden Nr.	Klassif. n. DIN 18196	Entnahmetiefe m	ρ_f t/m ³	w %	ρ_d t/m ³	e	w _L %	w _p %	I _p %	I _c %
1	SU	3,00 - 4,00	1,70	10,3	1,541	0,752	-	-	-	-
2	SE	-	1,55	0	1,55	0,742	-	-	-	-
3	SÜ	0,90 - 1,20	2,0	10,8	1,805	0,496	-	-	-	-
4	TA	4,00 - 4,30	1,794	48,1	1,211	1,229	72,8	29,0	43,8	0,56
5	TA	20,00 - 20,30	1,864	34,7	1,384	0,951	76,0	32,0	44,0	0,94
7	TM	23,00 - 23,30	2,0	26,6	1,580	0,709	39,1	25,0	14,1	0,89
8	SÜ	14,00 - 14,30	2,264	12,3	2,016	0,339	21,3	15,1	6,2	1,05
9	UL	4,60 - 4,90	2,011	21,8	1,651	0,636	26,2	22,6	3,6	1,22
10	TA	12,90 - 13,20	1,952	31,0	1,491	0,811	70,5	31,9	38,6	1,02
11	SÜ	2,50 - 2,62	2,120	11,1	1,908	0,415	16,6	-	-	-
12	OT	8,00 - 8,30	1,941	29,5	1,499	0,801	70,1	34,5	35,6	1,14
5.1	TA	19,30 - 19,50	1,822	29,7	1,405	0,922	67,7	31,7	36,0	1,06
5.2	TA	17,00 - 17,30	1,406	88,5	0,746	2,619	118,0	43,6	74,4	0,40
5.3	TA	15,00 - 15,30	1,388	70,9	0,812	2,325	97,1	42,3	54,8	0,48
7.1	TA	25,00 - 25,25	2,023	22,6	1,650	0,636	58,3	24,8	33,5	1,07
9.1	HZ	5,20	0,938	169,6	0,348	6,759	319,0	254,1	64,9	2,30
9.2	HZ	3,50	1,004	261,6	0,278	8,712	330,0	278,1	51,9	1,40
13	TA	2,50	1,588	61,0	0,986	1,738	61,9	29,0	32,9	0,03

Tabelle 3: Untersuchte Böden und Klassifizierung

In Tabelle 3 sind alle untersuchten Böden und ihre Klassifizierungskennwerte zusammengefaßt. Boden Nr. 6 ist nicht mehr aufgeführt, weil es nicht möglich war, eine Probe in das Resonant-Column-Gerät einzubauen. Bei der Berechnung der Porenzahl e wurde einheitlich die Dichte 2,7 t/m³ für das Kornmaterial angenommen. Für die bindigen Böden sind die Fließgrenze w_L und die Ausrollgrenze w_p angegeben. Das sind Wassergehalte, bei denen der (gestörte) Boden vom flüssigen in den breiigen bzw. vom steifen in den halbfesten Zustand übergeht. Die Differenz

$$I_p = w_L - w_p \quad (1)$$

nennt man Plastizitätszahl. Sie gibt gewissermaßen die Empfindlichkeit des Bodens gegen die Änderung seines Wassergehalts an.

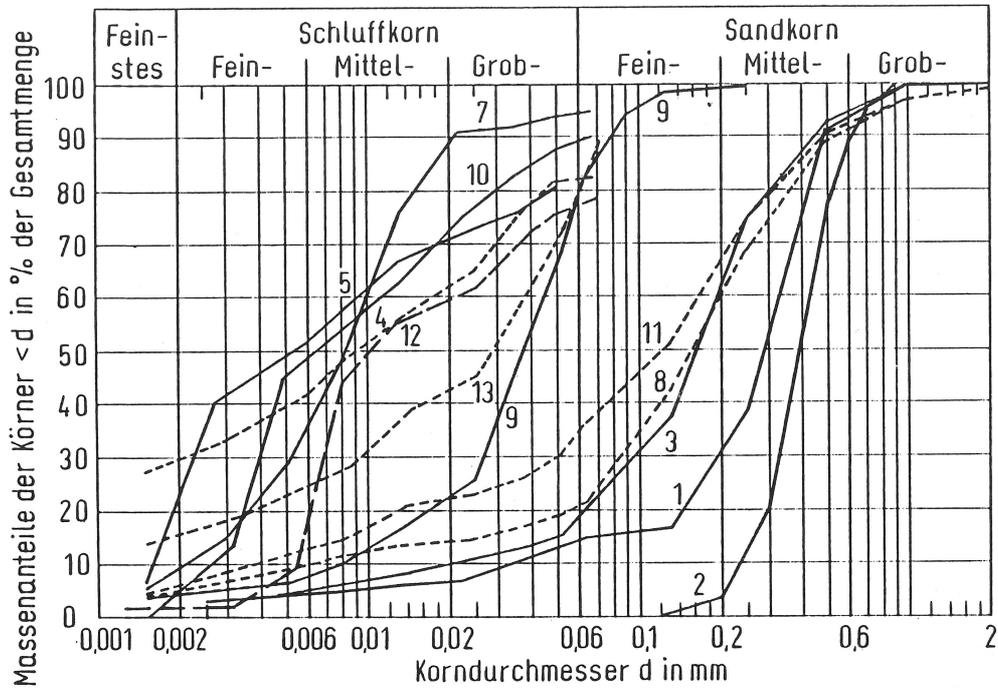


Bild 1: Kornverteilungskurven der untersuchten Bodenproben

Böden mit einer kleinen Plastizität können schon bei geringer Wasserzufuhr vom halbfesten in den flüssigen Zustand übergehen.

Die Plastizitätszahl und die Fließgrenze werden zur Klassifizierung benutzt. Bild 2 zeigt das "Plastizitätsdiagramm nach Casagrande", in das die (w_L, I_p) -Wertepaare für die einzelnen Böden eingetragen sind. Die meisten untersuchten Böden befinden sich hiernach nahe der "A-Linie", die die plastischen Böden (oberhalb

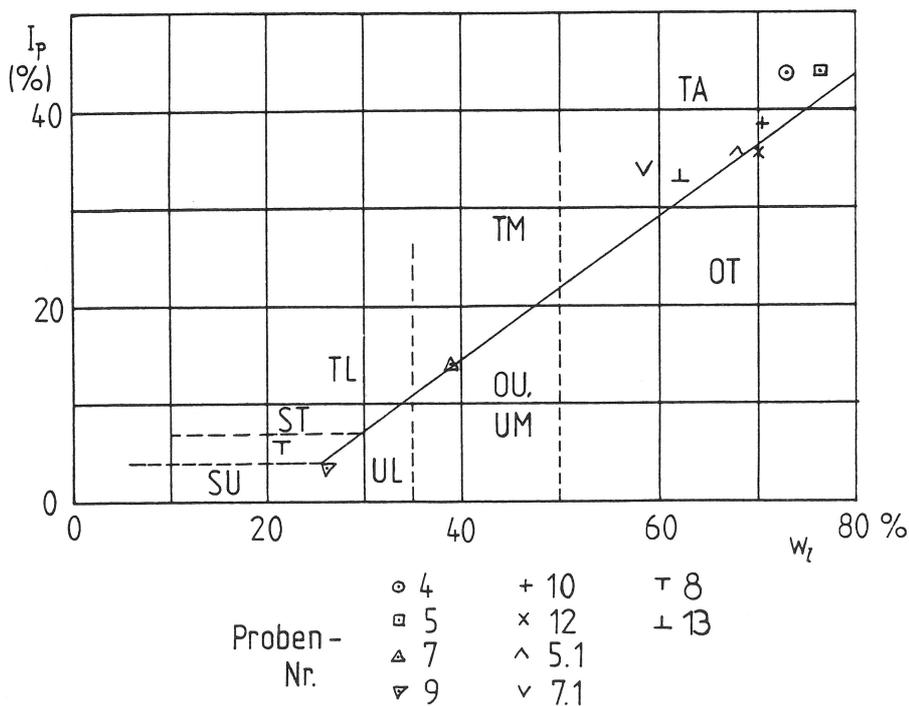


Bild 2: Plastizitätsdiagramm, Einordnen der untersuchten Proben

der A-Linie) von den weniger plastischen Böden trennt. Diese Eigenschaft wurde bei den in den Tabellen 1 und 2 wiedergegebenen Bezeichnungen entsprechend DIN 18196 verwendet.

Ein weiterer, in Tabelle 3 angegebener Kennwert ist die Konsistenzzahl I_C , in die gemäß

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_p} \quad (2)$$

außer Plastizitätszahl und Fließgrenze auch der aktuelle Wassergehalt der Bodenprobe eingeht. Die Konsistenzzahl gibt die Konsistenz oder die Zustandsform an, in der die Bodenprobe sich befindet. Man sieht, daß, wenn der aktuelle Wassergehalt gleich der Fließgrenze ist, die Konsistenzzahl gleich Null ist; ist w dagegen gleich der Ausrollgrenze, ist die Konsistenzzahl eins. Tabelle 3 umfaßt Bodenproben von nahezu flüssiger Konsistenz $I_C \approx 0$ bis zu halbfester Konsistenz $I_C > 1$. Für Boden 8 wurde I_C unter Berücksichtigung des Überkornanteils ($d > 0.4 \text{ mm}$) von 17 % ermittelt.

3. Resonant-Column-Versuche: Geräte und Untersuchungsverfahren

3.1 Allgemeines

Ein Resonant-Column-Gerät dient zur Ermittlung dynamischer Kennwerte von Bodenproben. Hierzu werden Schwingungen in die Bodenprobe eingeleitet. Aus der gemessenen Reaktion können Schub- bzw. Elastizitätsmodul und die Dämpfung bestimmt werden. Das hier benutzte Gerät ist vom Typ "Drnevich-Resonant-Column-Apparatus", hier kurz RC-Gerät genannt. Es besteht im wesentlichen aus einer Druckzelle mit Vorrichtungen zur Aufnahme einer Bodenprobe und einem Erreger- und Meßsystem, s. Bild 3. In diesem Gerät sind sowohl Longitudinal- als auch Torsionsschwingungen möglich. Zudem kann die bleibende axiale Verformung der Probe gemessen werden. Es können ungestörte und gestörte Bodenproben eingebaut und ihre dynamischen Eigenschaften untersucht werden.

Die eingebaute zylindrische Bodenprobe trägt am oberen Ende einen "Probenkopf", der Elektromagneten enthält. An diese wird eine Wechselspannung angelegt, die von einem Frequenzgenerator und einem Leistungsverstärker erzeugt wird. Die hierdurch entstehende harmonisch variierende Last setzt das System in Schwingungen. Gemessen wird die Beschleunigung am Probenkopf und die Phasendifferenz zwischen Eingangs- und Ausgangssignal. Das System wird in die Resonanz eingeregelt. Aus der Resonanzfrequenz, den zugehörigen Meßwerten und den Probenkennwerten lassen sich die dynamischen Bodenkenngrößen berechnen.

Es wurden verschiedene Möglichkeiten des Probeneinbaus in Verbindung mit Einbauvorrichtungen getestet und einzelne Einflußgrößen in Versuchsdurchführung und -technik untersucht. Das Gerät gestattet den Einbau von zwei unterschiedlichen Probengrößen. Dazu bedarf es einer Umrüstung der Probenaufnahme und des Aufbaus der Schwingungserregung. Gestörte Bodenmaterialien erfordern eine andere Einbautechnik als ungestörte Bodenproben.

3.2 Wirkungsweise des RC-Versuchs

Die hier beschriebene Methode zur Bestimmung der Moduli und Dämpfung einer ungestörten und gestörten Bodenprobe benutzt Resonanzschwingungen der zylindrischen Bodenprobe. Die Schwingungen werden einem zeitlich konstanten hydrostatischen Spannungszustand der Probe in der zylinderförmigen Triaxialzelle überlagert, s.

Bild 3. Diese Zelle ist auf einer quadratischen Grundplatte montiert und auf einen ca. 0,5 m hohen stabilen Sockel geschraubt. Der aus Stahlprofilen konstruierte Gerätesockel wurde im Boden des Laboratoriums verankert.

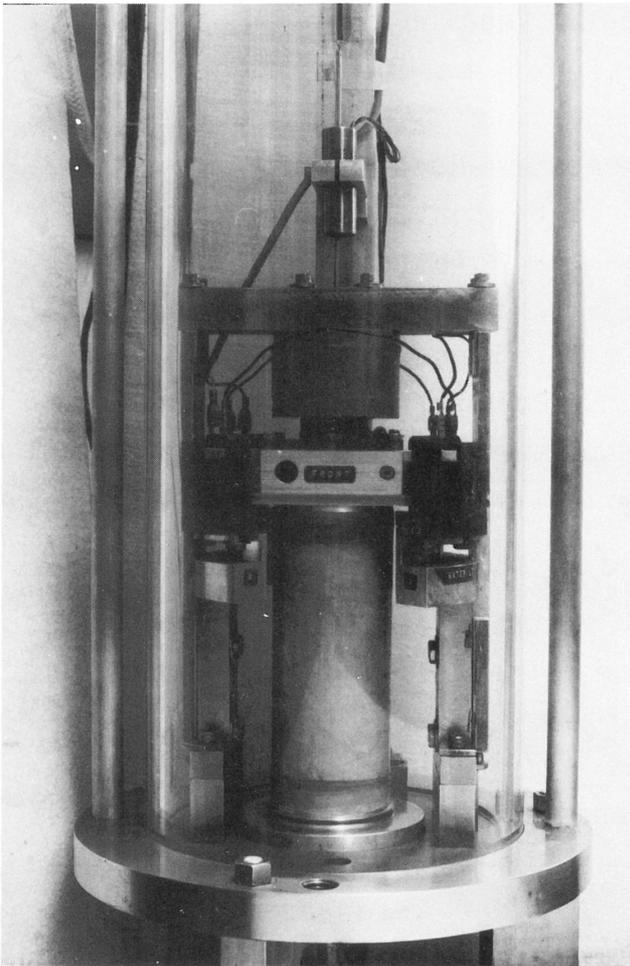


Bild 3
Resonant-Column-
Gerät

Das Resonant-Column-System besteht aus einer zylindrischen Probe zwischen zwei Endplatten. Bei diesem Gerätetyp ist die untere Endplatte fest mit der Grundplatte verbunden und das obere Endstück frei, s. Bild 4.

Die untere Endplatte wird auch als Probenfuß bezeichnet und stellt hier das passive Ende da; das obere Endstück zusammen mit dem Probenkopf bildet das aktive Ende. Der Probenkopf ist so gestaltet, daß das RC-System zu Longitudinal- bzw. Torsionsschwingungen angeregt werden kann.

Die dabei mitschwingenden Massen und Massenträgheitsmomente des Aufbaus müssen bekannt sein. Meßwertaufnehmer messen die Schwingungsamplituden des aktiven Endes für beide Formen der Bewegung. Die Frequenz der Erregung wird so justiert, bis das gesamte System in Resonanz gerät.

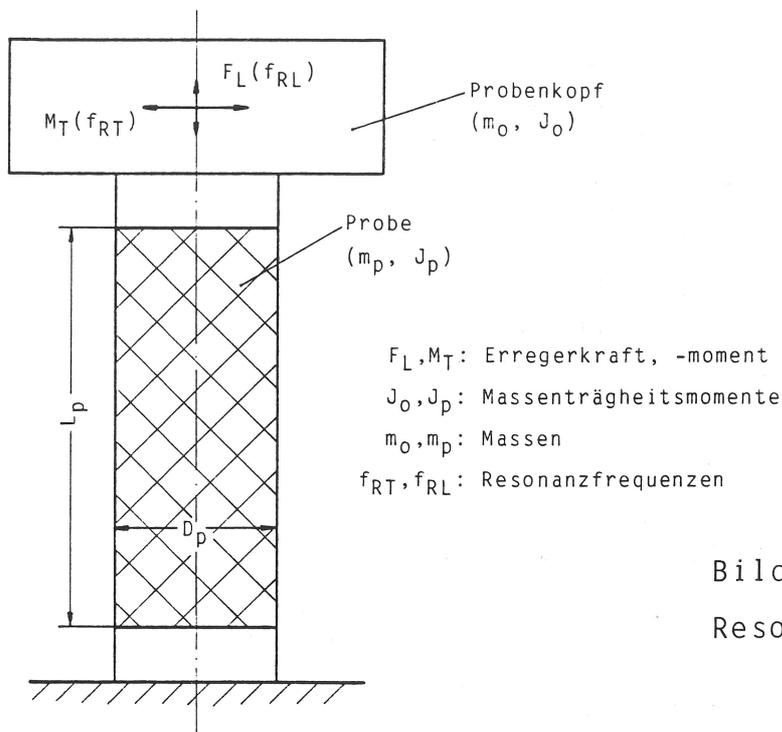


Bild 4

Resonant-Column-Prinzip

Die Resonanzfrequenz des RC-Systems ist abhängig vom Gerät selbst und von der Probencharakteristik. Sie ist definiert als die Frequenz, in der die sinusförmige Erregerkraft in Phase ist mit der Geschwindigkeit, d. h. zwischen Eingangs- und Ausgangssignal herrscht eine Phasenverschiebung von 90° . Die Systemresonanzfrequenzen der Longitudinalschwingungen und der Torsionschwingung sind im allgemeinen verschieden.

3.3 Meß- und Regelsystem

Bild 5 zeigt das Funktionsschema des Resonant-Column-Gerätes. Die harmonische Erregung des RC-Systems geschieht mit Hilfe eines Frequenzgenerators und einem nachgeschalteten Leistungsverstärker. Der Frequenzgenerator erzeugt eine sinusförmige Spannung, wobei die Frequenz stufenlos regelbar ist und einen Frequenzbereich von 20 Hz bis ca. 1000 Hz abdecken muß. Die erforderliche Systemresonanzfrequenz wird in zwei Schritten erreicht, indem an einer Wählscheibe eine grobe Voreinstellung erfolgt und an der Feineinstellung die exakte Resonanzfrequenz justiert wird. Die Ausgangsleistung ist ebenfalls sehr genau regelbar und kann über den Leistungsverstärker entsprechend vergrößert werden. Auf diese Weise lassen sich die Schwingungsamplituden steuern. Dieses so erzeugte elektrische Signal fließt über die Schaltbox und führt durch den Zellendeckel direkt an das Erregersystem am Probenkopf. Neben den Antriebsspulen bzw. Permanentmagneten enthält der Probenkopf zwei empfindliche piezo-

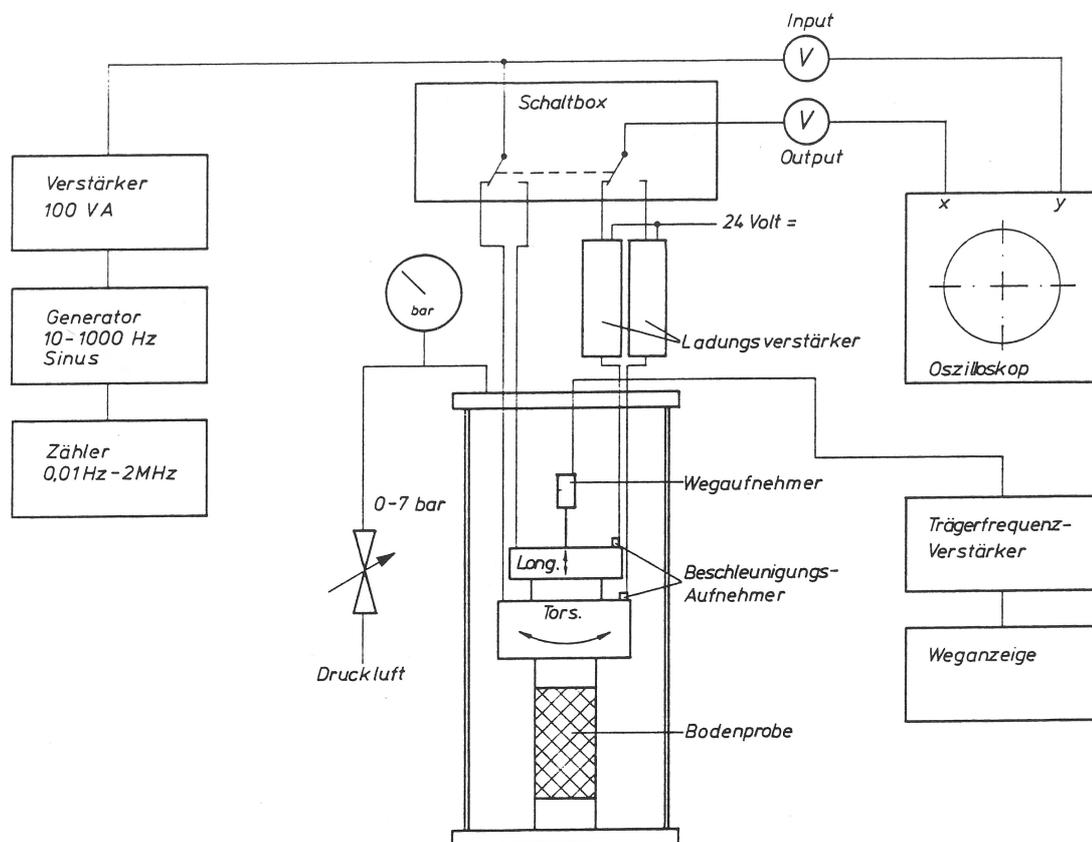


Bild 5: Funktionsschema des Resonant-Column-Geräts

resistive Beschleunigungsaufnehmer. Das von den Beschleunigungsaufnehmern erzeugte Ladungssignal gelangt über abgeschirmte Verbindungskabel durch den Zellendeckel an die Ladungsverstärker. In diesen Ladungsverstärkern wird das Ladungssignal in eine beschleunigungsproportionale Ausgangsspannung umgewandelt, wobei die Ladungsverstärker von einem Netzgerät mit einer 24 V-Gleichspannung versorgt werden. Zwischen Eingangsspannung (Input) und Ausgangsspannung (Output) ist ein X-Y-Oszilloskop geschaltet. Auf dem Bildschirm des Oszilloskops läßt sich die Phasenverschiebung zwischen beiden Signalen über die Lissajous-Figur gut darstellen. Bei dieser Anordnung der Meßgrößen erscheint im Resonanzfall eine Ellipse mit horizontaler und vertikaler Achse. Über die Schaltbox gesteuert liefert ein AC-Voltmeter den Meßwert der jeweiligen effektiven elektrischen Spannung der einzelnen Signale, und ein Frequenzzähler mißt dabei die Resonanzfrequenz des RC-Systems. In der Druckzelle existiert zudem eine Vorrichtung zur Messung der axialen Verformung der Bodenprobe. Dazu ist das RC-Gerät mit einem Differential-Transformator-Weggeber ausgerüstet, der an den Probenkopf mit angeschlossen wird. Diese Meßkette wird von einem 5 kHz-Trägerfrequenzverstärker betrieben, und die Längenänderung erscheint in digitaler Form auf einem Anzeigegerät bei einer Auflösung von 1/1000 mm. Bild 6 zeigt die Meß- und Regelgeräte.

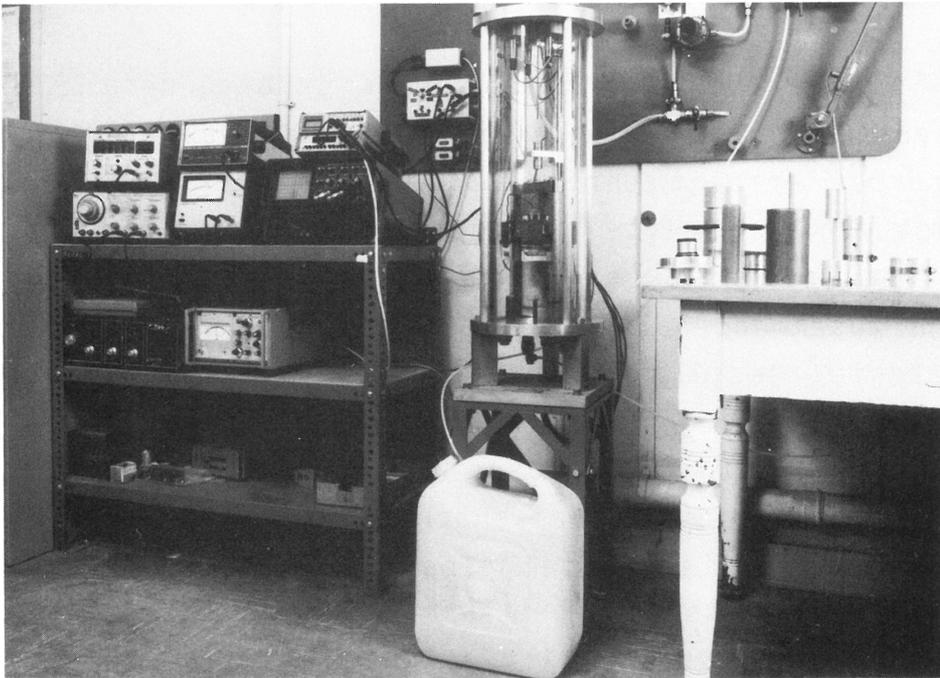


Bild 6: Steuer- und Meßgeräte

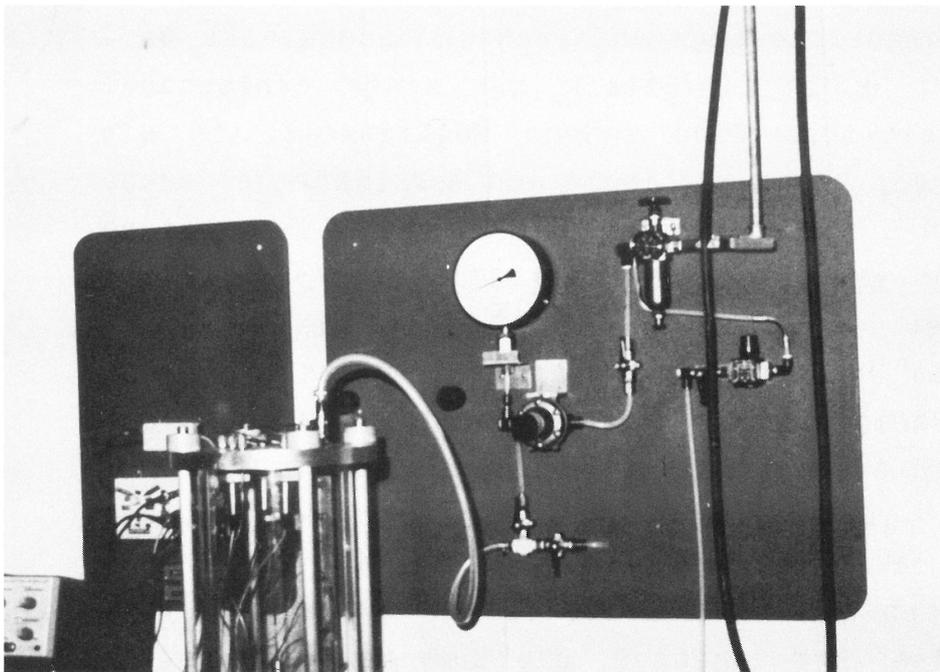


Bild 7: Druckluftversorgung

Zur Erzeugung unterschiedlicher statischer Spannungszustände in der Bodenprobe ist am Zellendeckel ein Druckluftanschlußventil installiert. Die Druckzelle dieser Geräteausführung gestattet hydrostatische Spannungszustände bis zu 7 bar. Der Zelldruck wird über ein Regelventil manuell gesteuert und mit Hilfe eines Manometers kontrolliert, s. Bild 7.

3.4. Probeneinbau

Mehrere Möglichkeiten des Probeneinbaus bestehen insbesondere bei nichtbindigen Bodenmaterialien, wie z. B. bei Sand. Das Erstellen solcher Bodenprobe erfolgt unter Zuhilfenahme von Einbauvorrichtungen. Eine längsgeteilte zylindrische Hülse aus Metall wird dazu auf den Probenfuß gesetzt und durch Schlauchschellen oder Klammern zusammengehalten. Zuvor wird eine Gummimembrane über den Probenfuß gestülpt, mit Gummiringen befestigt und in die Hülse eingezogen. Das Aufbringen eines Unterdrucks an der Hülseinnenfläche sichert ein faltenloses Anliegen der Gummimembrane. Eine Vakuumpumpe oder eine Wasserstrahlpumpe erzeugt hierfür den nötigen Unterdruck. Die Hülse selbst dient als Form und bestimmt die geometrischen Abmessungen der Probe in Durchmesser und Länge. Das rollige Material wird jetzt mit Hilfe eines Trichters, eines Linien- oder Flächenregners eingebracht und durch die Hülse stabilisiert. Es folgt ein Verdichtungsverfahren; damit können unterschiedliche Lagerungsdichten hergestellt werden. Dieses geschieht durch Einrütteln mit einer Schlaggabel oder auf einem Rütteltisch. Eine andere Möglichkeit ist ein lagenweises Aufbauen der Probe. Abhängig von der Länge der Probe erfolgt der Aufbau in 5 bis 7 Schichten, wobei die Verdichtung über einen Stempel und vorsichtige Hammerschläge in vormarkierten Stufen stattfindet. Das Ziel beim Aufbau ist das Erreichen einer möglichst guten Homogenität der Probe. Daher wird die unterste Lage etwas weniger verdichtet im Vergleich zu der folgenden, das setzt sich entsprechend fort bis zur letzten Schicht. Zur Herstellung einer gleichmäßigen Lagerungsdichte wurde diese Methode gewählt; sie läßt sich zudem relativ leicht durchführen. Den Abschluß des oberen Probenendes bildet der Probenkopf. Der Unterdruck in der Hülse wird abgebaut, die Gummimembrane um den Außendurchmesser des Anschlußstückes gelegt und zusätzlich mit O-Ringen gesichert. Nachdem das Kopfsystem montiert und eingerichtet worden ist, muß die Probe stabilisiert werden, um die äußere Hülse entfernen zu können. Das geschieht durch Aufbringen eines Unterdrucks innerhalb der Bodenprobe, die jetzt von der Gummimembrane und den Endstücken völlig umschlossen ist. Ein Anschluß dafür befindet sich unterhalb des Probensockels und ist mit einem Absperrventil versehen. Es folgen die Fertigmontage des Erreger- und Meßsystems am Probenkopf sowie die Installation der Axialverformungsmeßeinrichtung. Die geteilte Außenhülse wird entfernt und ein ca. 70 cm hoher Plexiglas-Hohlzylinder bildet

den Zellenmantel. Sämtliche elektrischen Versorgungs- und Meßleitungen werden über luftdichte Steckverbindungen durch den Zellendeckel geführt. Mit 4 in der Bodenplatte verankerten Metallstangen wird der Deckel verschraubt und schließt die Zelle luftdicht ab. Jetzt wird der Unterdruck in der Probe langsam reduziert und gleichzeitig ein Zelldruck erzeugt. Dieser Zelldruck stützt und konsolidiert nun die nichtbindige Probe. Eine Dichtigkeitsüberprüfung der Gummimembrane geschieht, indem einfach ein Schlauch an das Ventil am Probensockel angeschlossen, in einen Behälter mit Flüssigkeit getaucht und während des Versuchs regelmäßig kontrolliert wird.

Die Herstellung kohäsiver Bodenproben gestaltet sich dagegen anders. Dabei handelt es sich um ungestörtes Bodenmaterial, das z.B. im Entnahmezylinder aus einer Schürfgrube oder einem Bohrloch stammt. Aus diesem Stutzen wird die Probe ausgepreßt und mit Trimmgeräten auf die gewünschte Größe gebracht. Ein auf Unterdruckbasis arbeitender Membranexpander hilft beim Anlegen der Gummimembrane. Die Montage findet in ähnlicher Weise wie bei nichtbindigen Proben statt; eine Stabilisierung durch Unterdruck kann hier entfallen.

3.5 Kalibrierung

Die Kalibrierung bezieht sich auf das gesamte System. Anstelle der Bodenprobe befindet sich ein schlanker Kalibrierungsstab mit bekanntem oder bestimmbarem Elastizitäts- und Gleitmodul. Dieser Vorgang wird im folgenden für einen Aluminiumstab beschrieben.

Der Aufbau kann annähernd als Einmassen-Torsions-Schwingungssystem betrachtet werden. Die Gleichung für die Eigenfrequenz lautet

$$f_T = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_0}{J_0}} \quad (3)$$

mit

K_0 = Torsionsfederkonstante

J_0 = Massenträgheitsmoment der Endmasse

Die Torsionsfederkonstante wird ermittelt nach

$$K_0 = \frac{G \cdot J_p}{L} \quad (4)$$

Der Gleitmodul G für Aluminium wird in der Literatur mit $G_{AL} = 26 \text{ kN/mm}^2$ angegeben. Das polare Trägheitsmoment einer Kreis-

fläche berechnet sich aus:

$$J_p = \frac{\pi \cdot d^4}{32} \quad (5)$$

Damit ergibt sich für die Torsionsfederkonstante bei einem Durchmesser $d = 9,5$ mm und einer Länge $L = 71,75$ mm der Wert

$$K_0 = \frac{G \cdot \pi \cdot d^4}{32 \cdot L} = 290 \text{ Nm} \quad (6)$$

Mit der gemessenen Torsionsfrequenz von $f_T = 48.9$ Hz folgt aus Gl.(3) für das Massenträgheitsmoment der Kopfmasse

$$J_0 = \frac{K_0}{(2\pi f_T)^2} = 0,307 \cdot 10^{-2} \text{ kg m}^2 \quad (7)$$

Dieser Wert fließt später in die Frequenzgleichung ein, die abhängig ist vom Verhältnis der Massenträgheitsmomente von Probe und Kopfsystem. Über die Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit kann dann der G-Modul der Bodenprobe ermittelt werden. Eine ähnliche Kalibrierung erfolgt in Longitudinalschwingungsrichtung; hier beeinflusst das Verhältnis der Probenmasse zur Kopfmasse die Frequenzgleichung.

3.6 Ermittlung der Dämpfung

Zwei Verfahren sind für die Dämpfungsmessung möglich: die Amplituden-Abkling-Methode und die Vergrößerungs-Faktor-Methode. Bei der Amplituden-Abkling-Methode wird z.B. auf einem Speicher-Oszilloskop oder einem Elektronenstrahl-Schreiber die Spur der Beschleunigung über die Zeit aufgetragen. Die Antriebsleistung zu den Erregerspulen wird plötzlich abgeschaltet und das Abklingen der Schwingungsamplituden als Funktion der Resonanzfrequenz registriert. Die Auswertung der Aufzeichnung liefert die Dämpfung über die Beziehung

$$D [\%] = \frac{1}{2\pi n} \ln \frac{A_0}{A_n} \cdot 100 \quad (8)$$

wobei n die Anzahl der Zyklen, A_0 die erste Amplitude nach Abschalten der Erregerspannung und A_n die Amplitude nach n Zyklen darstellen.

Die Vergrößerungs-Faktor-Methode bezieht sich auf den Erregerspannungs-Input und den Beschleunigungsaufnehmer-Output, beides gemessen in der Resonanzfrequenz.

Nach dieser Methode ergibt sich die Dämpfung zu

$$D [\%] = DCF [\%] \times \frac{\text{Input (V)}}{\text{Output (V)} \cdot f_{\text{Resonanz}}} \quad (9)$$

mit DCF als Dämpfungs-Kalibrierungs-Faktor. Der DCF-Wert beinhaltet hier das Verhältnis der Massen bei Longitudinalschwingungen bzw. Massenträgheitsmomenten bei Torsionsschwingungen, beide Werte gemessen bei $\sqrt{2}$ x Resonanzfrequenz. Diese Messung orientiert sich an niedrigen Schwingungsamplituden, wo der Modul am größten und relativ konstant ist. Beide Methoden liefern im wesentlichen die gleichen Ergebnisse. Die zweite Methode läßt sich schneller und einfacher praktizieren und wird bei den Ermittlungen der Kennwerte angewendet.

3.7 Berechnung der Dehnungsamplituden und der dynamischen Moduli

Die Longitudinal-Dehnungsamplitude ist definiert als

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (10)$$

wobei ΔL = vertikale Verschiebungsamplitude des Probenkopfes

L = Länge der Probe.

Die Längenänderung wird bestimmt aus

$$\Delta L = \frac{g \cdot \sqrt{2}}{ACF \cdot (2\pi f)^2} \cdot \text{Beschleunigungsmeßwert} \quad (11)$$

mit g = Erdbeschleunigung

ACF = Accelerometer-Kalibrierungs-Faktor

f = Resonanzfrequenz

Der Faktor ACF resultiert dabei aus der Kalibrierung der Ladungsverstärker, und der $\sqrt{2}$ -Wert wandelt den effektiven Meßwert in den Spitzenwert.

Die Torsions-Dehnungsamplitude ist definiert in der Beziehung

$$\gamma = \bar{r} \frac{\vartheta}{L} \quad (12)$$

mit \bar{r} = Radius von der Torsionsachse bis zur mittleren

Dehnung = Probendurchmesser/3

ϑ = Verdrehung des Probenkopfes

L = Länge der Probe

Die Verdrehung des Probenkopfes wird bestimmt über

$$\vartheta = \frac{\Delta a}{r_a} \quad (13)$$

wobei der Weg Δa des Beschleunigungsaufnehmers auf die gleiche Weise wie Gl.(11) ermittelt wird und r_a den Abstand der Torsionsachse zur Beschleunigungsaufnehmerachse bedeutet.

Oft drückt man die Dehnungsamplituden in % aus; in diesem Fall sind die Gln.(10) und(12) mit dem Faktor 100 zu multiplizieren.

Die Ausgangsgleichung für den dynamischen Elastizitätsmodul lautet

$$E = \rho \cdot v_L^2 \quad (14)$$

mit ρ = Dichte der Probe

v_L = Longitudinal-Wellenausbreitungsgeschwindigkeit

Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ist bestimmt durch

$$v_L = \frac{2\pi f_L L}{\beta} \quad (15)$$

mit f_L = Longitudinal-Resonanzfrequenz

L = Länge der Probe

Die Lösung β der Frequenzgleichung

$$\beta \tan \beta = \frac{m}{m_0} \quad (16)$$

hängt vom Verhältnis der Probenmasse zur Masse des Kopfsystems ab.

Der dynamische Gleitmodul ergibt sich aus

$$G = \rho \cdot v_T^2 \quad (17)$$

mit der Torsions-Wellenausbreitungsgeschwindigkeit

$$v_T = \frac{2\pi f_T L}{\beta} \quad (18)$$

und der Frequenzgleichung

$$\beta \tan \beta = \frac{J}{J_0} \quad (19)$$

In Gleichung (18) steht die Resonanzfrequenz für die Torsionsschwingungen. Die Frequenzgleichung (19) wird vom Verhältnis der Massenträgheitsmomente beeinflusst.

3.8 Durchführung der Resonant-Column-Versuche

Bild 8 zeigt die Versuchsdurchführung schematisch. Die in Tabelle 1 zusammengestellten Bodenproben wurden mit den in Ab-

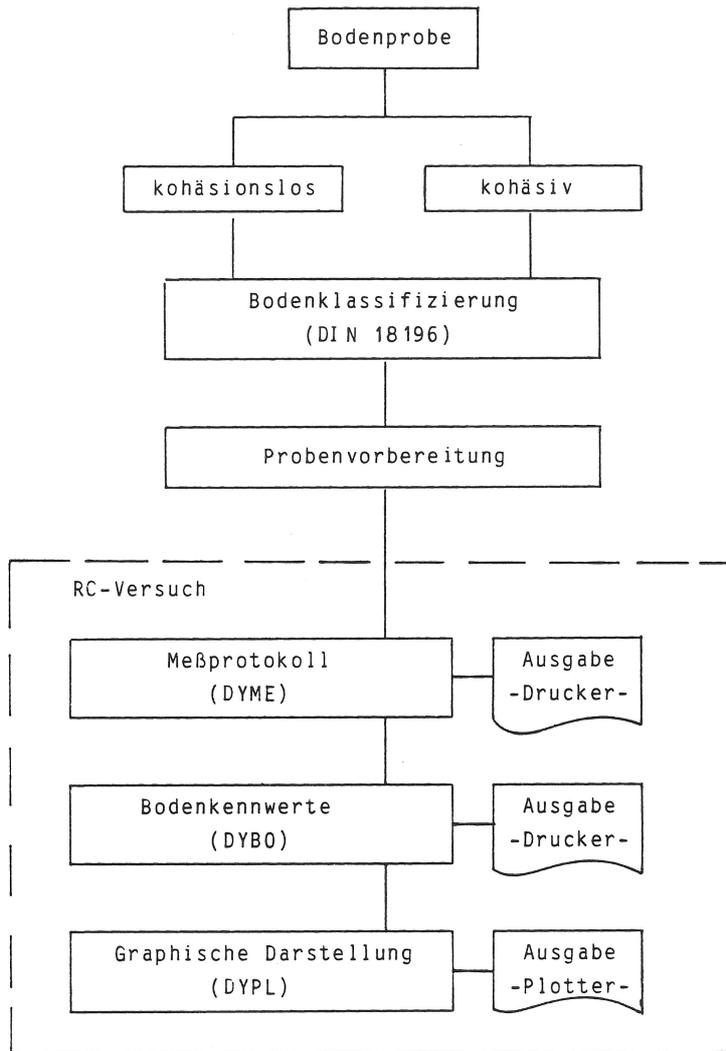


Bild 8: Prinzipskizze zur Versuchsdurchführung

schnitt 3.4 beschriebenen Methoden in das RC-Gerät eingebaut. Parallel dazu und zeitlich nach dem RC-Versuch wurden die Klassifizierungsversuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Tabelle 3 und in den Bildern 1 und 2 zusammengefaßt sind. Das gestrichelte Rechteck in Bild 8 deutet den eigentlichen RC-Versuch an. Die Erregerspannung und -frequenz und der Zelldruck werden von Hand eingestellt. Zur besseren Bewältigung und Verarbeitung der Meßdaten ist in die Versuchsdurchführung ein Prozeßrechner eingebunden. Es wurde ein BASEX-Programm (DYME) entwickelt, welches den Versuchsablauf koordiniert. Die Meßdaten gelangen über die Bedienungskonsole direkt an den Rechner, werden in ein Protokoll

gefaßt und gespeichert. Ein zweites Programm (DYBO) greift auf diese Daten zurück und berechnet daraus die dynamischen Bodenkennwerte.

Für die graphische Darstellung der dynamischen Bodenkennwerte wurde ein weiteres Programm (DYPL) erstellt. Es ruft die abgespeicherten Bodendaten wieder auf und erzeugt auf einem Plotter die graphischen Ausdrücke. Es werden der Schubmodul, der Elastizitätsmodul und die Dämpfung über der Dehnungsamplitude aufgetragen. Wegen des großen Variationsbereichs wurde die logarithmische Darstellung gewählt.

Der Zelldruck wurde in einem weiten Bereich variiert. Es wurden fünf verschiedene Zelldrücke gewählt, die in den Zeichnungen mit verschiedenen Symbolen dargestellt werden, s. nächster Abschnitt.

Der Belastungsprozeß, das ist die zeitliche Abfolge der einzelnen Belastungen, sei kurz beschrieben: Nach dem Einbau wurde die Bodenprobe bei dem niedrigsten Zelldruck von 25 kPa einige Stunden stehen gelassen. Die Drainage war während des ganzen Versuches offen. Dann wurde die niedrigste Erregerspannung für die Longitudinal-Belastung eingestellt. Die Frequenz wurde so eingeregelt, daß das System in Resonanz war. Wenn sich die Resonanzfrequenz nicht mehr verschob, wurde sie und die Beschleunigungsamplituden des Kopfes abgelesen und in den Rechner gegeben. Danach wurde die Erregerspannung auf die nächste Stufe erhöht, und die Messung erfolgte wie bei der niedrigeren Stufe. Es wurden jeweils zehn Erregerspannungen aufgebracht, von denen die nächste jeweils um den Faktor 2 oder 2,5 größer war als die vorangehende. Die höchste Erregerspannung betrug das 800-fache der niedrigsten. Nach der Longitudinal-Belastung wurde entsprechend stufenweise die Torsions-Belastung aufgebracht. Waren auch diese Messungen durchgeführt, wurde der nächsthöhere Zelldruck eingestellt, einige Stunden gewartet und die Longitudinal- und Torsionsmessungen wie beschrieben durchgeführt.

Manchmal mußte der Versuch abgebrochen werden, bevor der höchste Zelldruck erreicht war, weil die Probe sich so stark oder ungleichmäßig verformt hatte, daß die Toleranz der Antriebsspule am Kopf überschritten war. Es trat dann unzulässige Reibung auf. Die Probe 6 erwies sich als zu weich; sie verformte sich vor dem

Versuch schon so stark, daß keine Messungen möglich waren. Das Resonant-Column-Gerät, in dem die Bodenprobe freisteht, ist in dieser Hinsicht schwierig. Der Einbau der Proben verlangt größeres Geschick als beim herkömmlichen Triaxialgerät; zu weiche Proben können nicht untersucht werden.

3.9 Ergebnisse der Resonant-Column-Versuche

Die Bilder 9 bis 39 geben die Ergebnisse der Resonant-Column-Versuche wieder. Es sind der Schubmodul G , Elastizitätsmodul E und die aus Torsionsversuchen ermittelte Dämpfung D über der Dehnungsamplitude dargestellt. Die Dämpfung bei longitudinaler Beanspruchung unterschied sich nicht systematisch von der unter Torsion. Die verschiedenen Symbole zeigen den jeweiligen Zelldruck an. Es bedeutet

- + einen Zelldruck von 25 kPa
- x einen Zelldruck von 50 kPa
- ^ einen Zelldruck von 100 kPa
- v einen Zelldruck von 250 kPa
- * einen Zelldruck von 500 kPa

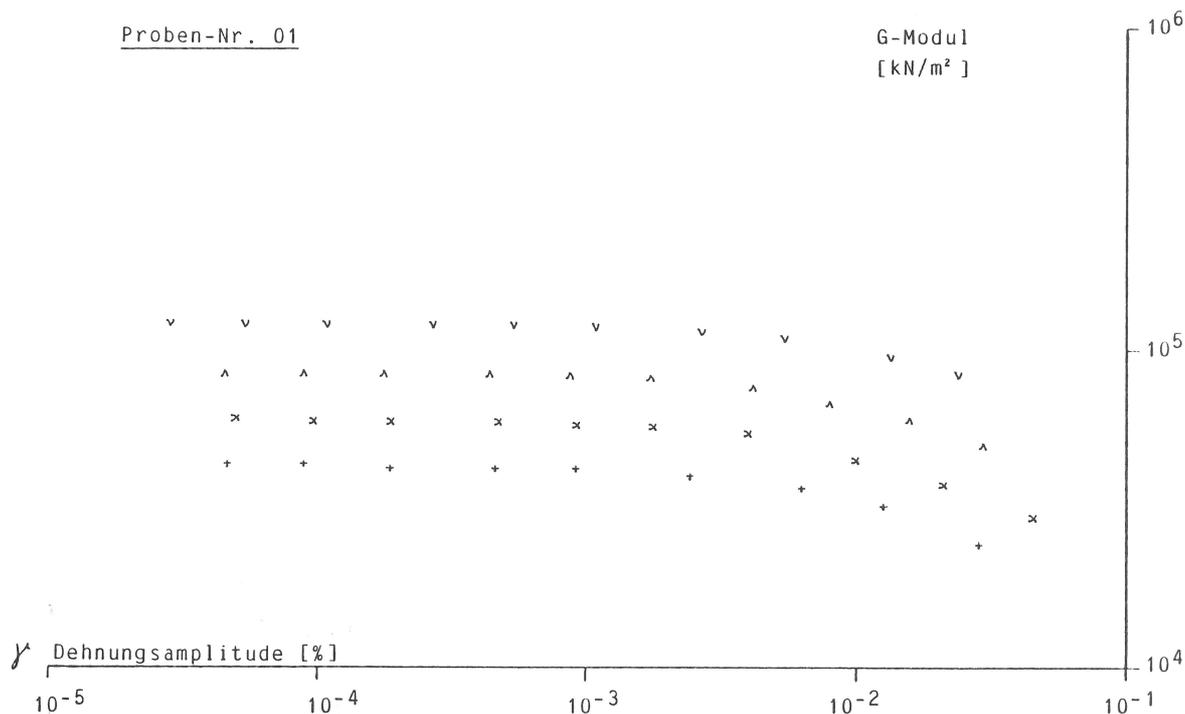


Bild 9: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 02

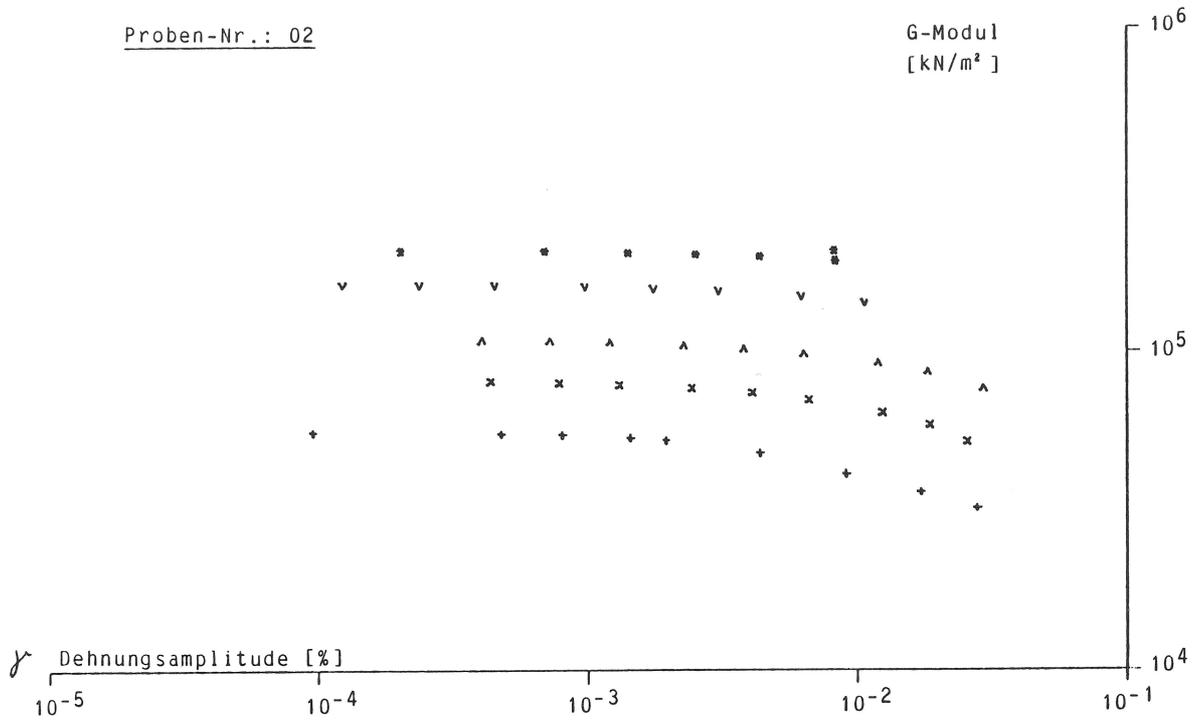


Bild 10: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 03

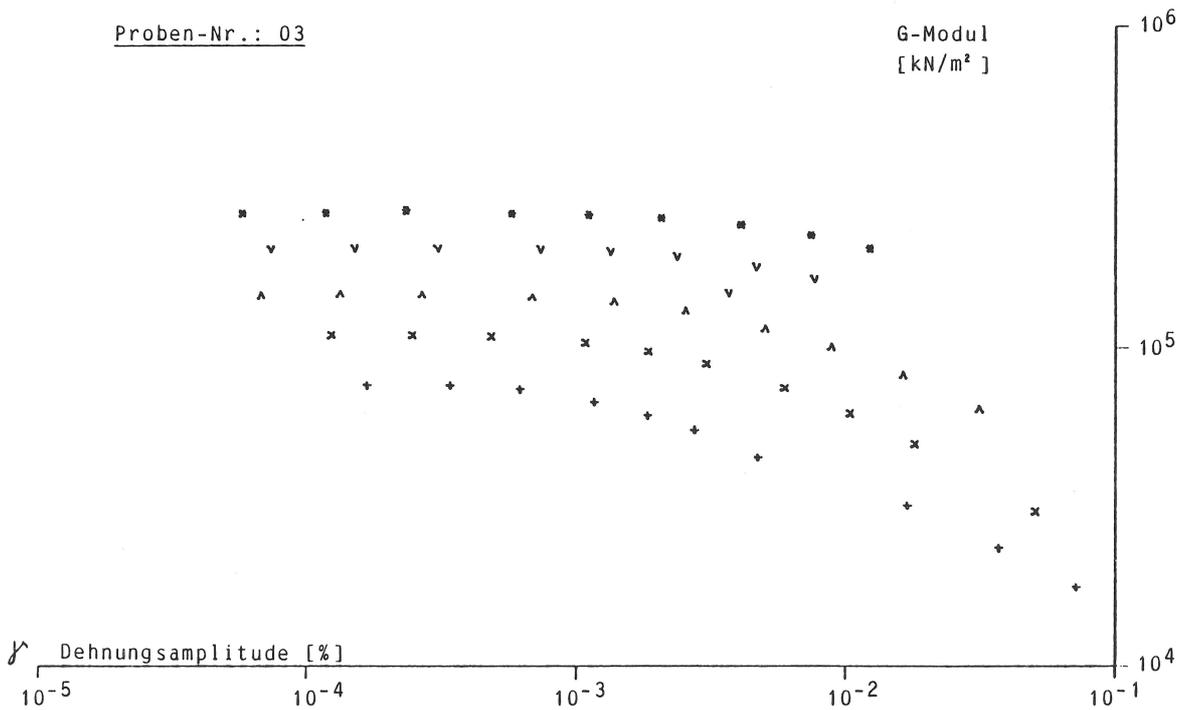


Bild 11: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 04

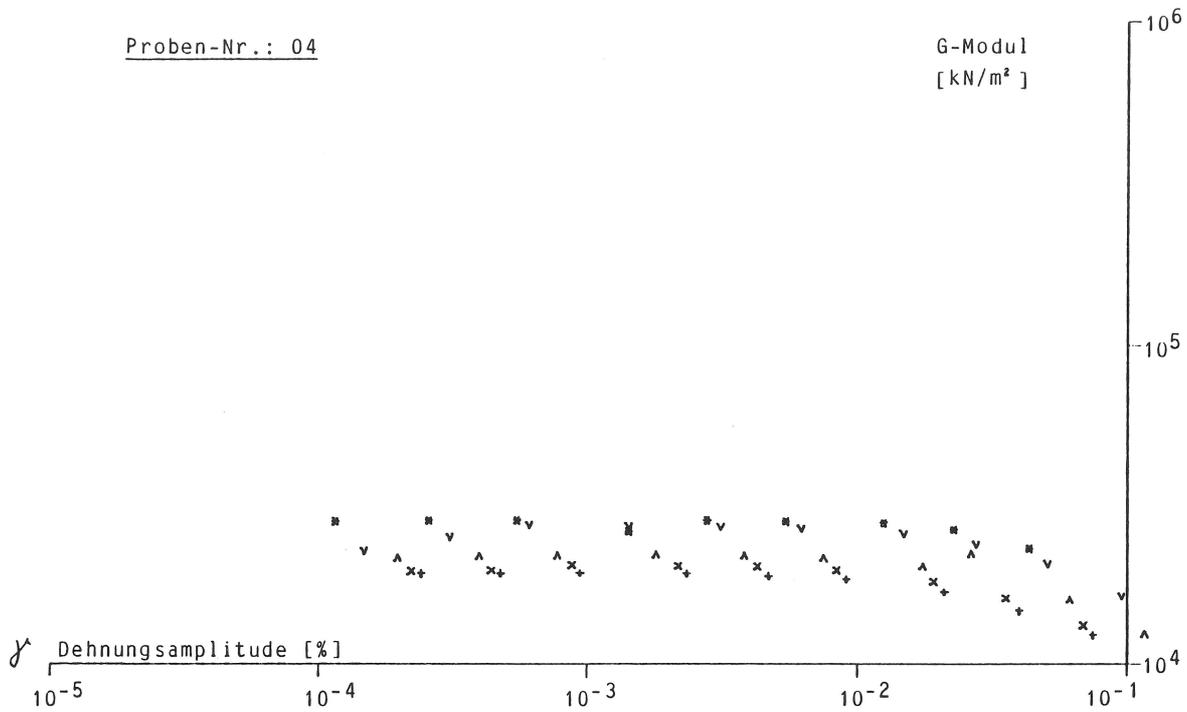


Bild 12: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 05

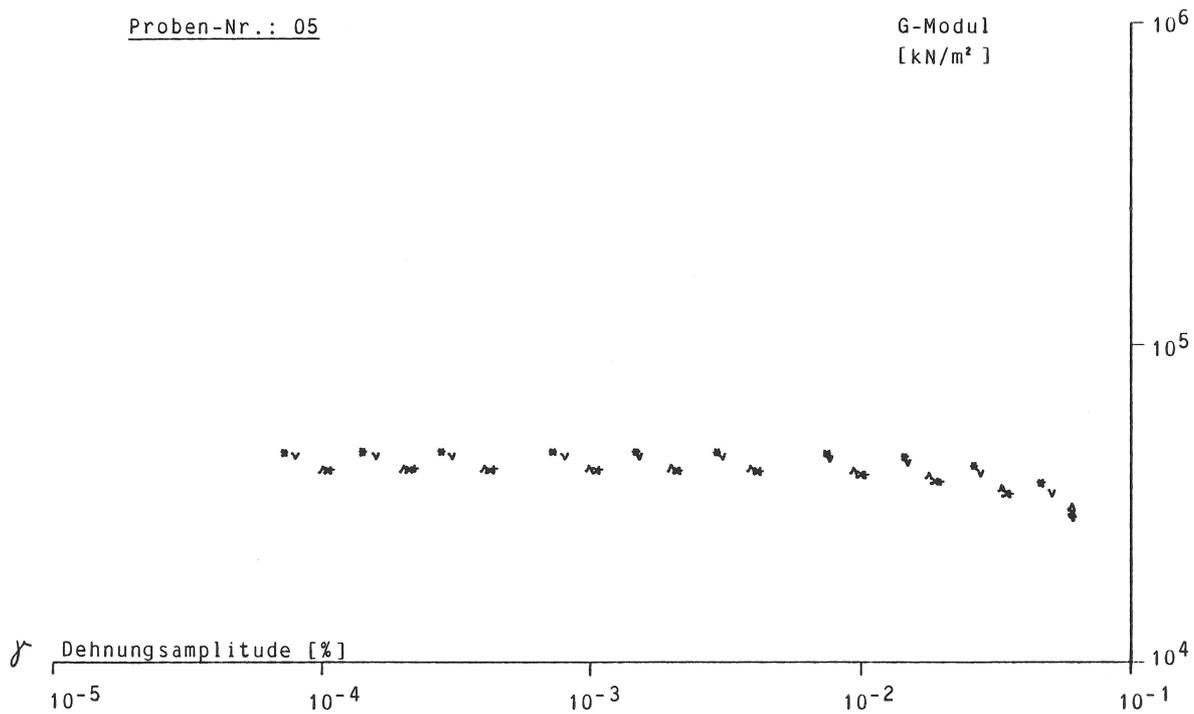


Bild 13: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 07

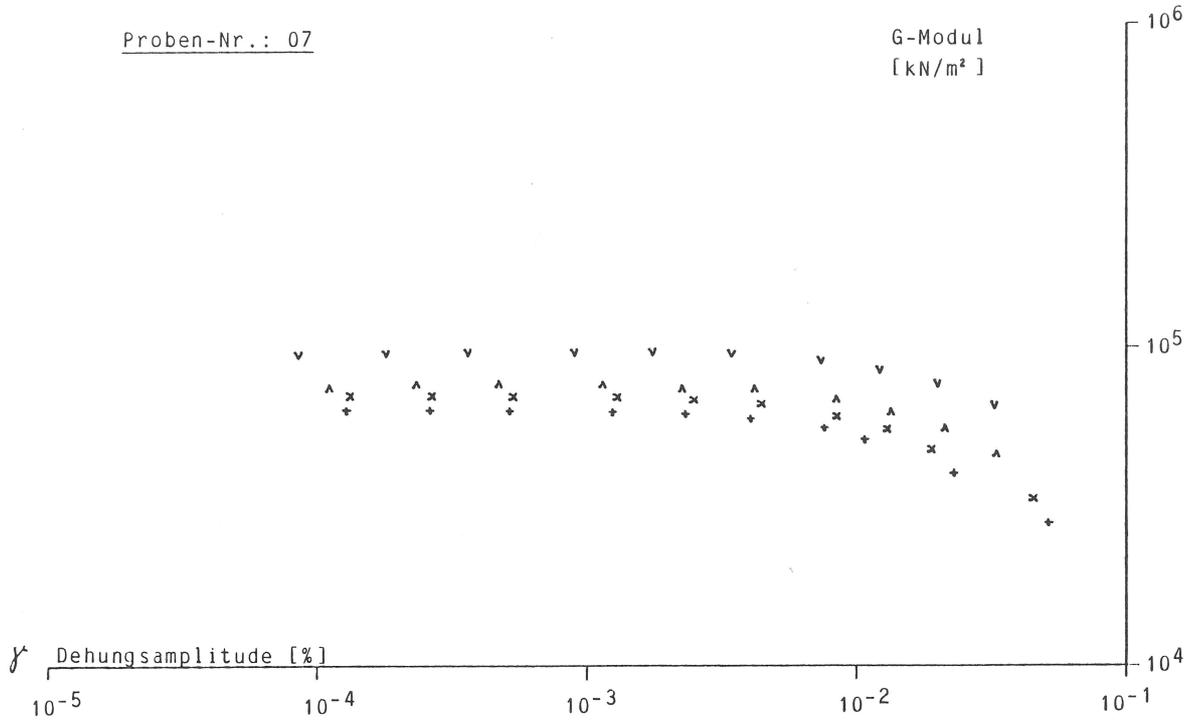


Bild 14: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 08

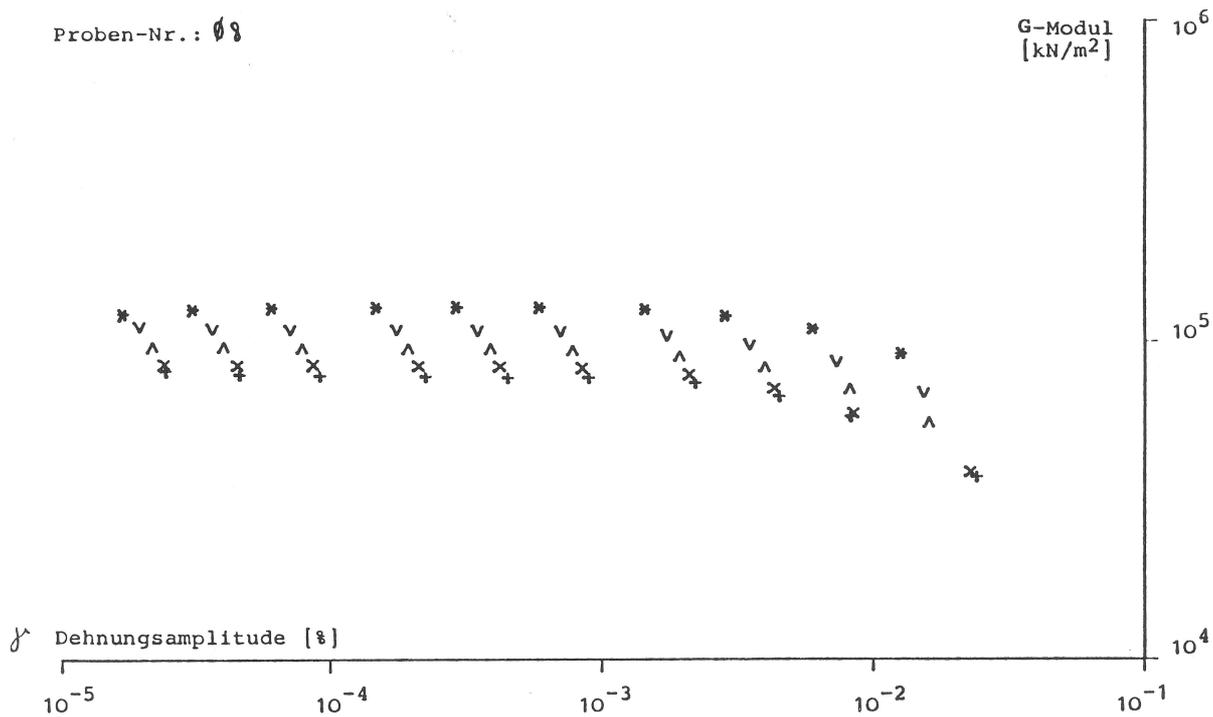


Bild 15: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 09

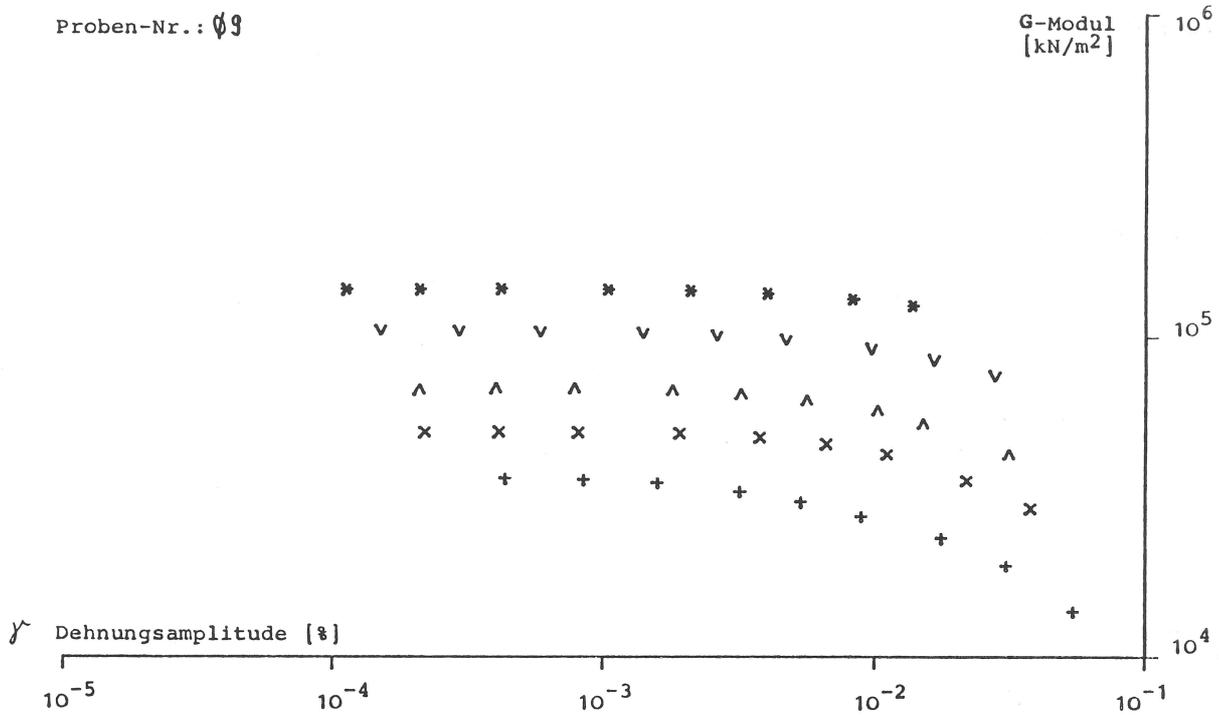


Bild 16: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 10

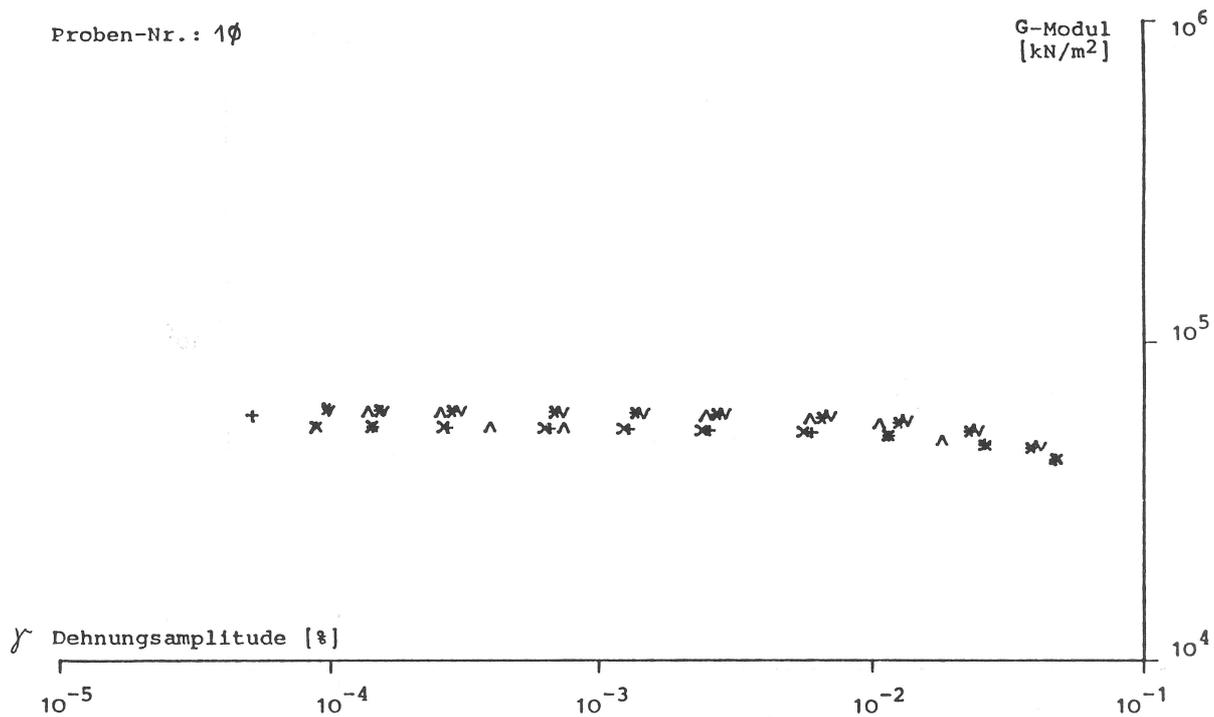


Bild 17: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 11

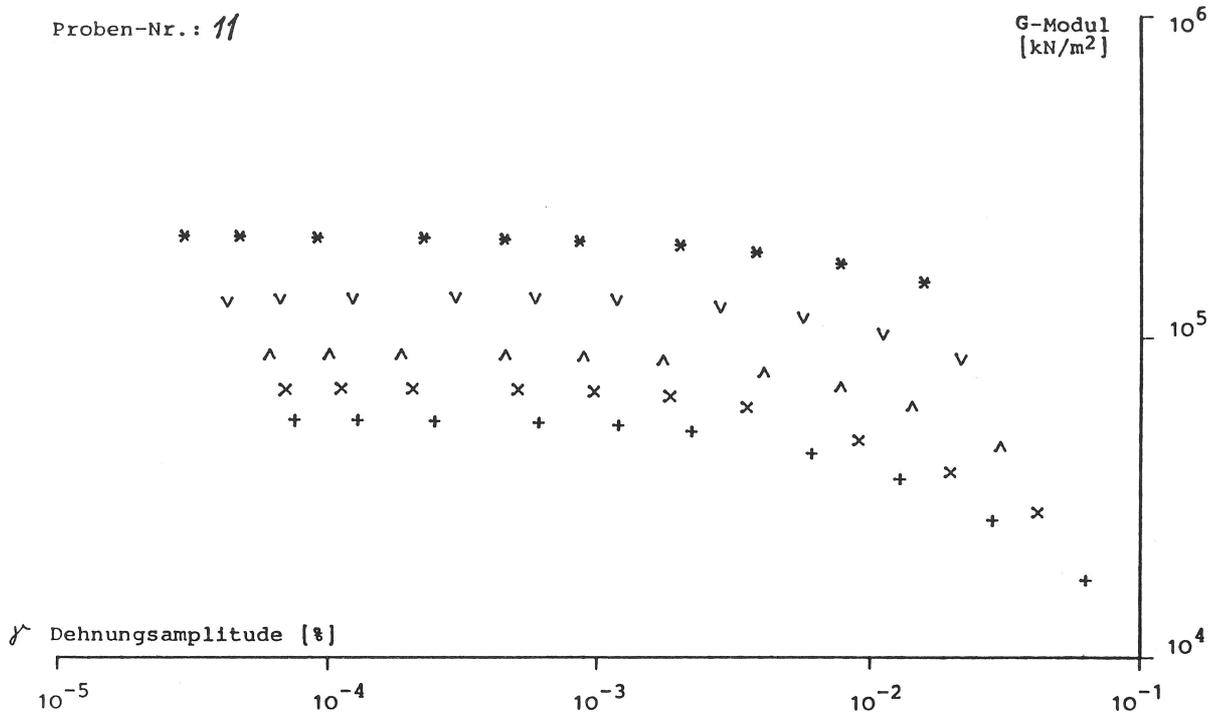


Bild 18: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 12

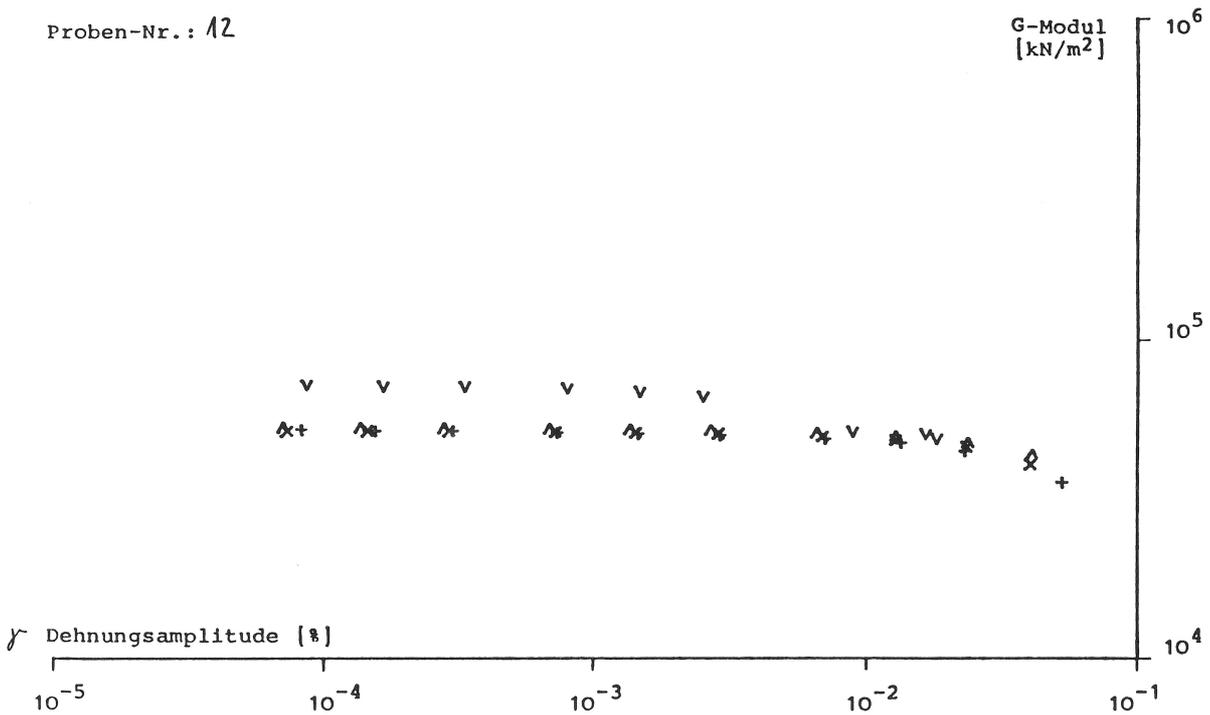


Bild 19: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Schubmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

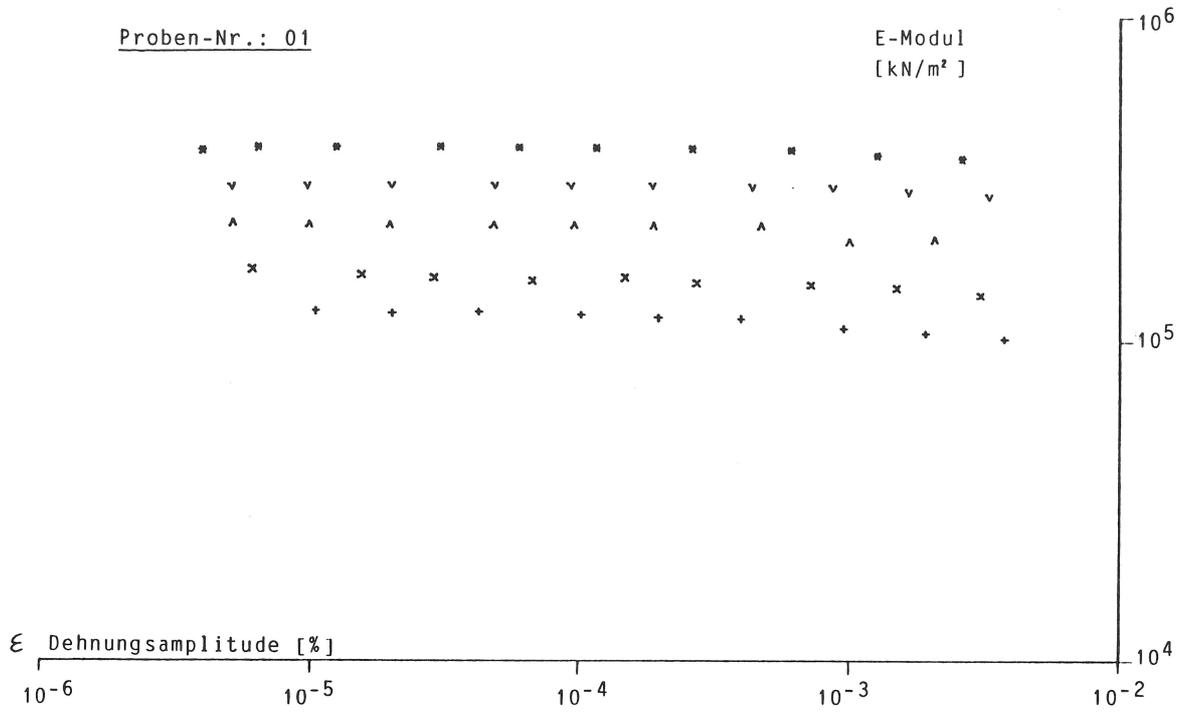


Bild 20: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

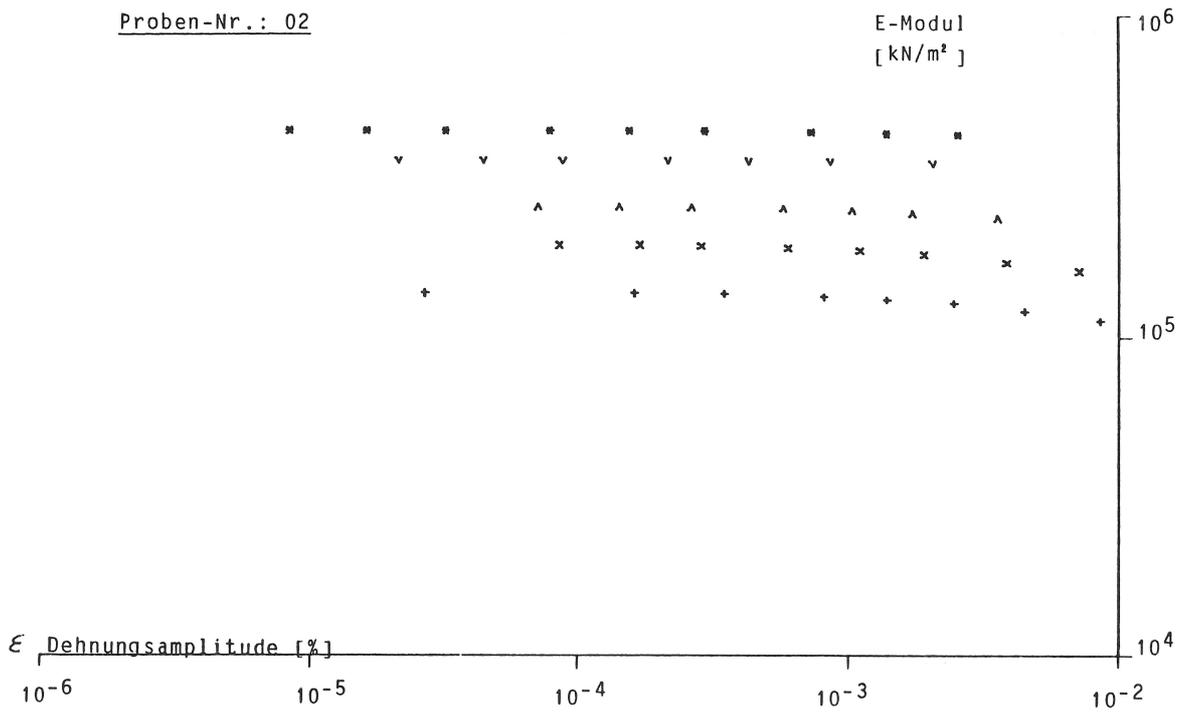


Bild 21: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

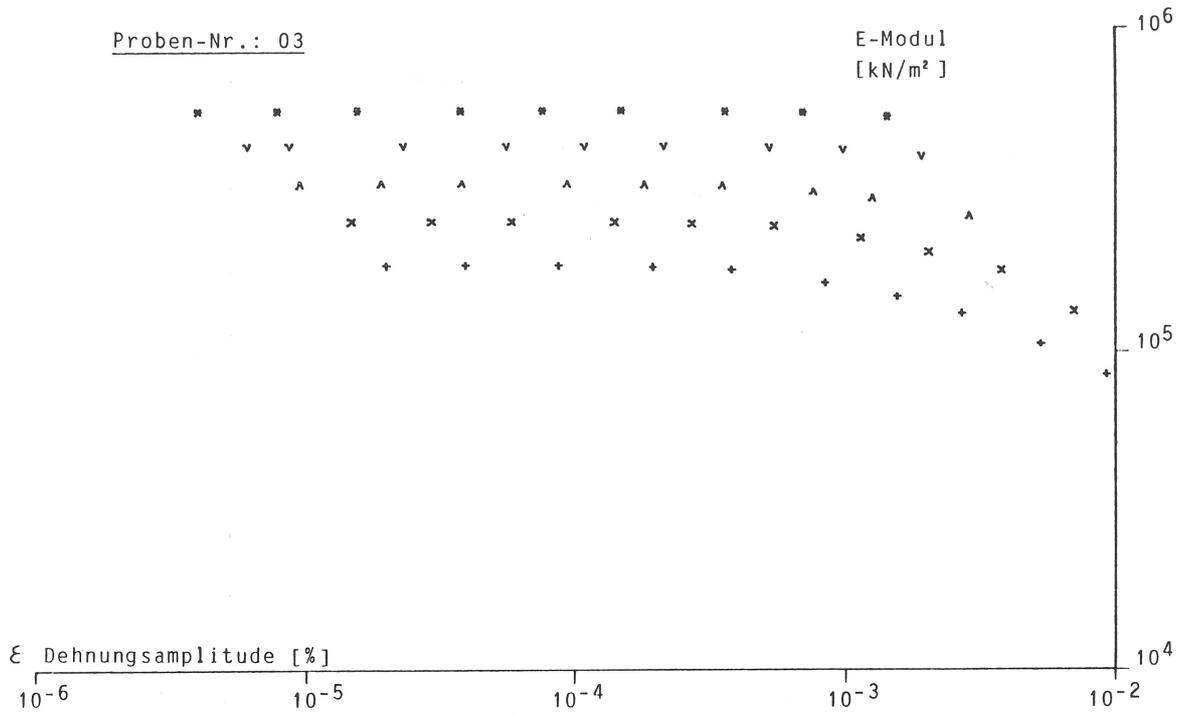


Bild 22: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

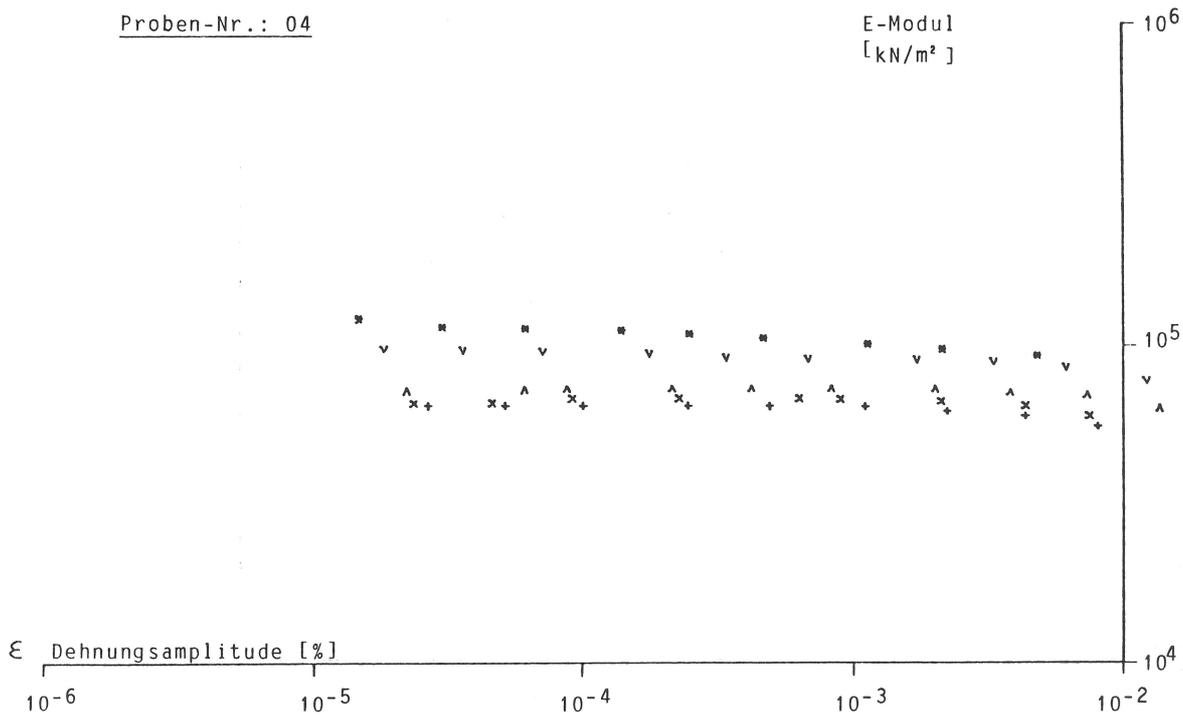


Bild 23: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 05

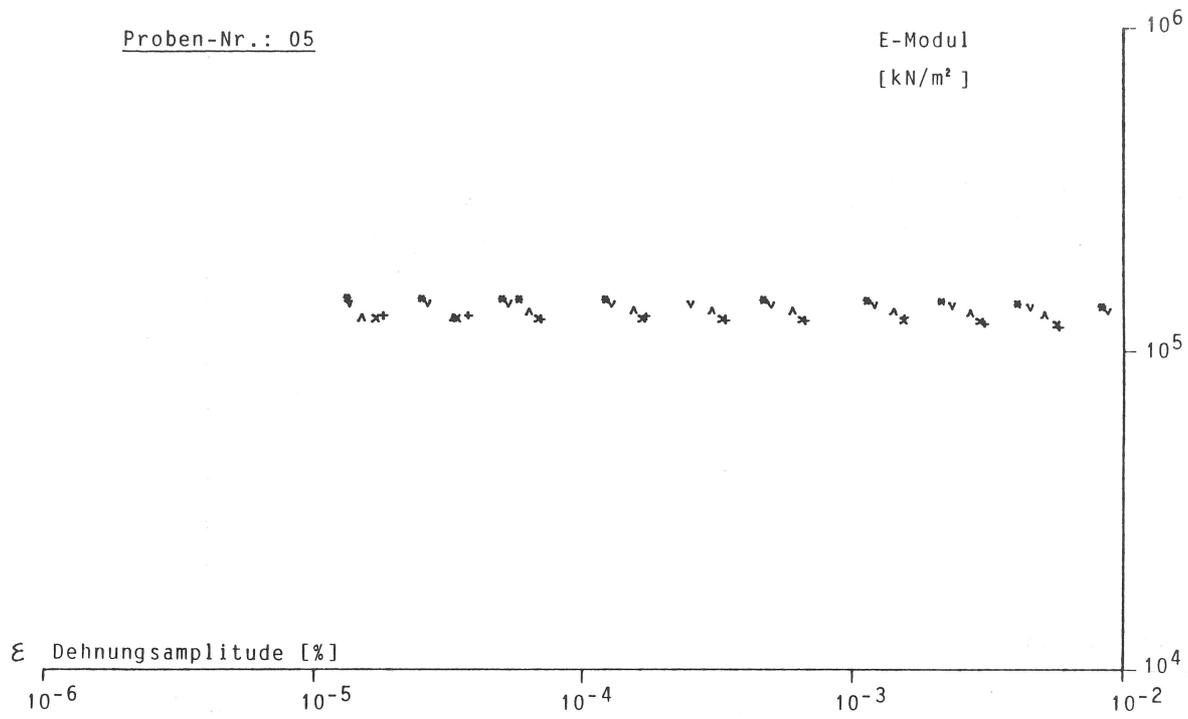


Bild 24: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 07

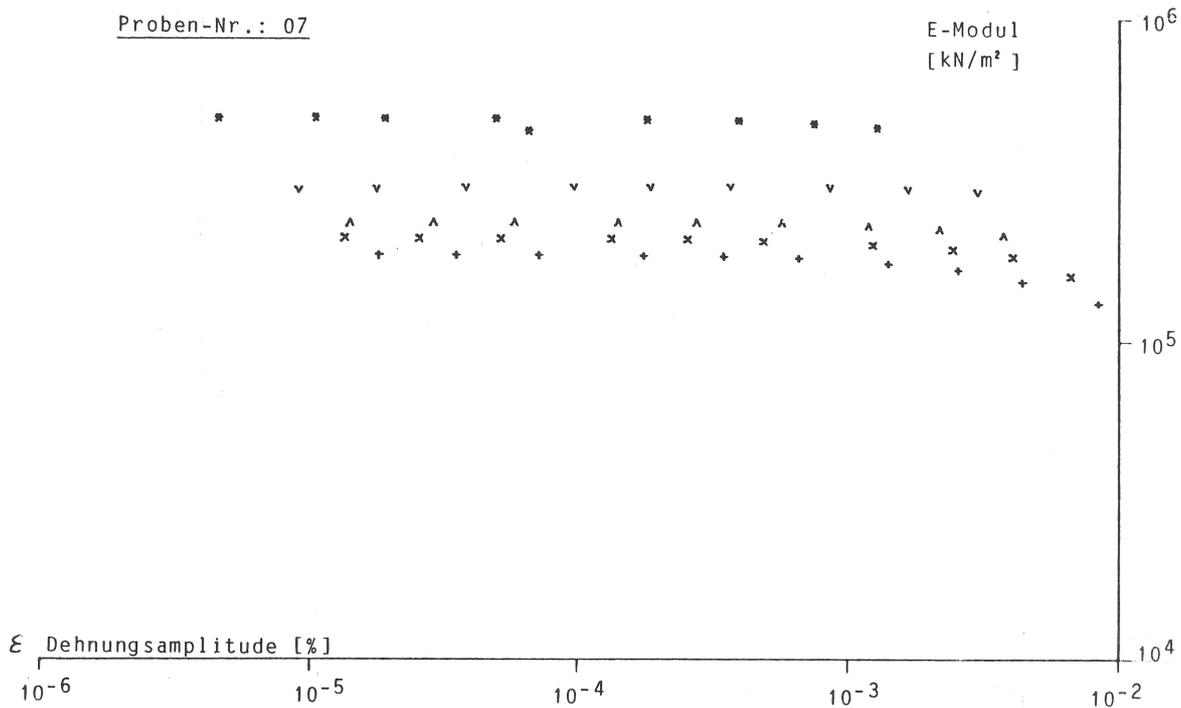


Bild 25: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 09

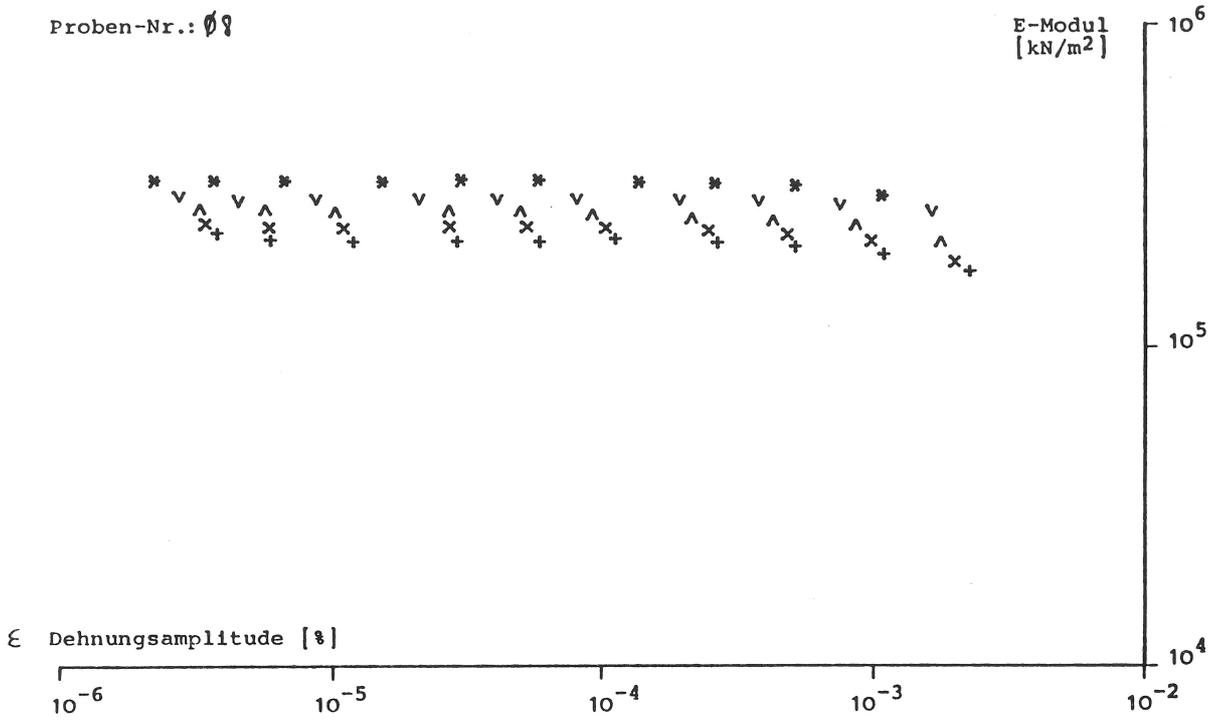


Bild 26: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 09

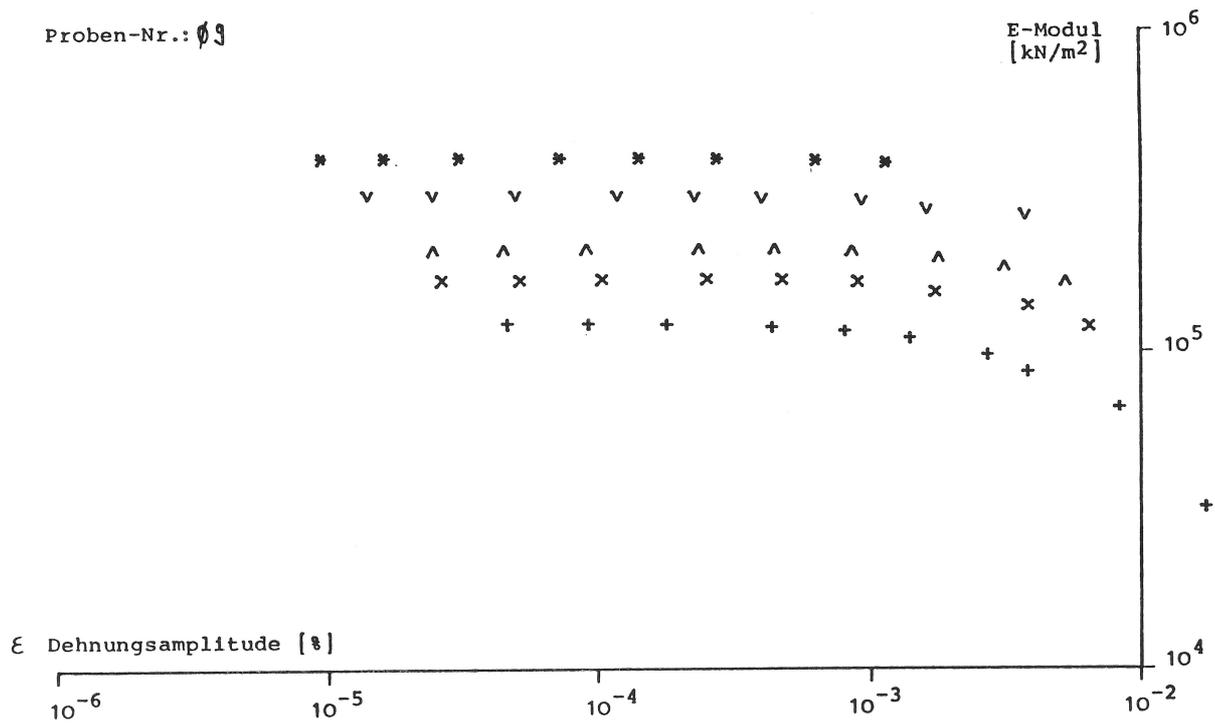


Bild 27: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 10

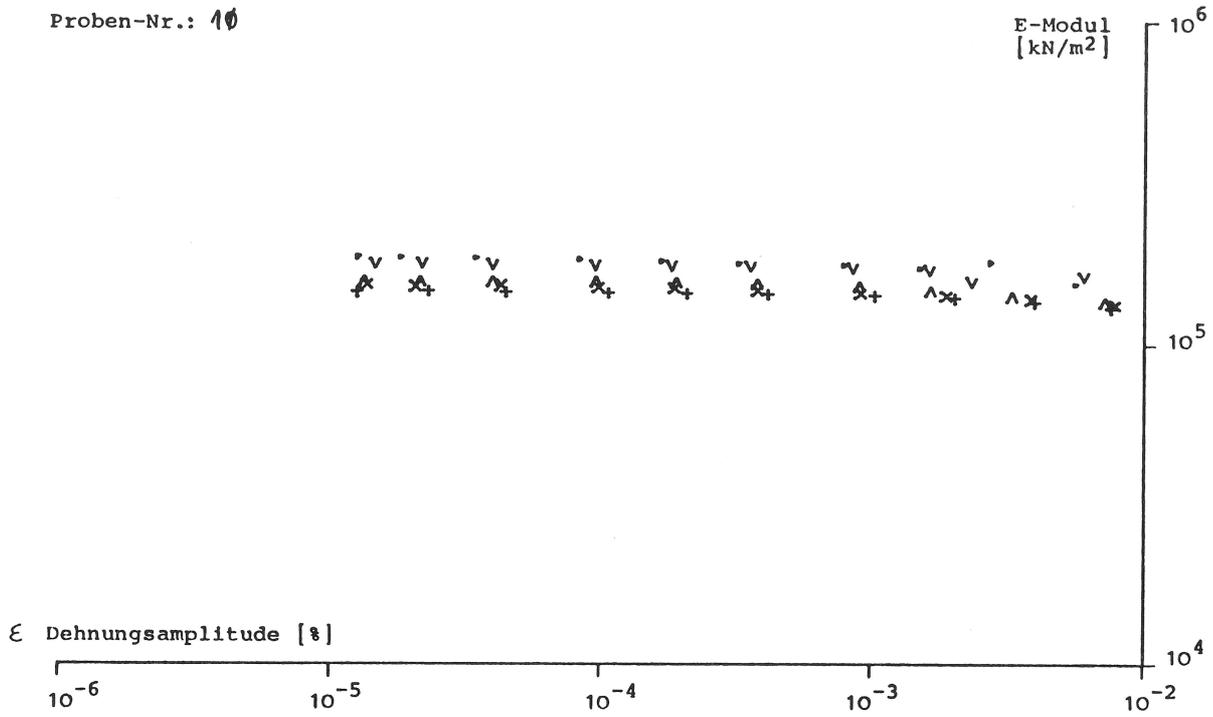


Bild 28: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 11

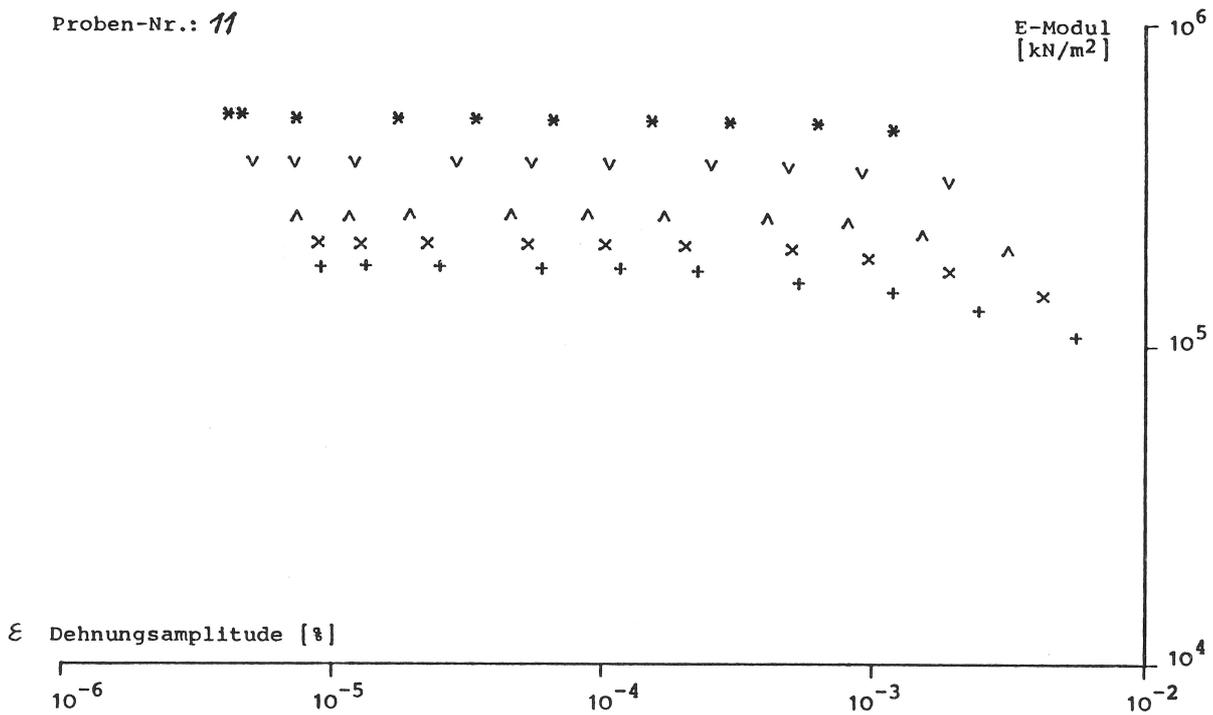


Bild 29: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 12

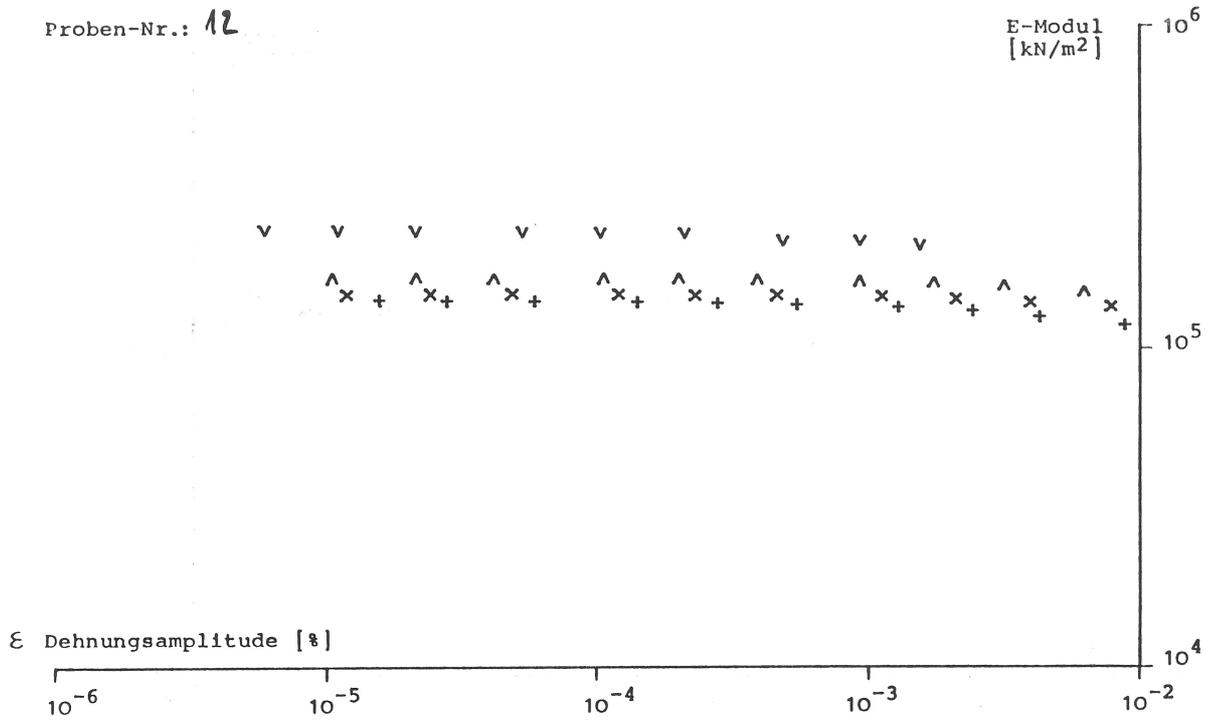


Bild 30: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Elastizitätsmodulwerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 02

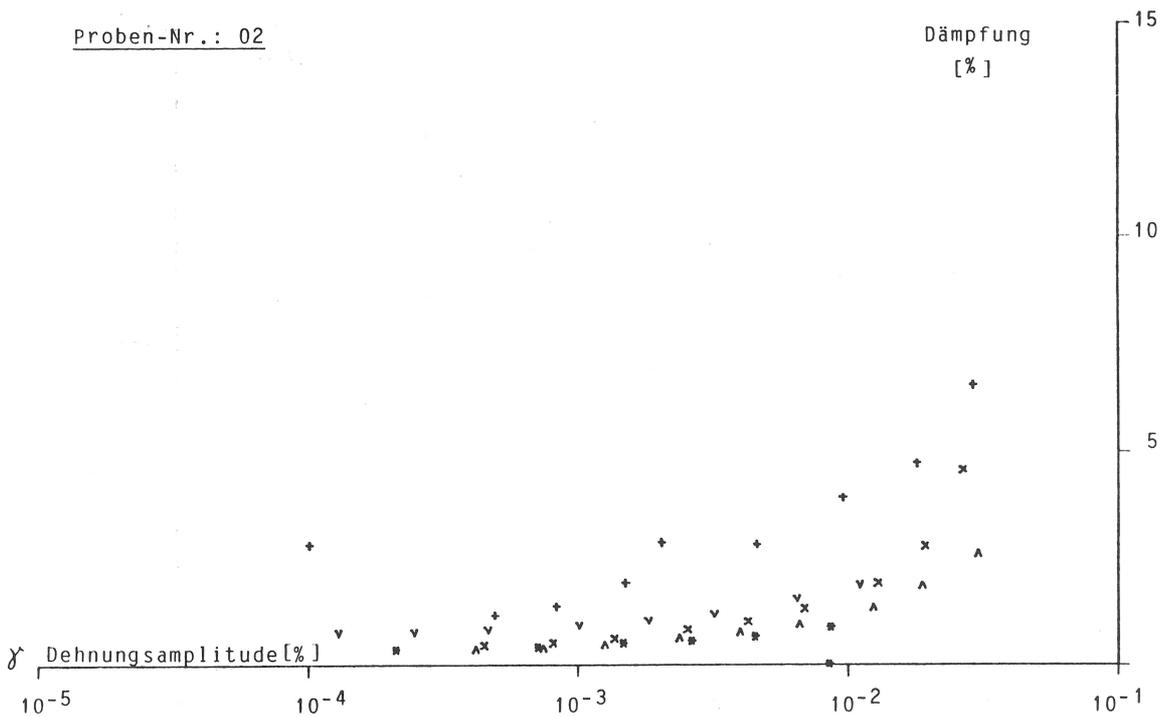


Bild 31: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Dämpfungswerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 03

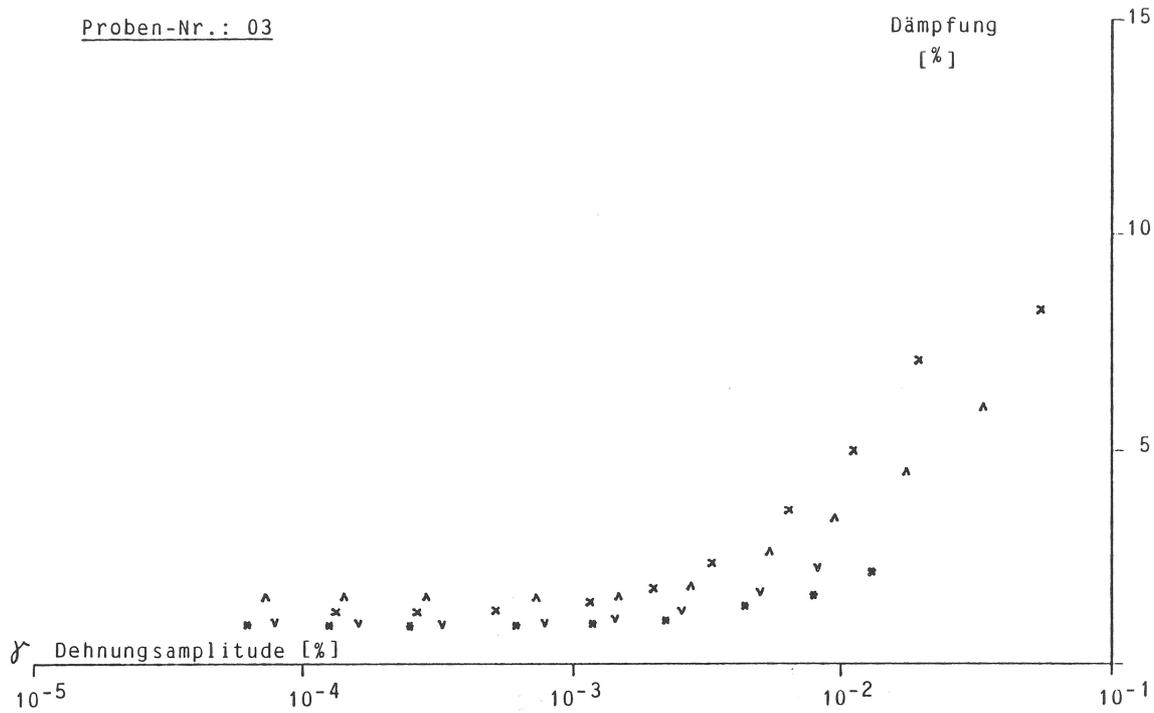


Bild 32: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Dämpfungswerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 04

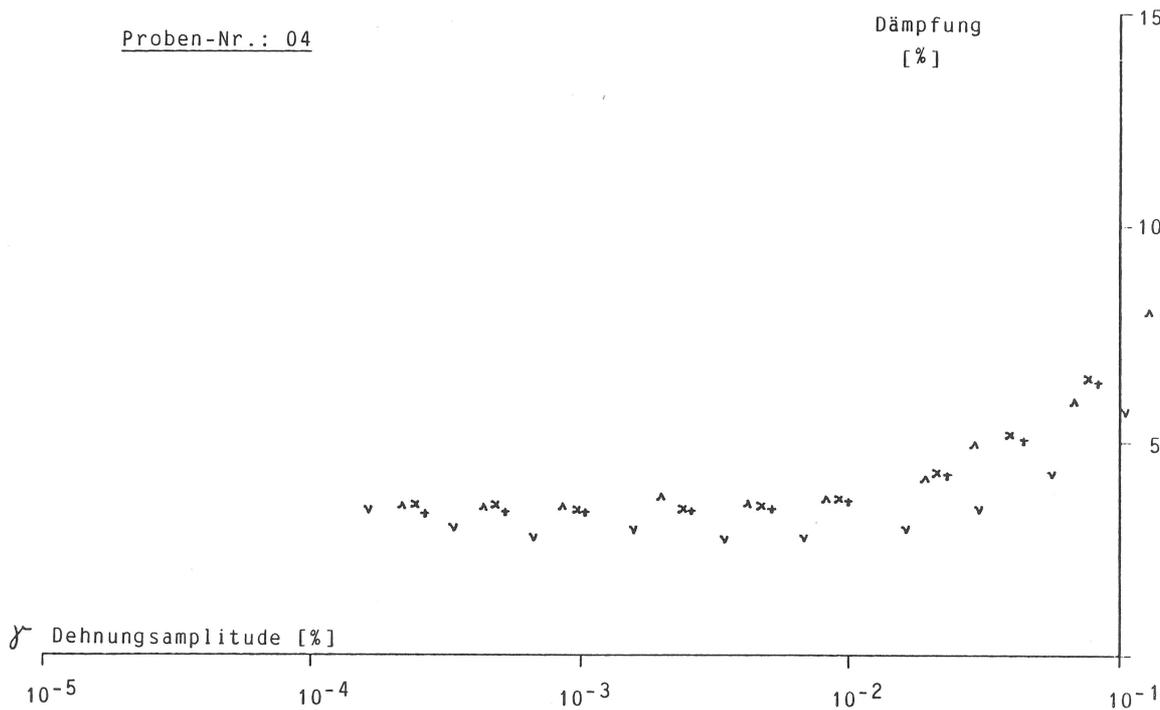


Bild 33: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Dämpfungswerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 05

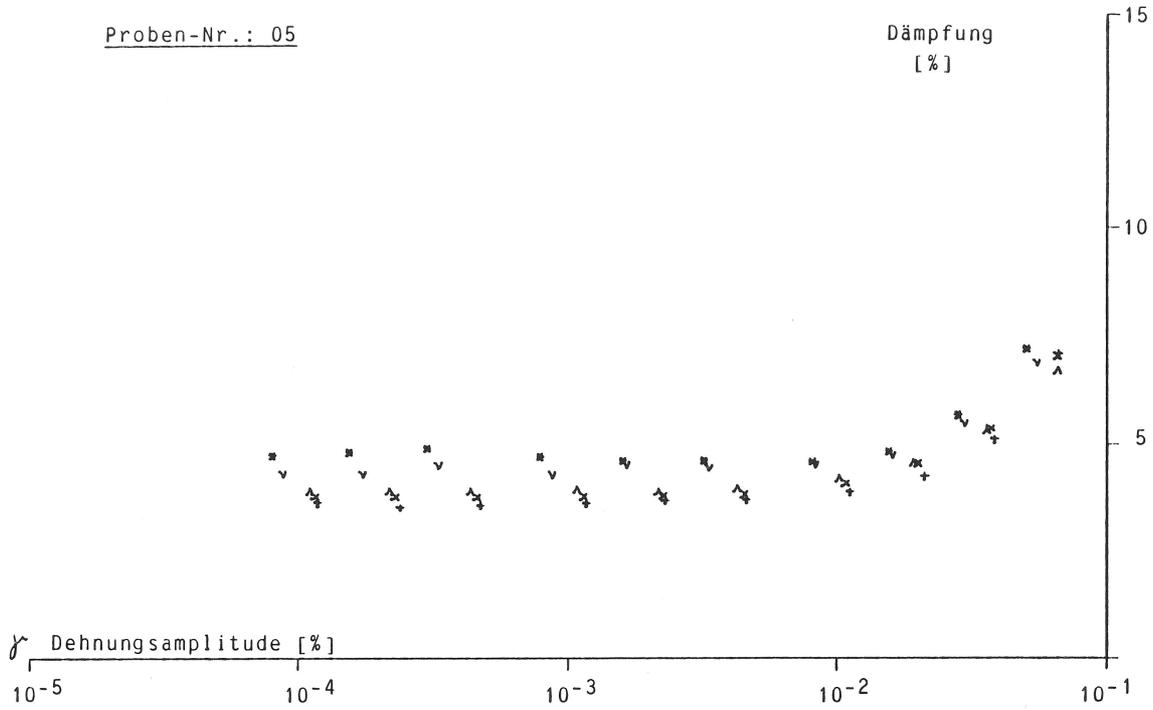


Bild 34: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Dämpfungswerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 07

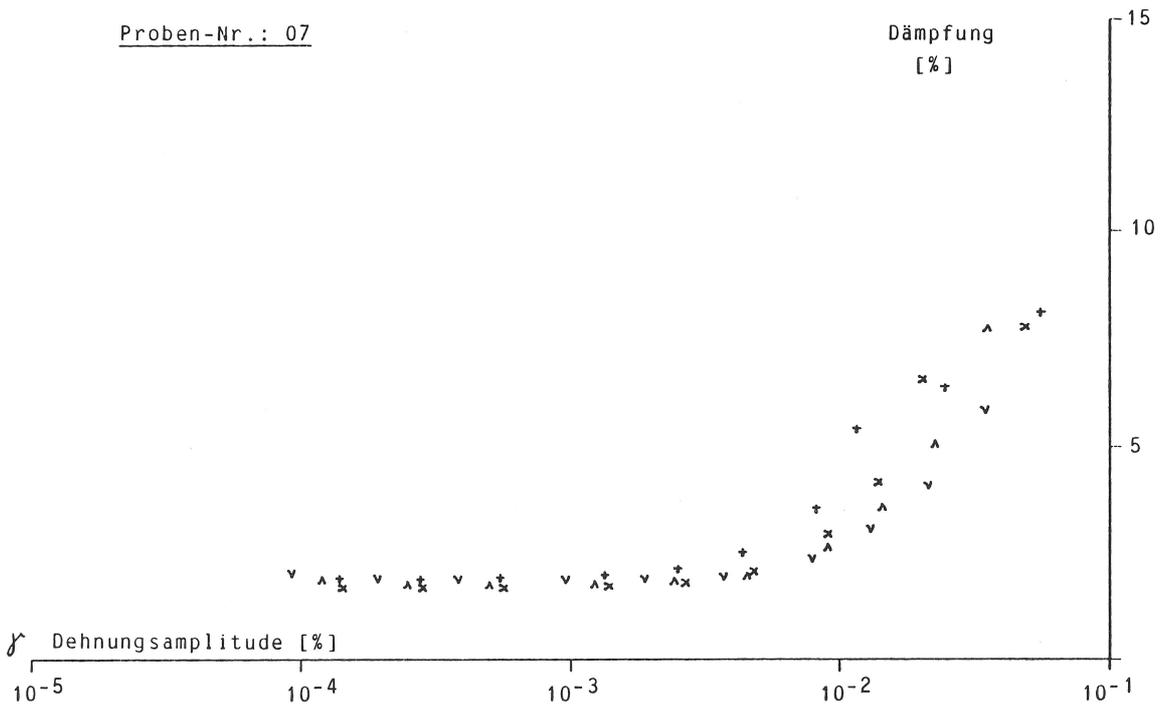


Bild 35: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Dämpfungswerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 09

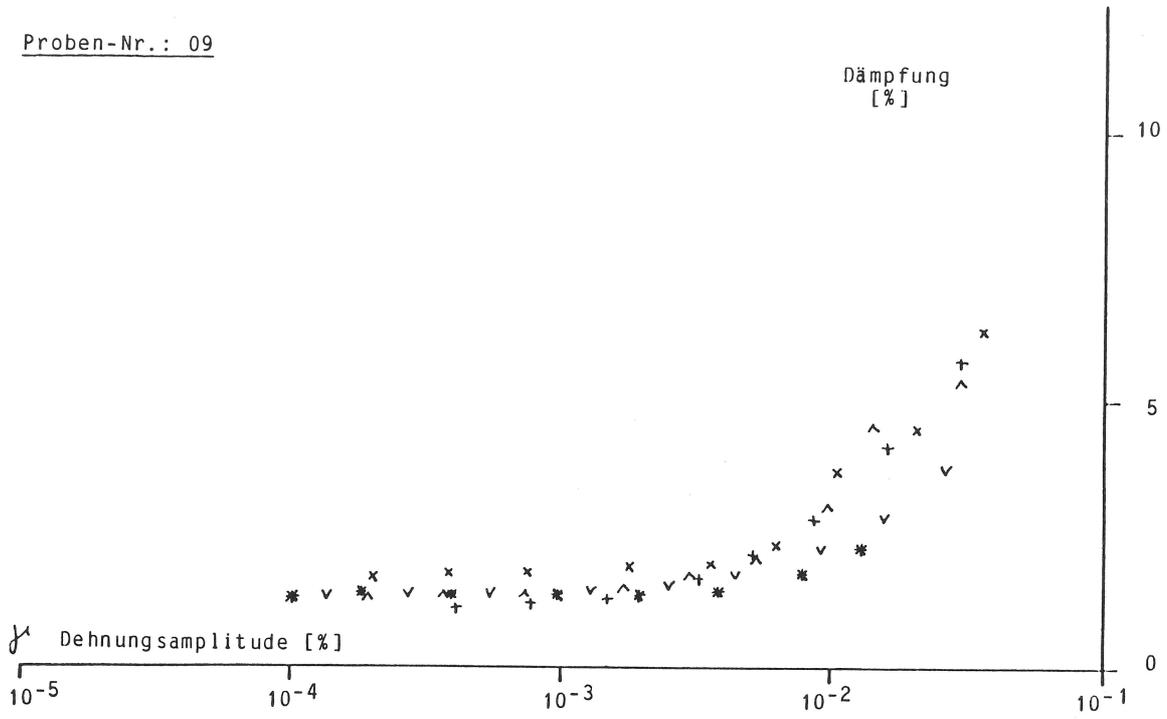


Bild 36: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Dämpfungswerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 10

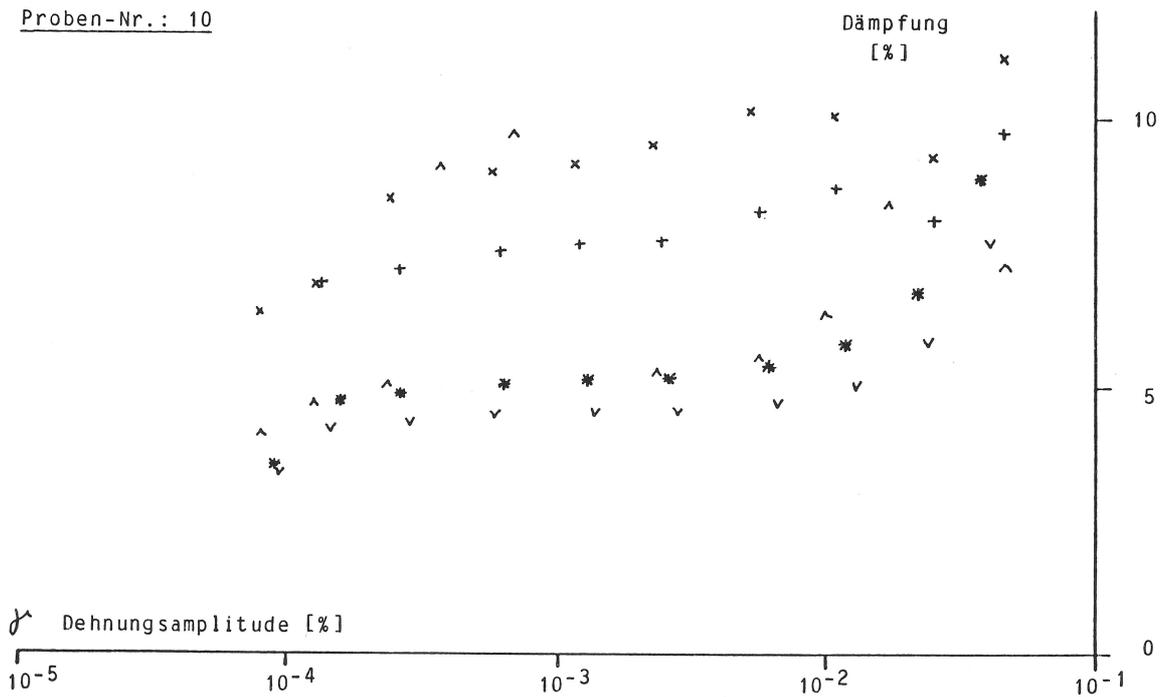


Bild 37: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Dämpfungswerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 11

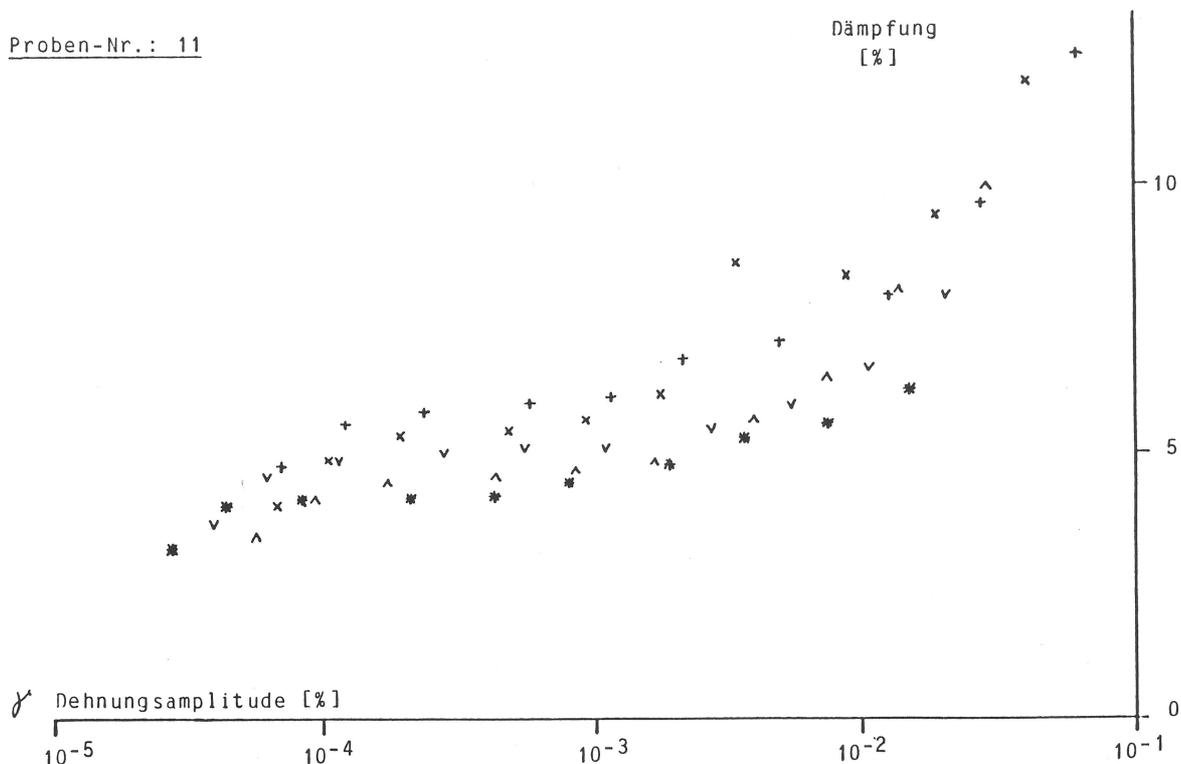


Bild 38: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Dämpfungswerte bei verschiedenen Zelldrücken

Proben-Nr.: 12

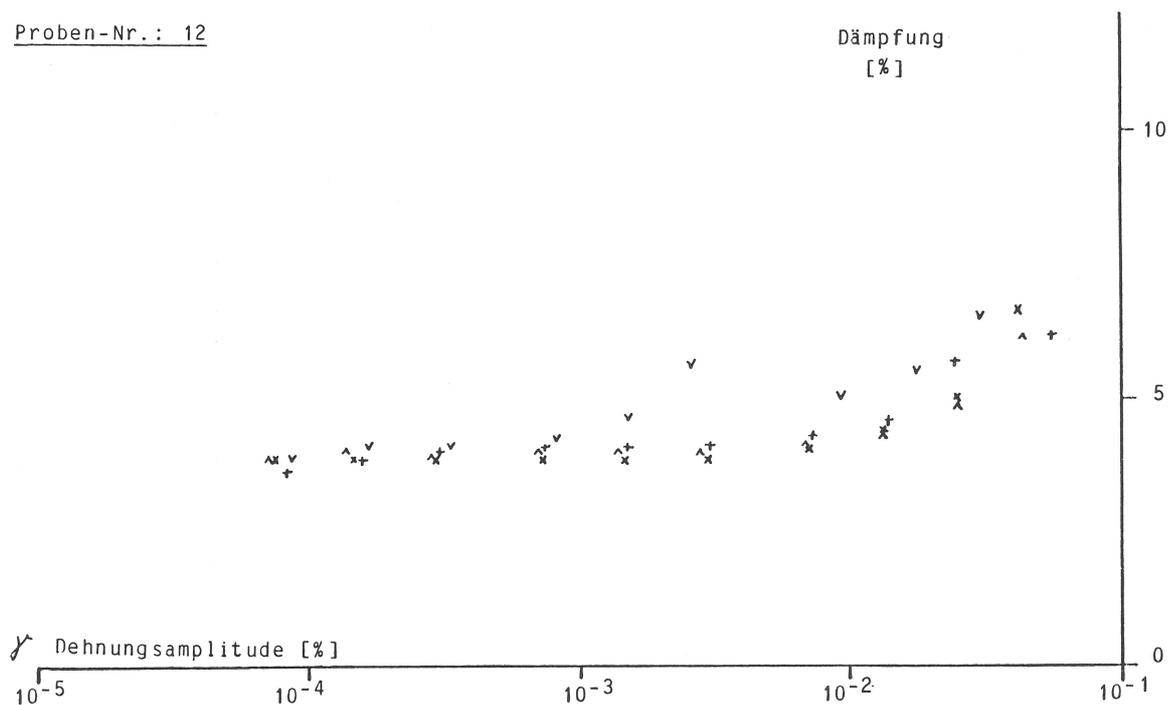


Bild 39: Aus Resonant-Column-Versuch ermittelte Dämpfungswerte bei verschiedenen Zelldrücken

Die Interpretation der Ergebnisse erfolgt im Vergleich mit denen der Triaxialversuche und mit Ergebnissen von anderen Untersuchungen, siehe Abschnitte 5 bis 7

4. Aufbau des zyklischen Triaxialgerätes, Meßeinrichtungen

4.1 Allgemeines

Das Triaxialgerät gehört zur Standardausrüstung eines bodenmechanischen Laboratoriums. Es wird routinemäßig zur Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Bodenproben benutzt. Sein Name ist etwas irreführend: Die Probe ist im Triaxialgerät zwar dreiachsig beansprucht, jedoch können nur zwei der drei Hauptspannungen voneinander verschieden gewählt werden: Die beiden horizontalen Hauptspannungen sind durch den Zelldruck gegeben, in der Vertikalen kann über eine Kolbenstange eine zusätzliche Axiallast aufgebracht werden, die mit dem allseitig wirkenden Zelldruck addiert die vertikale Hauptspannung ergibt. Das in den vorangehenden Abschnitten behandelte RC-Gerät ist ein spezielles Triaxialgerät. In diesem Bericht wird aber die Bezeichnung "Triaxialgerät" ausschließlich für das aus dem standardmäßigen Triaxialgerät umgerüstete Gerät verwendet, das in diesem Abschnitt 4 beschrieben wird.

4.2 Umrüstung der Triaxialzelle

Die in diesem Vorhaben durchgeführten Triaxialversuche unterscheiden sich von den Standardversuchen in mehrerer Hinsicht:

- x Es interessiert das Verhalten bei Belastungszyklen, während bei Standardversuchen vorwiegend monoton bis zum Bruch belastet wird.
- x Die erzeugten Probendehnungen sind viel kleiner als in Standardversuchen.
- x Die Genauigkeitsanforderungen sind besonders hoch.

Der Grundgedanke bei der Umrüstung ist, einer konstanten vertikalen Belastung der Probe eine zusätzliche kleine zyklische Last zu überlagern. Dieser Belastungsvorgang ist mit einem üblichen Triaxialgerät ohne Störungen von unbekannter Größe nicht durchführbar. Die meisten Schwierigkeiten entstehen aus Reibungskräften bei der Krafteinleitung. Die Reibungskräfte resultieren aus der Axialführung und Abdichtung des Belastungsstempels im Zellendeckel. Eventuelle Exzentrizitäten an den Anschlußstellen im Belastungsgestänge verursachen zudem ein Verkanten mit Einfluß auf die Meßwerte. Aus diesen Gründen wurde ein völlig neuer Triaxialzellendeckel konzipiert.

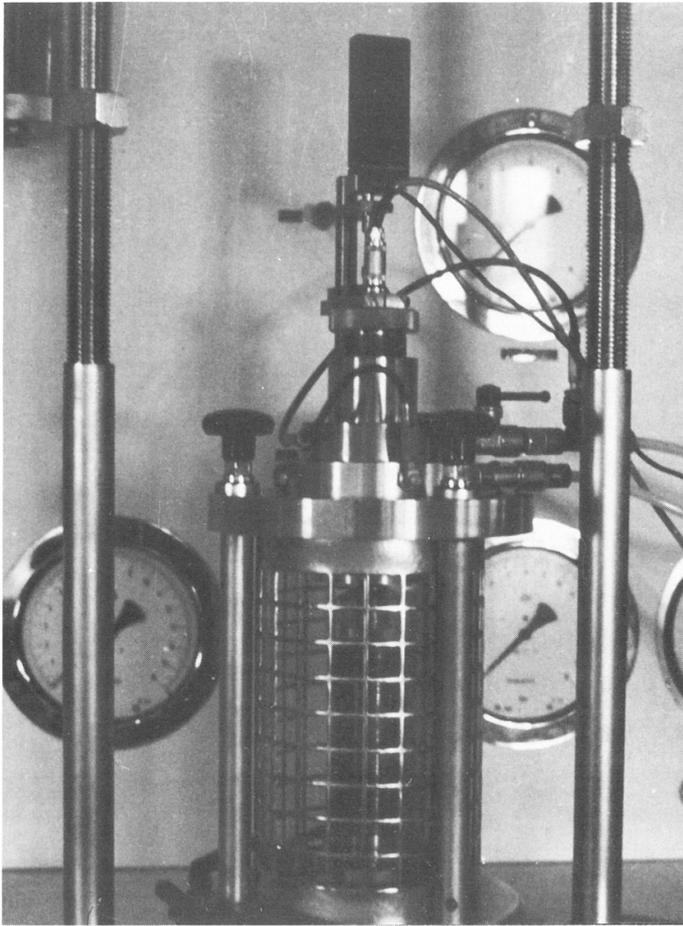


Bild 40:
Umgebaute Triaxialzelle

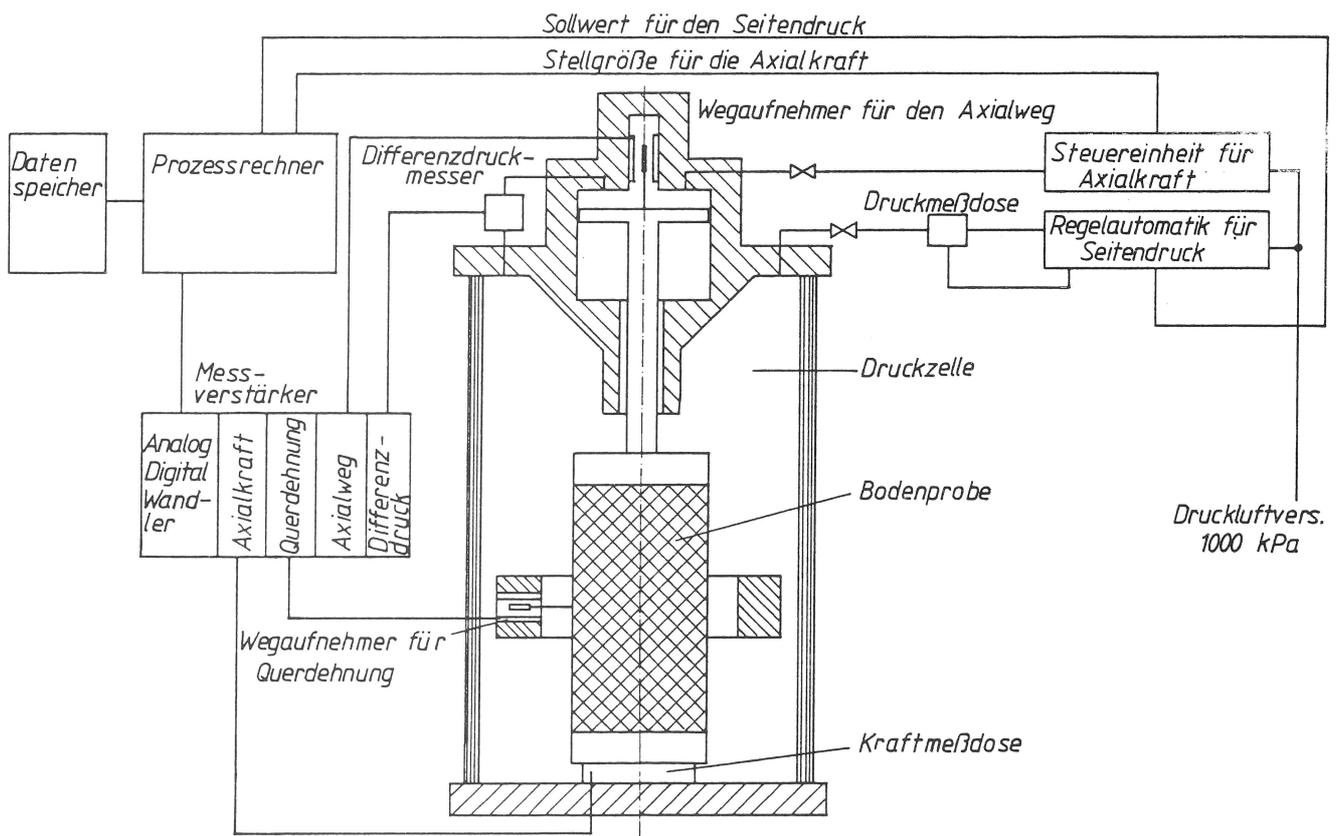


Bild 41: Funktionsschema des zyklischen Triaxialgeräts

Bei der umgebauten Triaxialzelle ist die Belastungseinheit direkt in den Zellendeckel integriert, s. Bilder 40 und 41. Dieses axiale Belastungsmodul besteht im wesentlichen aus einem Zylinder mit Zylinderdeckel und einem Kolben, der über eine Rollmembran pneumatisch gesteuert wird. Dieser Kolben wirkt mit der Kolbenstange und einem Druckbolzen, welcher im oberen Probenwiderlager steckt, unmittelbar an der Bodenprobe. Der Zylinderdeckel ist so ausgebildet, daß die Axialwegmessung im oberen Druckraum stattfinden kann. Dies geschieht mit Hilfe eines induktiven Wegaufnehmers, der direkt mit dem Kolben verbunden ist und über eine druckdichte Steckverbindung elektrisch betrieben wird. Die Belastungseinheit ist noch mit den nötigen Druckluftanschlüssen und Ventilen versehen und bildet zusammen mit einem Flansch den kompletten Triaxialzellendeckel.

4.3 Axialkraft- und Seitendruckaufbringung

Axialkraft und Seitendruck werden pneumatisch erzeugt. Beim Seitendruck wird die Druckluft aus der Haus-Versorgungsleitung über einen Gasdruckregler in die Triaxialzelle geleitet, siehe Bild 41. Dieser Druck wirkt dann sowohl seitlich auf die in einer Gummimembran eingehüllten Probe als auch auf die Stirnflächen der Probe. Auf die Stirnflächen wird zusätzlich eine Axialkraft aufgebracht, die immer eine Druckkraft ist. Der Gesamt-Axialdruck ist also immer mindestens so groß wie der Seitendruck. Der Axialdruck wird ebenfalls pneumatisch erzeugt. Die Druckluft wird über einen zweiten Gasdruckregler in den Axialdruckzylinder geleitet.

Ein Gasdruckregler besteht zunächst aus einem sogenannten Präzisions-Druckregler, das ist ein Ventil, bei dem man über ein Stellrad einen bestimmten Druck im Verhältnis zum äußeren Luftdruck einstellen kann. Der Gasdruckregler enthält ferner einen Permanentmagnet-Gleichstrommotor, der das Stellrad entsprechend der vom Prozeßrechner kommenden Stellgröße so lange dreht, bis der gewünschte Solldruck erzeugt ist. Das geschieht über einen Sollwert-Istwert-Vergleich, der in kurzen Zeitabständen ständig wiederholt wird. Hierzu wird der Seitendruck mit einer an die Zelle angeschlossenen Druckmeßdose gemessen. Mit einem Differenzdruckmesser wird die Differenz von Axialdruck und Seitendruck gemessen. Hieraus werden der Axialdruck und die Axiallast

im Prozeßrechner berechnet. Zusätzlich kann die Axiallast mit einer im Sockel der Probe untergebrachten Kraftmeßdose gemessen werden.

Die Auslegungsdaten der Gasdruckregler wurden im Hinblick auf das angestrebte Ziel des Vorhabens, möglichst kleine dynamische Kraftgrößen einstellen und die sich dabei ergebenden Deformationsgrößen noch messen zu können, gewählt. Der Seitendruck kann zwischen 0 und 500 kPa mit einer Auflösung von 1 kPa variiert werden, der (zusätzliche) Axialdruck zwischen 0 und 1000 N mit einer Auflösung von 0,1 N. Umgerechnet auf die Stirnfläche der Probe von $F \approx 20 \text{ cm}^2$ bedeutet das 0 bis 500 kPa bzw. 0,05 kPa.

Die oberen Grenzwerte ergeben sich aus der gewählten Auflösung und der Tatsache, daß für die Beschreibung einer Eingabe oder Ausgabegröße des Rechners nur 12 bit zur Verfügung stehen.

4.4 Axialdehnungsmessung

Die Axialdehnung wird mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen, der in den Deckel des Triaxialgerätes eingebaut ist, siehe Bild 41. Man sieht, daß direkt der Kolbenweg gemessen wird. Gemessen wird mit einer Auflösung von 0,1 μm ; bei einer Probenlänge von rund 100 mm bedeutet das eine Axialdehnung von 10^{-6} . Die Auflösung wird begrenzt durch die unvermeidlichen Fehler infolge Gerätesteifigkeit, Temperatur usw. Das Gerät gestattet also, so kleine Dehnungsbereiche zu untersuchen, wie sie bei Erschütterungen z.B. infolge Verkehr im Boden vorkommen. Die hohe Auflösung bei der Wegmessung bedingt einen kleinen Meßbereich, der hier $\pm 1 \text{ mm}$ beträgt. Da die Probe bei größerer Belastung und in der Nähe des Bruchs sich bleibend so verformen kann, daß dieser Bereich überschritten wird, wurde eine Nachstellmöglichkeit vorgesehen. Hierbei wird der obere Teil des Deckels, an dem der Spulenteil der Aufnehmer befestigt ist, über ein Feingewinde gegenüber dem Restteil des Deckels bewegt. Das kann auch bei belasteter Probe geschehen. Die Nachstellung wird mit einem zweiten Wegaufnehmer gemessen. Beide Wegmessungen können in den Rechner gegeben werden, so daß jederzeit die Gesamtverschiebung ermittelt werden kann.

4.5 Aufzeichnungsmöglichkeiten

Sowohl die eingeprägte (vorgewählte) Kraft als auch die sich ergebende Verschiebung des Probenkopfes kann in beliebigen Zeitintervallen abgefragt und zwecks späterer Auswertung in den Rechner eingelesen werden. Bild 41 zeigt, daß die analog anfallenden Meßwerte über einen Analog-Digital-Wandler in den Rechner gelangen. Dort werden die Werte zunächst im Datenspeicher abgelegt.

Außer dieser Registrierung besteht auch noch die Möglichkeit, die Meßgrößen on-line aufzutragen. Der Normalversuch besteht darin, daß der Seitendruck konstant ist und der Axialdruck zyklisch variiert und zwar so, daß er zu jedem Zeitpunkt größer als der Seitendruck ist. Man kann nun entweder mit einem Mehrkanalschreiber alle Meßgrößen kontinuierlich über der Zeit auftragen oder mit einem x-y-Schreiber die Axialdehnung über dem Axialdruck. Letztere Darstellung ergibt bei einem Lastzyklus eine sogenannte Hysterisis-Schleife, aus deren Flächeninhalt die Dämpfung der untersuchten Bodenprobe ermittelt werden kann, siehe folgenden Abschnitt.

4.6 Vorversuche mit dem umgebauten Triaxialgerät

Vor jeder Inbetriebnahme eines Gerätes sollten dessen Eigenschaften getestet werden. Diese Testversuche sollen erhellen, inwieweit die späteren Versuchsergebnisse tatsächlich das Verhalten des Untersuchungsgegenstandes (hier: Bodenprobe) beschreiben, bzw. wie man den Geräteeinfluß eliminieren kann.

Bei den Testversuchen wurde anstelle der Bodenprobe ein Stahlzylinder gleicher Abmessungen verwendet. Verglichen mit den Nachgiebigkeiten des Geräts und von Bodenproben ist der Stahlzylinder als starr anzusehen. Infolge eines "normalen" Lastprozesses - konstanter Seitendruck und zyklisch variierender Axialdruck - ergaben sich erhebliche Verformungen. In Bild 42 ist die Verschiebung des Probenkopfes gegen den Zellendeckel in Form einer Hysterisis-Schleife über der Kraft aufgezeichnet. In Bild 42 zeigt erstens eine Nachgiebigkeit des Gerätes, die in der Größenordnung der einer Sandprobe liegt, und zweitens deutet der Flächeninhalt auf eine erhebliche Dämpfung des Gerätes hin. Beide Eigenschaften sind unangenehm hinsichtlich der beab-

sichtigten Untersuchungen, insbesondere, weil die Dämpfung des Bodens im untersuchten Bereich kleiner Dehnungen nur etwa 1 % beträgt. Man kann bei den gemessenen Bodenverformungen den Geräteanteil subtrahieren. Die Ergebnisse werden jedoch umso genauer, je kleiner dieser Korrekturanteil ist. Daher wurde durch bauliche Maßnahmen die Eigensteifigkeit des Gerätes erhöht.

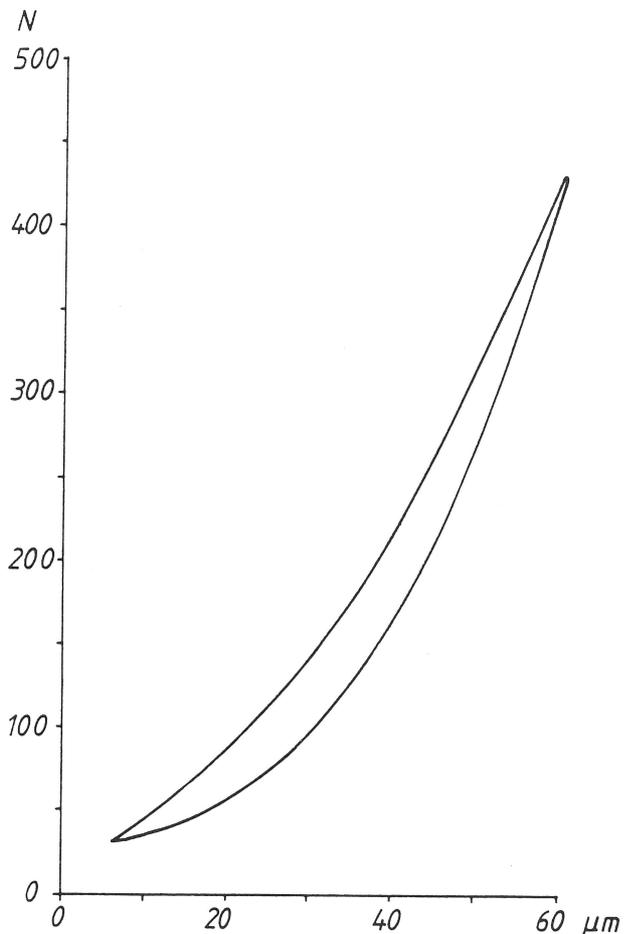


Bild 42:
Eigensteifigkeits- und
Eigendämpfungseigenschaften
der Untersuchungszelle bei
eingebauter Stahlprobe

Eine erste Abschätzung der einzelnen Anteile an der Gerätesteifigkeit zeigte, daß die Kraftmeßdose, die sich anfangs im Fußteil der Zelle zwecks Axialkraftmessung befand, eine erhebliche Eigensteifigkeit besaß. Der Fuß wurde deshalb durch einen massiven Fuß ersetzt. Die Axialkraft wird jetzt über die Messung des Drucks im Axialzylinder ermittelt, s. Bild 41. Das geschieht mit einem Differenzdruckgeber, der die Druckdifferenz zwischen Zelldruck und zusätzlichem Axialdruck mißt. Diese Meßmethode hat gegenüber der bisherigen auch den Vorteil, daß auch bei Veränderung des Zelldrucks immer der tatsächliche (zusätzliche) Axialdruck angezeigt wird. Der Umbau erhöhte die Gerätesteifigkeit etwas. Da die Meßergebnisse jedoch nach wie vor korrigiert werden mußten, wurden weitere Umbaumaßnahmen vorgenommen.

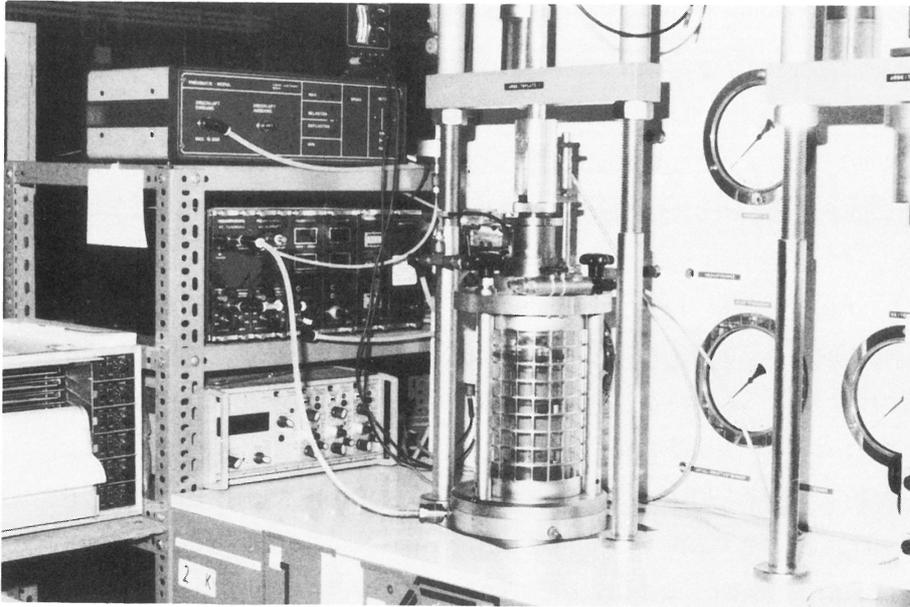


Bild 43: Gesamtansicht der umgebauten Triaxialzelle

Bei der anfangs gewählten, in Bild 40 dargestellten Bauweise, wurden beim Aufbringen der zusätzlichen Axialkraft die drei Zugstangen, die den Deckel der Zelle halten, mit der Reaktionskraft belastet. Die Längenänderung wurde zwischen dem Zellen- deckel und dem Probenkopf gemessen, so daß dieser Meßwert außer der interessierenden Längenänderung der Probe auch die Nachgie- bigkeit der Kraftmeßdose unter dem Probenfuß und die Längenän- derung der Zugstangen enthält. Da die Entfernung der Kraftmeß- dose die Zellendeformation noch nicht ausreichend verminderte, wurden Stützglieder gebaut, die den Zellendeckel gegen einen oberen, relativ steifen Rahmen abstützen, siehe Bild 43. Die Stützglieder werden mit einem Drehmomentschlüssel so angezogen, daß bei jedem Versuch der Deckel mit dem gleichen Druck auf die Dichtungsringe des Plexiglaszylinders (in Bild 43 an der git- terartigen Verstärkung zu erkennen) gedrückt wird. Die Zugstan- gen haben damit praktisch keinen Einfluß mehr. Da Rahmen und Stützglieder sehr steif sind, ändert sich der Abstand zwischen Deckel und Fuß der Zelle infolge Aufbringen der Axialkraft sehr wenig im Vergleich zu der hervorgerufenen Längenänderung der Probe. Die geringe verbleibende Restnachgiebigkeit des Geräts wird bei der Auswertung mittels Korrekturen berücksichtigt.

4.7 Messung der Seitendehnung

Nach dem Studium der einschlägigen Literatur haben wir uns zum Bau der zangenartigen Vorrichtung nach Bild 44 entschieden. Hierbei werden die beiden Backen der Zange mit einer Feder ge-

gen die in der Gummihülle befindlichen Probe gedrückt. Die gegenseitige Verschiebung der einander gegenüberliegenden Auflagerpunkte der Backen werden mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen. Ursprünglich sollten die Andrückfedern so stark sein, daß die mobilisierbare Reibung auf der Probenaußenhaut ausreicht, um die Meßeinrichtung zu tragen. Obwohl dieser Typ von Meßeinrichtung nach Angaben in der Fachliteratur erfolgreich zur Seitendehnungsmessung eingesetzt wurde, ergaben sich bei unseren ersten Messungen Schwierigkeiten: Der Meßwert stellte sich als abhängig vom Anpreßdruck heraus. Damit wesentlich kleinere Anpreßdrücke als bisher verwendet werden können, wurde die in Bild 44 gezeigte Abfangvorrichtung gebaut: Die Seitenmeßeinrichtung hängt an sehr weichen Schraubenfedern, die mit ihrem oberen Ende an einem Gerüst befestigt sind, das innerhalb des Plexiglaszylinders (in Bild 44 weggelassen) auf dem Zellenboden ruht. Auf diese Weise brauchen die angeprägten Backen der Meßzange kaum noch Scherkräfte zu übertragen. Brauchbare Meßergebnisse ergaben sich jedoch erst, als die Anpreßfedern ganz weggelassen wurden und die Backen mit schnellabbindendem Cyan-Acrylat-Kleber direkt auf die Membran geklebt wurden.

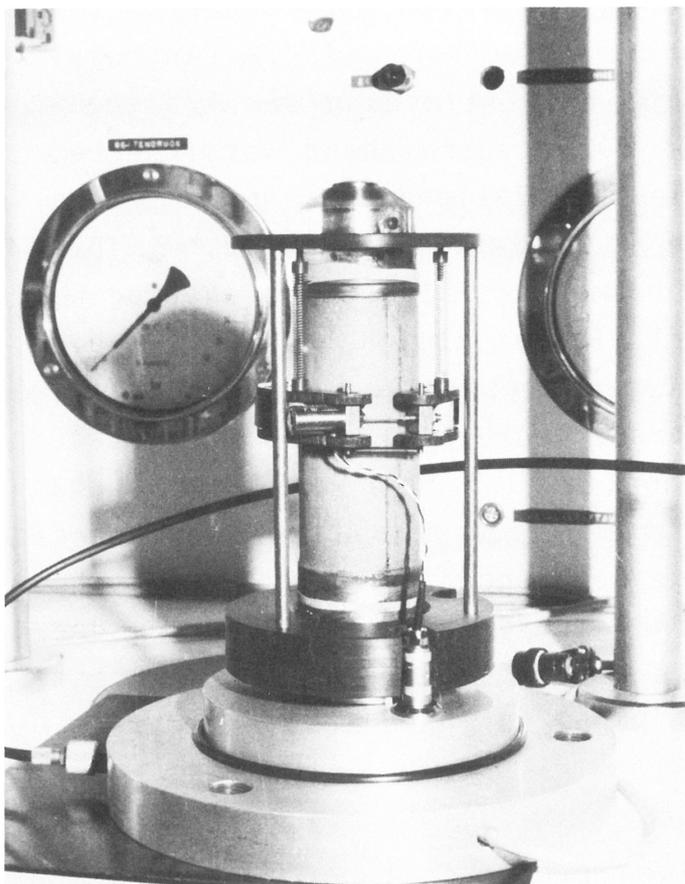


Bild 44 Seitendehnungs-Meßeinrichtung an Sandprobe, die durch inneren Unterdruck gestützt wird

5. Triaxialversuche

5.1 Programm und Durchführung

Der Versuchsablauf wurde so gewählt, daß jede Bodenprobe in gleicher Weise behandelt wird. Die bindigen Bodenproben wurden aus dem Entnahmezylinder gedrückt und mit dem Trimmgerät auf die zylindrische Probenform von 50 mm Durchmesser und 115,5 mm Länge gebracht. Die Probe wurde dann gewogen und in das Triaxialgerät eingebaut. Dann wurde die Probe etwa 16 h lang im Gerät bei 100, 250 oder 500 kPa allseitigem Druck konsolidiert, um die Probe in einen Zustand zu bringen, der dem vor der Entnahme möglichst ähnelt. Während dieser Konsolidation blieben ebenso wie im übrigen Versuchsablauf die Drainagen offen, d.h. alle Versuche wurden drainiert gefahren. Das ist notwendig, weil im undrainierten Zustand die Probe schnell zum Bruch kommt. Nach dem Versuch wurde die Probe getrocknet und gewogen. Die Wassergehalte in Tabelle 3 beziehen sich also auf den Zustand nach dem Versuch. Die während des Versuches ausgepreßte Wassermenge wurde nicht gemessen. Die Proben aus den Sandböden 1 und 2 sind gestörte Proben. Sie wurden in die Probenform derart lagenweise eingebracht und leicht verdichtet, daß die Proben desselben Bodens immer jeweils gleiche Dichte und Wassergehalt aufwiesen.

Jede Probe sollte, soweit sie die Spannungen tragen konnte, immer demselben zyklischen Belastungsprozeß unterworfen werden. Das zyklische Belastungsprogramm besteht aus mehreren "Durchläufen". Tabelle 4 gibt einen Durchlauf wieder. Ein Durchlauf besteht aus 32 Teilversuchen, von denen jeder aus einer wählbaren Anzahl von gleichartigen Lastzyklen n besteht. Einige Teilversuche sind zu Lastserien zusammengefaßt, um später leichter Bezug nehmen zu können. Die Extremwerte der zusätzlichen Axiallast, P_{\min} und P_{\max} , werden abwechselnd vom Prozeßrechner angesteuert. Gemessen werden die zugehörigen Wege des Probenkopfs. Aus der Wegdifferenz Δl der Probe mit der Länge l und der Axialspannungs-Differenz $\Delta\sigma_z$, s. Tabelle 4, wird gemäß

$$E = \frac{\Delta\sigma_z \cdot l}{\Delta l} \quad (20)$$

der Elastizitätsmodul berechnet. In der Bodendynamik benutzt man als Dehnungsmaß die Dehnungsamplitude ϵ_z , die sich aus

$$\epsilon_z = \frac{\Delta l}{2l} \quad (21)$$

Tabelle 4: Ein Durchlauf des zyklischen Belastungsprogramms im Triaxialgerät

Teil- versuch	Serie	P_{\min}	P_{\max}	Δp	$\Delta\sigma_z$
Nr.	Nr.	N	N	N	kPa
1	1	0,3	10	9,7	4,9
2		2	10	8	4
3		5	10	5	2,5
4		8	10	2	1
5	2	10	50	40	20
6		5	45	40	20
7		2	42	40	20
8		0,3	40,3	40	20
9	3	10	110	100	50
10		80	110	30	15
11		100	110	10	5
12		105	110	5	2,5
13		108	110	2	1
14		10	110	100	50
15	4	10	210	200	100
16		110	210	100	50
17		180	210	30	15
18		200	210	10	5
19		205	210	5	2,5
20		208	210	2	1
21		10	110	100	50
22	5	10	310	300	150
23		110	310	200	100
24		210	310	100	50
25		280	310	30	15
26		300	310	10	5
27		305	310	5	2,5
28		308	310	2	1
29		10	110	100	50
30	6	2	10	8	4
31		5	10	5	2,5
32		8	10	2	1

berechnet. Entsprechend wird die Querdehnungsamplitude aus der gemessenen Durchmesseränderung ermittelt. Die Querdehnungs- oder Poissonzahl ν wird aus

$$\nu = \frac{\epsilon_Q}{\epsilon_Z} \quad (22)$$

berechnet.

Das zyklische Belastungsprogramm einer Bodenprobe beginnt in der Regel mit einem Durchlauf bei einem allseitigen Druck von 100 kPa, dann folgt ein zweiter Durchlauf mit 250 kPa allsei-

tigem Druck, danach eventuell noch weitere Durchläufe mit 100 kN/m² und 250 kPa abwechselnd. Bei einem Teilversuch wurden in der Regel $n = 10$ Lastwechsel aufgebracht. Die Dehnungen und die Moduli wurden aus den jeweils n erhaltenen Werten gemittelt. Bei 10 Lastwechseln wurden also in einem Durchlauf in 32 Teilversuchen 320 Lastwechsel aufgebracht, wozu etwa ein bis zwei Stunden erforderlich waren.

Die Versuche sind kraftgesteuert. Der Seitendruck wird jeweils konstant gehalten. Innerhalb eines Teilversuchs wird die zusätzliche Axiallast zwischen zwei vorgegebenen Extremwerten variiert. Die Extremwerte der Axiallast werden zur Kontrolle gemessen. Dabei zeigt sich, daß sie nicht unerheblich von den Sollwerten abweichen können. Deshalb werden die Istwerte für die Auswertung verwendet. Weitere Meßwerte sind die Extremwerte von Kopfverschiebung und Durchmesseränderung der Probe.

Die innerhalb eines Teilversuchs in n Zyklen gemessenen Extremwerte werden jeweils gemittelt. Es wurde meistens $n = 10$ gewählt. Aus den Mittelwerten wurden Elastizitätsmodul, Längs- und Querdehnung und Poissonzahl gemäß Gleichungen (20) bis (22) berechnet, gemäß der Gerätesteifigkeit korrigiert und im Meßprotokoll ausgedruckt. Die Ergebnisse sind in den Bildern 45 bis 56 dargestellt. Die akkumulierte, bleibende Verformung der Probe wurde auf dem x-t-Schreiber aufgezeichnet. Obwohl es grundsätzlich möglich ist, die Dämpfung wie in Abschnitt 4.6 beschrieben aus der Hysteresis-Kurve zu ermitteln, wurde diese Methode der Dämpfungsermittlung hier nicht durchgeführt.

5.2 Elastizitätsmodul

Die Bilder 45 bis 50 zeigen den Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Axialdehnung. Die E-Modul-Werte gehören zu den Serien 3, 4 und 5 des Lastprogramms, siehe Tabelle 4. Die Bilder enthalten die Ergebnisse für diese drei Serien bei den Zelldrücken 100 kPa und 250 kPa.

Wie bei den Versuchen im Resonant-Column-Gerät (RC-Versuche) nimmt der Elastizitätsmodul mit der Axialdehnung ab. Die Dehnungsabhängigkeit ist jeweils für große Dehnungen stärker ausgeprägt als für kleine. Der Vergleich mit den entsprechenden

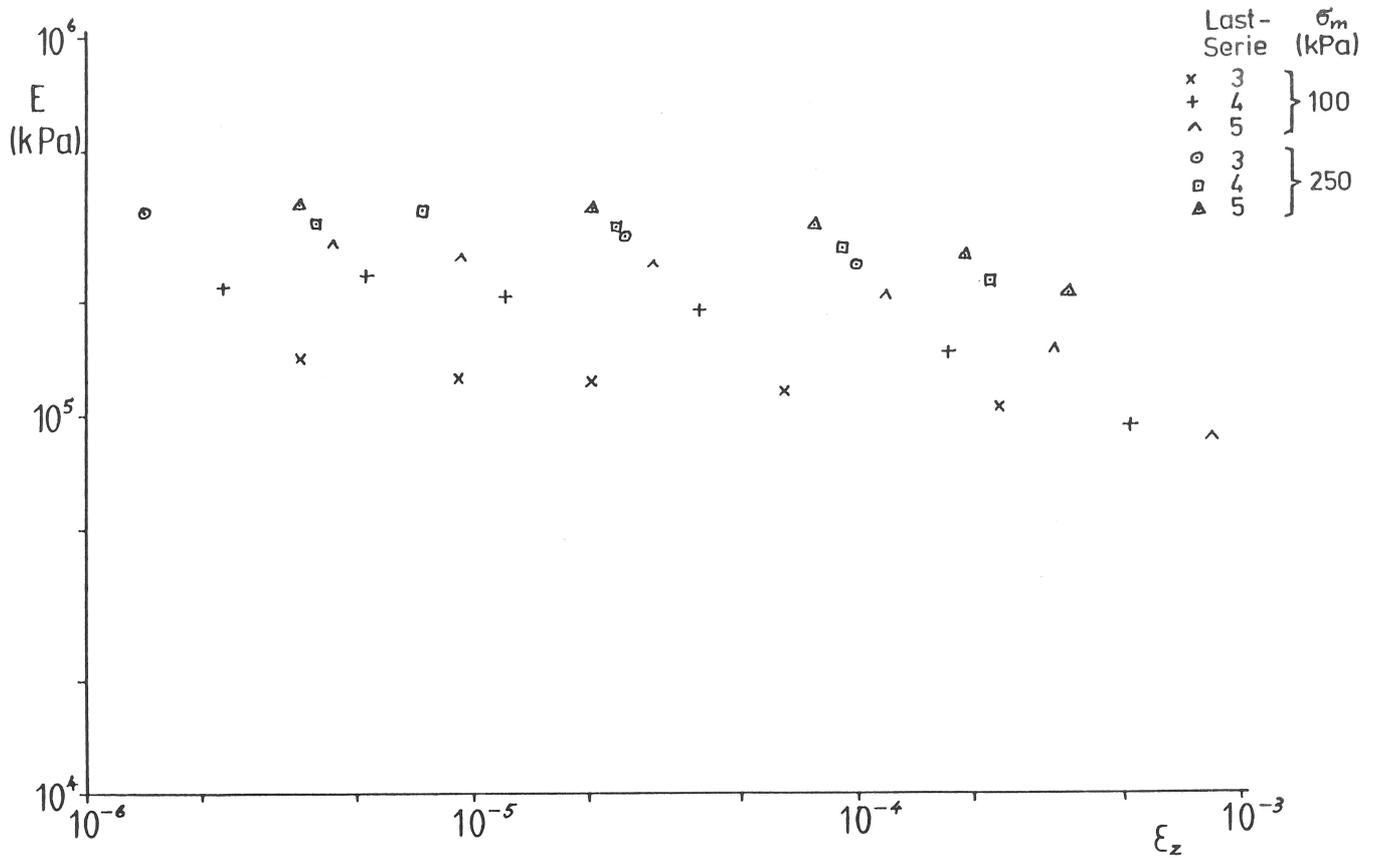


Bild 45: Aus Triaxialversuchen ermittelte Elastizitätsmodulwerte, Boden Nr. 1

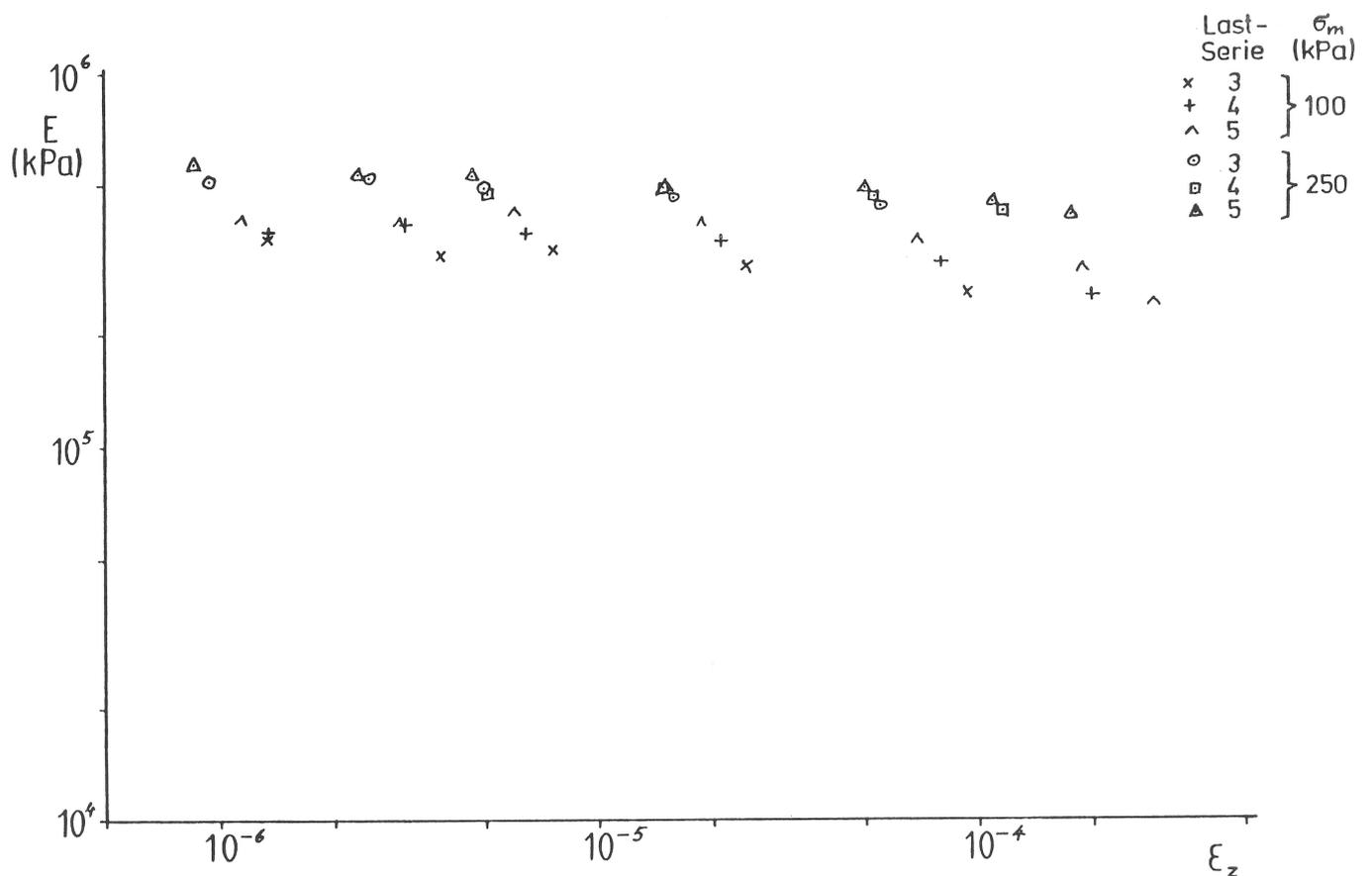


Bild 46: Aus Triaxialversuchen ermittelte Elastizitätsmodulwerte, Boden Nr. 2

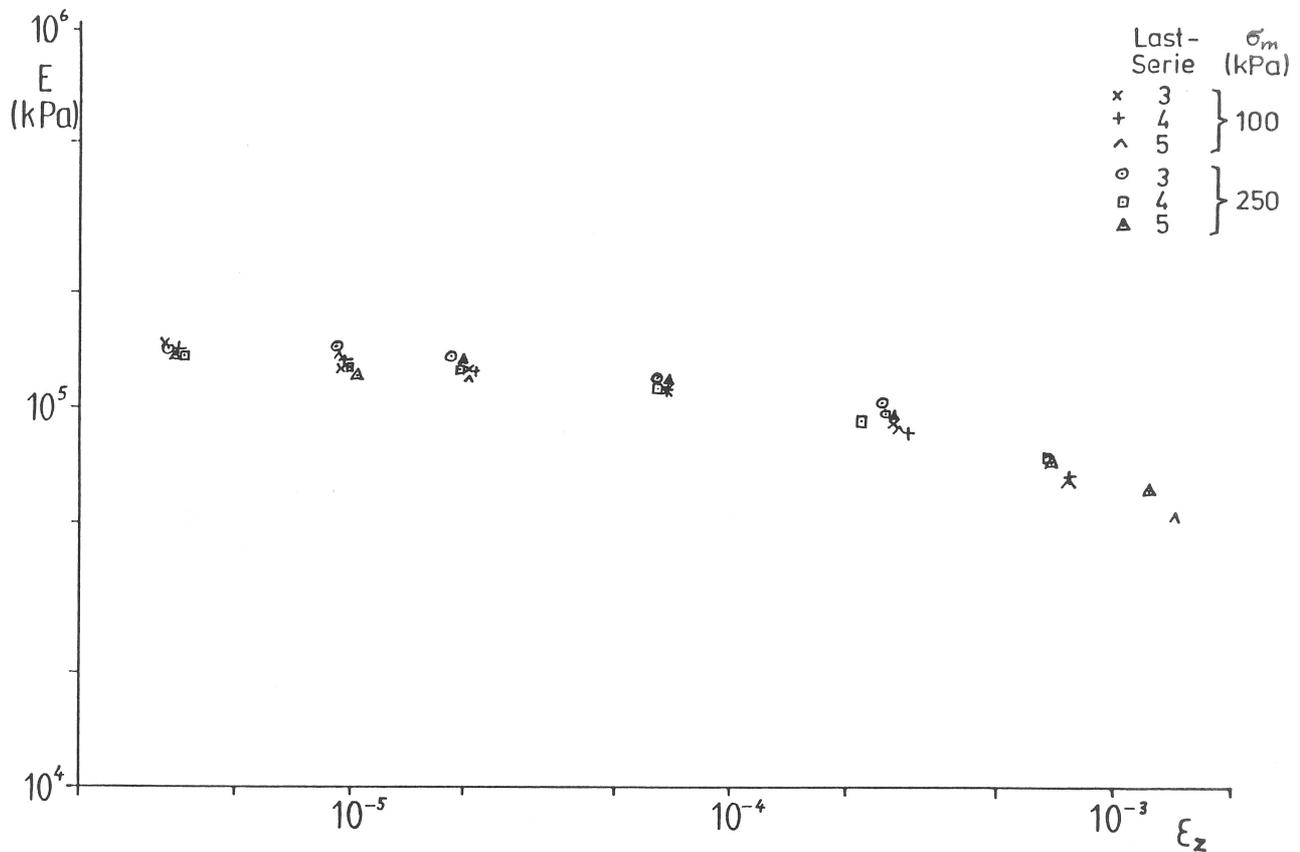


Bild 47: Aus Triaxialversuchen ermittelte Elastizitätsmodulwerte, Boden Nr. 5.1

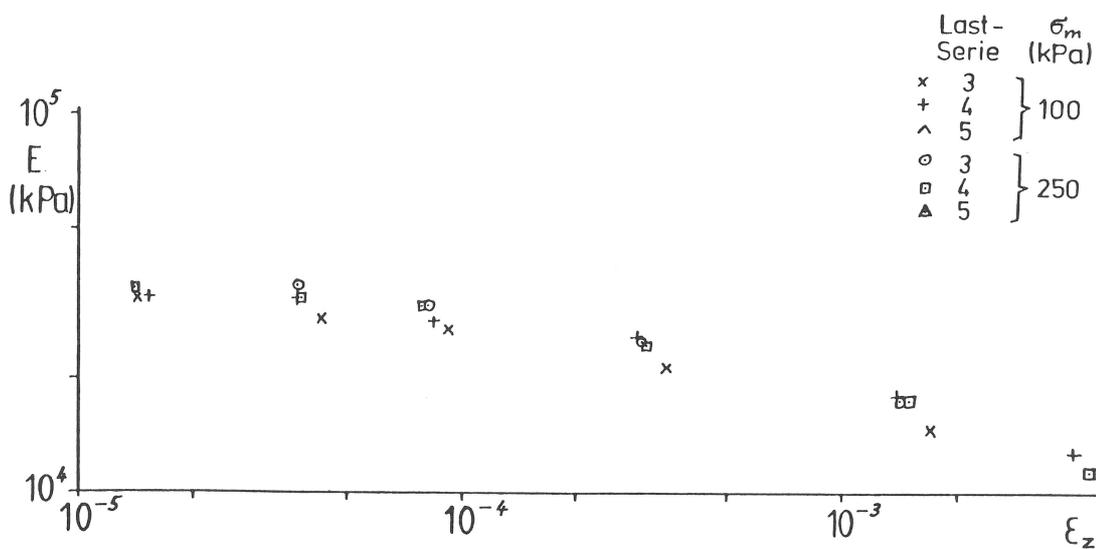


Bild 48: Aus Triaxialversuchen ermittelte Elastizitätsmodulwerte Boden Nr. 5.2

Darstellungen der RC-Versuche zeigt, daß die Dehnungen im Triaxialgerät größer sind als im RC-Gerät. Die Dehnungsbereiche überlappen zwar einander, sind aber um ein bis eineinhalb Zehnerpotenzen gegeneinander verschoben. Wegen des etwas unterschiedlichen Dehnungsbereichs scheint die Dehnungsabhängigkeit bei den Triaxialversuchen stärker ausgeprägt zu sein als bei den RC-Versuchen. Ein genauere Vergleich zeigt jedoch, daß

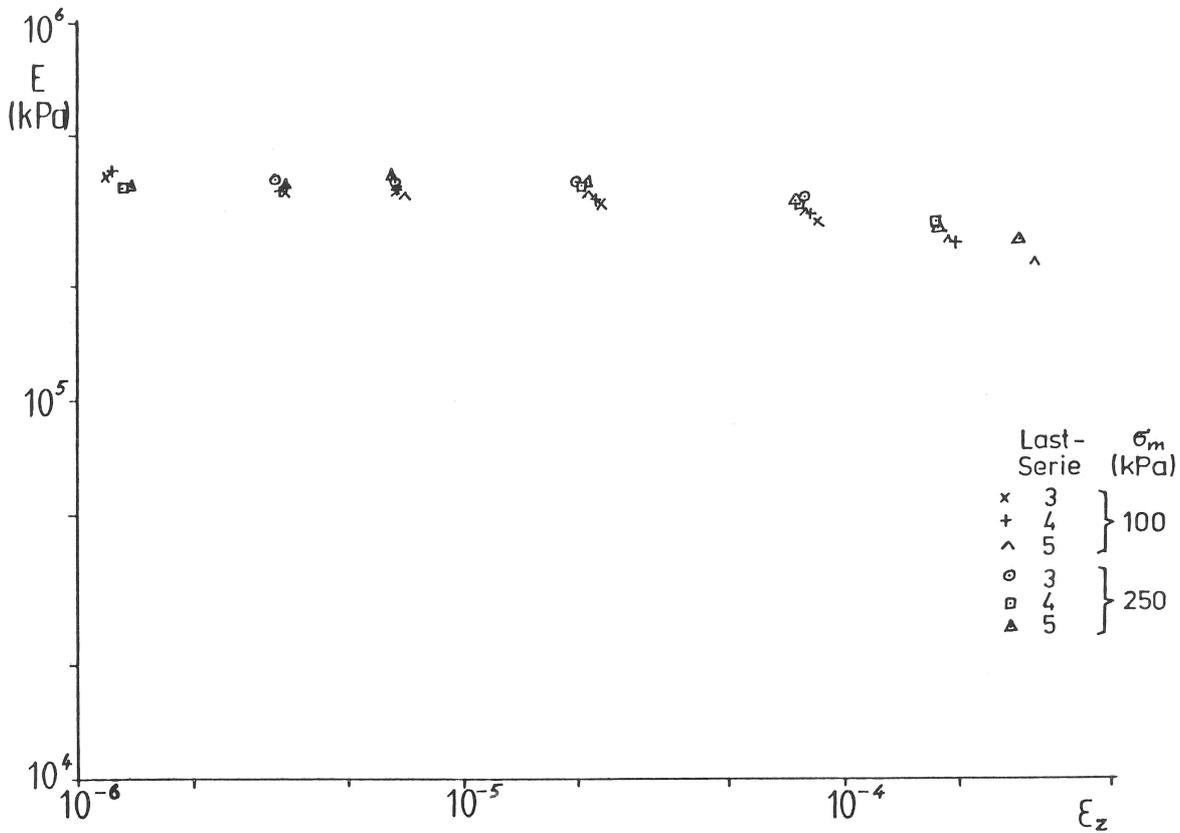


Bild 49: Aus Triaxialversuchen ermittelte Elastizitätsmodulwerte, Boden Nr. 7.1

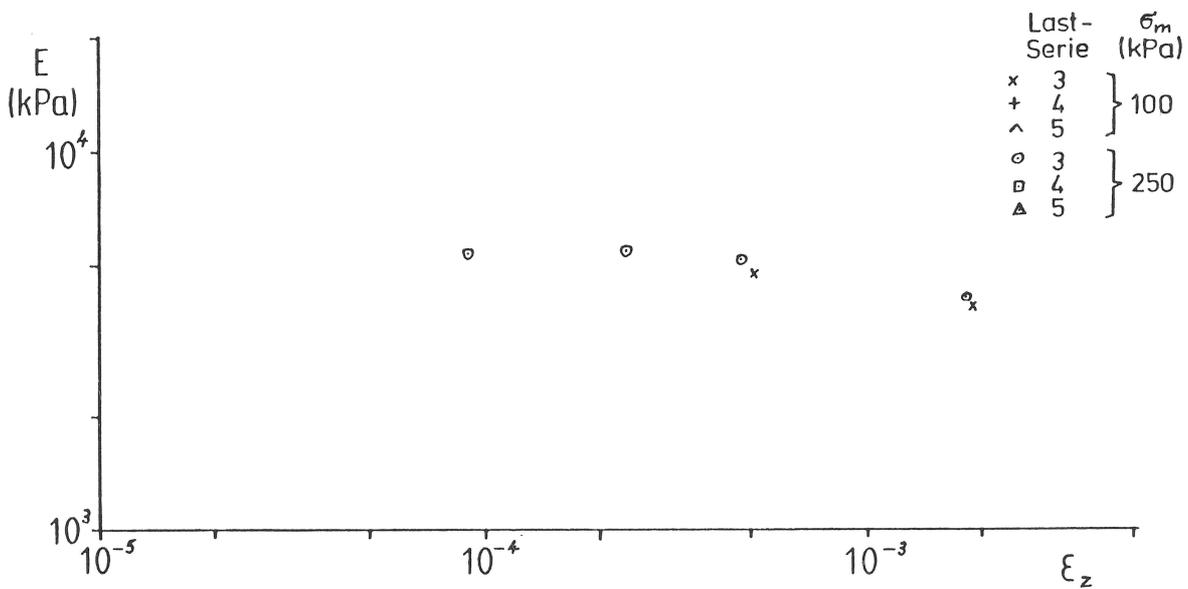


Bild 50: Aus Triaxialversuchen ermittelte Elastizitätsmodulwerte, Boden Nr. 9.2

z.B. für die beiden untersuchten Sande, Böden 1 und 2, der E-Modul im Bereich $10^{-6} < \epsilon_z < 10^{-4}$ nach beiden Untersuchungsmethoden kaum noch von der Dehnung abhängt.

Wie schon die RC-Versuche gezeigt haben, hängen auch die aus Triaxialversuchen ermittelten E-Modul-Werte bei den Sanden

deutlich vom Zelldruck ab, s. Bilder 45 und 46. Außerdem unterscheiden sich auch die mit demselben Zelldruck bei verschiedenen Lastserien gewonnenen E-Modul-Werte voneinander: Je höher der durchschnittliche Axialdruck, desto größer der E-Modul. Die Erhöhung des axialen Drucks wirkt also in ähnlicher Weise wie die Erhöhung des Zelldrucks. Im RC-Gerät sind die drei statischen Hauptspannungen ungefähr einander gleich. Bei einem anisotropen Spannungszustand wie im Triaxialgerät ist es allgemein üblich, den Mittelwert der statischen Hauptspannungen

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (23)$$

als Vergleichswert zu benutzen. Führt man das für die Lastserien 3, 4 und 5 durch, so erhält man Tabelle 5.

In den Spalten 2 und 3 sind die jeweiligen Extremwerte der zusätzlichen axialen Last angegeben. Spalte 4 enthält die mittlere Axiallast, die zusätzlich zum Zelldruck wirkt. Spalte 5 gibt die zusätzliche Spannung in Axialrichtung (z-Richtung) an; die Grundfläche der zylindrischen Probe ist 20 cm². Die Mittelung gemäß Gl.(23) erfolgt, indem die Werte der Spalte 5 durch 3 dividiert werden (Spalte 6) und zum Zelldruck 100 kPa bzw.

Tabelle 5

Mittlere statische Hauptspannungen bei Triaxialversuchen

1	2	3	4	5	6	7	8
Lastserie	min P _z	max P _z	P _{z,m}	Δσ _{z,m}	1/3Δσ _{z,m}	σ _{m1}	σ _{m2}
-	N	N	N	kPa	kPa	kPa	kPa
3	10	110	60	30	10	110	260
	80	110	95	47,5	16	116	266
	100	110	105	52,5	18	118	268
	105	110	107,5	53,8	18	118	268
	108	110	109	54,5	18	118	268
4	10	210	110	55	18	118	268
	110	210	160	80	27	127	277
	180	210	195	97,7	33	133	283
	200	210	205	102,5	34	134	284
	205	210	207,5	103,8	35	135	285
	208	210	209	104,5	35	135	285
5	10	310	160	80	27	127	287
	110	310	210	105	35	135	295
	210	310	260	130	43	143	303
	280	310	295	147,5	49	149	309
	300	310	305	152,5	51	151	311
	305	310	307,5	153,8	51	151	311
	308	310	309	154,5	52	152	312

250 kPa addiert werden, Spalten 7 und 8. Man erkennt, daß auch innerhalb einer Lastserie die mittlere statische Spannung etwas wächst.

Beim Vergleich der mit den verschiedenen Geräten ermittelten E-Moduli muß die Abhängigkeit dieser Größe von der dynamischen Dehnungsamplitude ϵ_z und von der mittleren statischen Spannung σ_m berücksichtigt werden. Hier sollen die jeweiligen Werte bei einer Dehnung von $\sigma_z = 0,2 \cdot 10^{-4}$ miteinander verglichen werden. Die Bilder 51 und 52 geben den E-Modul bei dieser Dehnung für die Böden 1 und 2 in Abhängigkeit von der Spannung σ_m wieder. Hierbei wurden die zum Triaxialversuch gehörenden E-Modul-Werte aus den Bildern 45 und 46 für jeweils $\epsilon_z = 0,2 \cdot 10^{-4}$ abgelesen. Die zugehörigen Spannungen wurden aus der Tabelle 5 entnommen bzw. interpoliert. Die mittels RC-Versuchen gewonnenen E-Moduli wurden aus den Bildern 20 und 21 für dieselbe Dehnung abgelesen. Als Spannung σ_m wurde der jeweilige Zelldruck eingesetzt. Bei dem Boden 1 stimmen die mit den verschiedenen Geräten gewonnenen E-Moduli ganz gut überein, beim Boden 2 sind die mit dem Triaxialgerät gewonnenen Werte generell etwas größer als die Werte des RC-Versuchs. Die Ursache hierfür konnte nicht festgestellt werden. Eine Wiederholung der Triaxialversuche ergab fast die gleichen E-Moduli wie bei der ersten Serie. Übereinstimmend scheint es so zu sein, als ob die Axialspannung - allgemein: die größte der Hauptspannungen - einen größeren Einfluß hat als die kleineren Hauptspannungen. Das zeigt der außerordentlich steile Anstieg des E-Moduls mit σ_m für die im Triaxialgerät bei 100 kPa Zelldruck durchgeführten Versuche, s. Bilder 51 und 52. Der mit RC-Versuchen ermittelte E-Modul steigt in guter Näherung mit der Wurzel aus der mittleren Spannung σ_m an. Das entspricht den Ergebnissen anderer Untersuchungen.

Die bindigen Bodenproben, die im Triaxialgerät untersucht wurden, zeigten nur eine geringe Abhängigkeit von der mittleren Spannung. Es seien daher hier lediglich die mittleren, bei einem Zelldruck von 100 kPa erhaltenen E-Modul-Werte mit denen aus den RC-Versuchen verglichen. Das Ergebnis ist in Tabelle 6 zusammengestellt. Die E-Moduli wurden möglichst bei gleicher Dehnung abgelesen. Für die drei untersuchten Böden ergibt sich teils gute Übereinstimmung, teils ein erheblicher Unterschied.

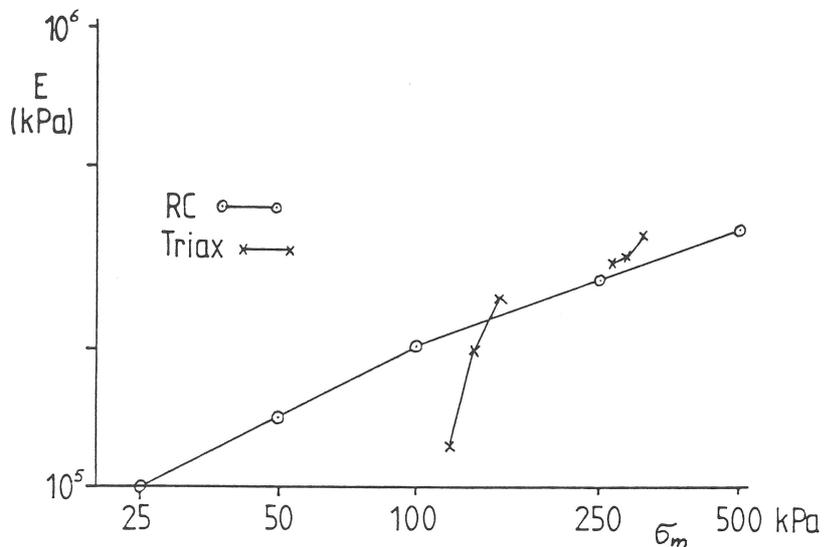


Bild 51: Elastizitätsmodul in Abhängigkeit vom mittleren Druck, Boden Nr. 1

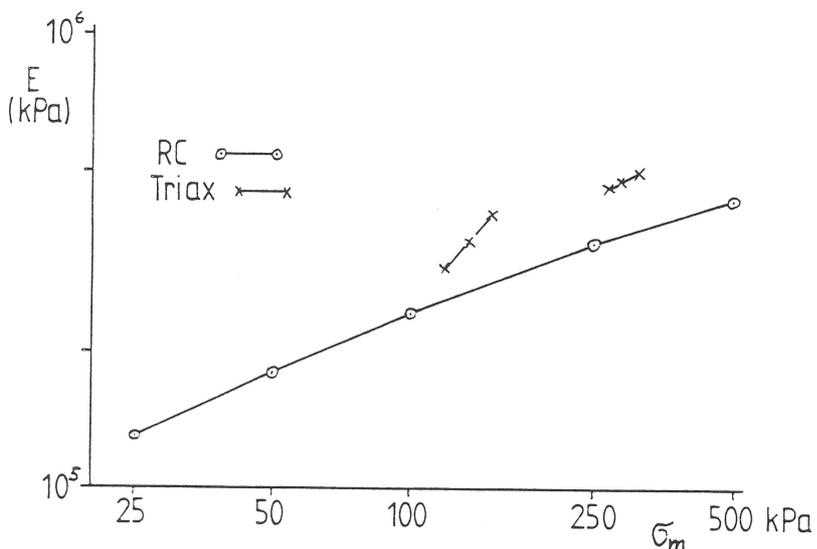


Bild 52: Elastizitätsmodul in Abhängigkeit vom mittleren Druck, Boden Nr. 2

Tabelle 6

Vergleich der E-Moduli aus RC-Versuchen und aus Triaxialversuchen

1	2	3	4	5	6	7
Boden	w	Versuchsart	σ_3	ϵ_z	E	Bild
-	%	-	kPa	-	kPa	-
5	34,7	RC	100	$0,2 \cdot 10^{-4}$	130	24
5.1	29,7	Triax	100	$0,2 \cdot 10^{-4}$	130	47
5.2	88,5	Triax	100	$0,3 \cdot 10^{-4}$	33	48
7	26,6	RC	100	10^{-5}	227	26
7.1	22,6	Triax	100	10^{-5}	360	49
9	21,8	RC	100	$0,5 \cdot 10^{-4}$	163	28
9.2	261,6	Triax	100	$1,8 \cdot 10^{-4}$	5,4	50

Die Übereinstimmung ist dann gut, wenn der Wassergehalt der miteinander verglichenen Proben nur wenig unterschiedlich ist. Bei stark unterschiedlichen Wassergehalten ergeben sich auch sehr unterschiedliche E-Modul-Werte; und zwar verringert sich der E-Modul mit steigendem Wassergehalt. Obwohl die jeweils miteinander verglichenen Bodenproben aus demselben Bohrloch und dicht benachbarten Tiefen stammen, können offenbar doch große Unterschiede auftreten. Wenn also ein Kennwertkatalog E-Modul-Werte für bindige Böden enthalten soll, muß unbedingt der jeweilige Wassergehalt mitangegeben werden, s. auch Abschn.7.34.

5.3 Zeitliche Einflüsse

Bodenproben konsolidieren unter Last. Die Konsolidation hat zwei Ursachen: das Auspressen des Porenwassers und viskose Deformation des Korngerüsts. Infolge der Konsolidation ändern sich die dynamischen Eigenschaften. Im Rahmen des Vorhabens wurden auch einige Untersuchungen bezüglich des Einflusses des vorangegangenen Lastprozesses auf den E-Modul durchgeführt. Der Lastprozeß kann sowohl Standzeiten umfassen, in denen die Probe konstanten Spannungen unterworfen ist, als auch Zeiten mit zyklischer Spannungsvariation.

Bei reinem Sand ist der Einfluß der Lastgeschichte am geringsten. Tabelle 7 zeigt das Verhalten der beiden vom Boden 2 im Triaxialgerät untersuchten Proben. Führt man die anfänglich etwas stärkere Änderung auf Einbaueffekte zurück, dann ändert sich der E-Modul im Laufe des Lastprozesses nur wenig: Bei der Probe 2.1 variiert er für einen Zelldruck von 100 kPa nur zwischen 260 und 266 MPa, ohne eine Tendenz erkennen zu lassen. Auch das Zwischenschalten von zwei Durchläufen mit 250 kPa Zelldruck hatte keinen merkbaren Einfluß. Die zusätzliche Axiallast variierte jeweils zwischen 10 N und 110 N. Bei der zweiten Probe war die anfängliche Phase der Einbaueffekte etwas länger, sonst reagierte diese Probe wie die erste. Das Zwischenschalten einer 17-stündigen Standzeit bei 500 kPa Zelldruck beeinflusste den E-Modul nicht.

Bei dem Boden 1 (feuchter, schluffiger Sand) trat eine ausgeprägte Veränderung des E-Moduls im Laufe des Lastprozesses ein. Die Probe 1.1 wurde unvorbelastet in das Triaxialgerät eingebaut. Bei einem Zelldruck von 100 kPa und einer zusätzlichen

Tabelle 7: Zeitliche Einflüsse auf den Elastizitätsmodul von Sand (Boden 2).

Zusätzliche Axiallast: 10 N - 110 N

Bodenprobe 2.1

1	2		3		
	σ_3	E			
Abschnitt des Lastprozesses		kPa	MPa		
1. Durchlauf	100	252	263	263	262
2. Durchlauf	100	265	266	262	260
3. Durchlauf	250	457	465	-	-
4. Durchlauf	250	440	430	440	430
5. Durchlauf	100	263	265	264	264

Bodenprobe 2.2

1. Durchlauf	100	203	237	244	247
2. Durchlauf	250	393	412	402	400
3. Durchlauf	100	245	248	248	250
17 h bei 500 kPa Zelldruck konsolidiert					
4. Durchlauf	100	246	253	253	256
5. Durchlauf	250	410	417	420	412
6. Durchlauf	100	250	255	253	254
7. Durchlauf	250	415	419	-	-

Axiallast von 10 N - 110 N stieg der E-Modul innerhalb von zwei Durchläufen auf das Doppelte des zuerst gemessenen Wertes an, s. Tabelle 8. An der zweiten Probe 1.2 wurde festgestellt, daß auch nach einer 16-stündigen Standzeit bei einem Zelldruck von 500 kPa der E-Modul noch etwas im Laufe des Lastprozesses anstieg.

Tabelle 8:

Zeitliche Einflüsse auf den Elastizitätsmodul von schluffigem Sand, Bodenprobe 1.1. Zusätzliche Axiallast: 10 N - 110 N

1	2		3		
	σ_3	E			
Abschnitt des Lastprozesses		kPa	MPa		
1. Durchlauf	100	63	105	118	124
kurze Zeitspanne	250	-	-	-	-
2. Durchlauf	100	-	-	129	134
3. Durchlauf	250	250	267	257	250

Bei den bindigen Böden wurde ebenfalls eine Zeitabhängigkeit des E-Moduls festgestellt. Für den Boden 7 (Ton) gibt Tabelle 9 die bei der zusätzlichen Axiallast von 10 N - 110 N ermittelten E-Modul-Werte wieder. Bei der unbelasteten Probe steigt der Modul im Laufe des Lastprozesses etwas an. Nach einer 21-stündigen Standzeit bei einem Zelldruck von 500 kPa ergeben sich deutlich höhere Modulwerte als vorher.

Alle bindigen Bodenproben verkürzten sich unter dem Zelldruck und unter der zyklischen Beanspruchung so stark, daß der Wegaufnehmer zur Messung der Axialdeformation oft nachgestellt werden mußte. Um das zu vermeiden, wurden die meisten Proben zunächst eine gewisse Zeit unter der bloßen Wirkung eines konstanten Zelldrucks konsolidiert. Bei den Proben 5.1, 5.2 und 5.3 (Ton) traten während der anschließenden zyklischen Beanspruchung keine großen Änderungen des Elastizitätsmoduls auf.

Tabelle 9

Zeitliche Einflüsse auf den Elastizitätsmodul von Ton, Bodenprobe 7.1. Zusätzliche Axiallast: 10 N - 110 N

1	2	3			
Abschnitt des Lastprozesses	σ_3	E			
	kPa	MPa			
1. Durchlauf	100	245	258	247	252
2. Durchlauf	100	269	274	256	253
21 h konsolidiert	500				
3. Durchlauf	100	285	305	288	282
4. Durchlauf	250	338	344	323	322
5. Durchlauf	100	290	300	286	283
6. Durchlauf	250	334	345	328	319

Während bei Sand der zyklische Lastprozeß ein monotones Ansteigen des E-Moduls zur Folge hat, s. Tabelle 7, kann man bei den bindigen Böden noch einen zweiten Effekt beobachten. Von den jeweils vier E-Modul-Werten in einer Zeile ist der zweite meistens der größte. Dieser stammt vom Ende der Lastserie 3, während die beiden jeweils folgenden Werte nach der Lastserie 4 bzw. 5 festgestellt wurden, s. Versuchsprogramm, Tabelle 4. Offenbar wirkt die Lastserie 3 versteifend, die Lastserien 4 und 5 machen dagegen den Boden wieder weicher. Dieser Effekt ist bei allen bindigen Böden aufgetreten, so weit diese die

Spannungszustände des Durchlaufs ohne Bruch überstanden. Selbst beim Sand, Tabellen 7 und 8, ist diese Erscheinung andeutungsweise vorhanden. Die Ursache hierfür könnte sein, daß die Spannungszustände der Lastserien 4 und 5 dem Bruchspannungszustand näher kommen als die Beanspruchung bei der Lastserie 3.

5.4 Poissonzahl

Die Bilder 53 bis 56 geben die im Triaxialgerät ermittelten Poissonzahlen für verschiedene Bodenarten wieder. Die größten Werte ergaben sich für stark wasserhaltige weiche Böden: Bild 55 zeigt, daß für die Probe 5.1 (Ton) bei großen Dehnungen bis über 0,5 festgestellt wurden. Auch bei dem besonders weichen Ton, Probe 5.2, und bei dem zersetzten Torf, Probe 9.2, wurden Poissonzahlen um 0,5 festgestellt. Bei isotropem elastischen Material kann die Poissonzahl nicht über 0,5 liegen. Die Meßergebnisse lassen vermuten, daß möglicherweise plastische Vorgänge im Spiel sind. Hierfür spricht auch, daß bei allen Böden die Poissonzahlen mit der Dehnung ansteigen. Auch sind die Poissonzahlen bei der Lastserie 5 unter sonst gleichen Bedingungen größer als die bei den Serien 3 und 4; d.h. je näher die maximale Spannung in der Probe dem Bruchzustand kommt, desto

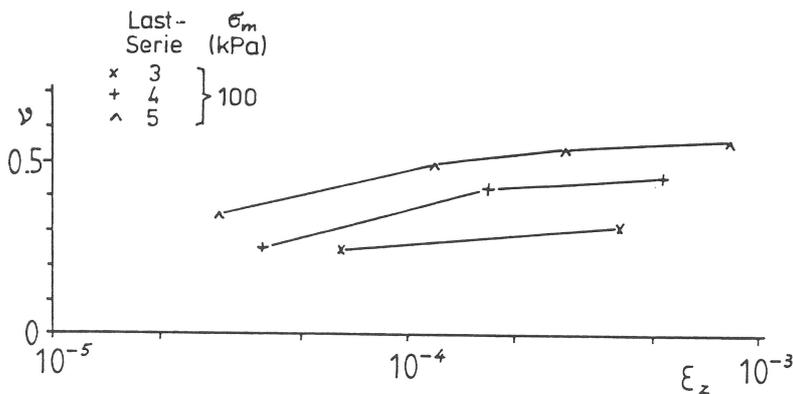


Bild 53: Aus Triaxialversuchen ermittelte Poissonzahlen, Boden Nr. 1

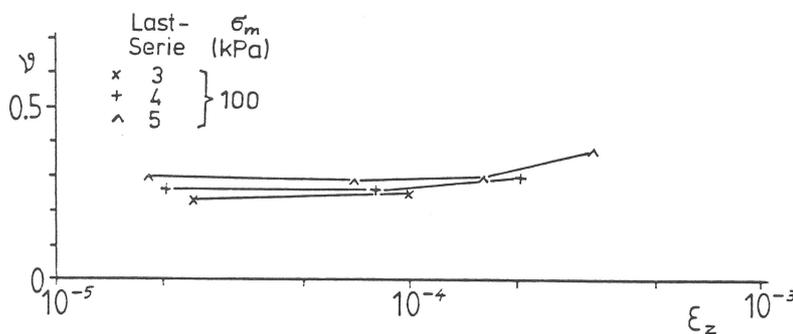


Bild 54: Aus Triaxialversuchen ermittelte Poissonzahlen, Boden Nr. 2

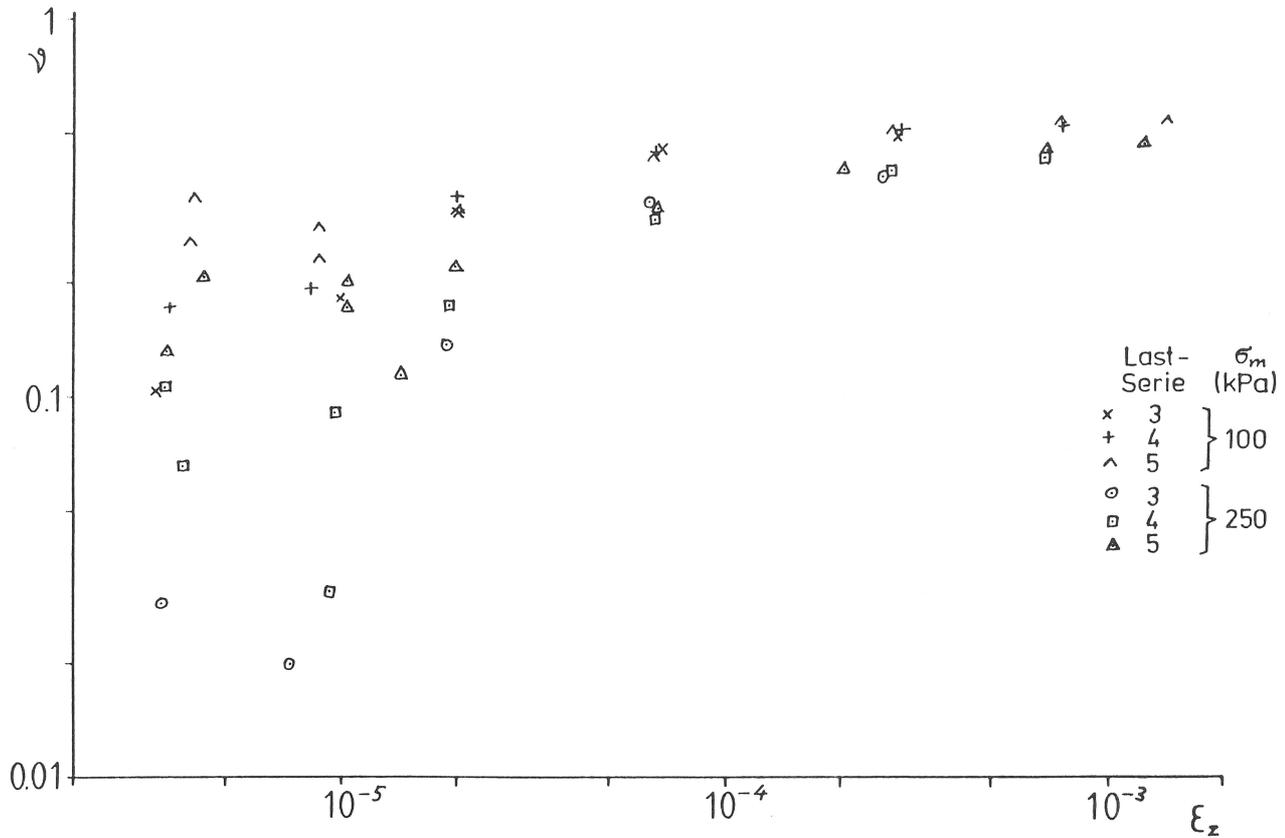


Bild 55: Aus Triaxialversuchen ermittelte Poissonzahlen, Boden Nr. 5.1

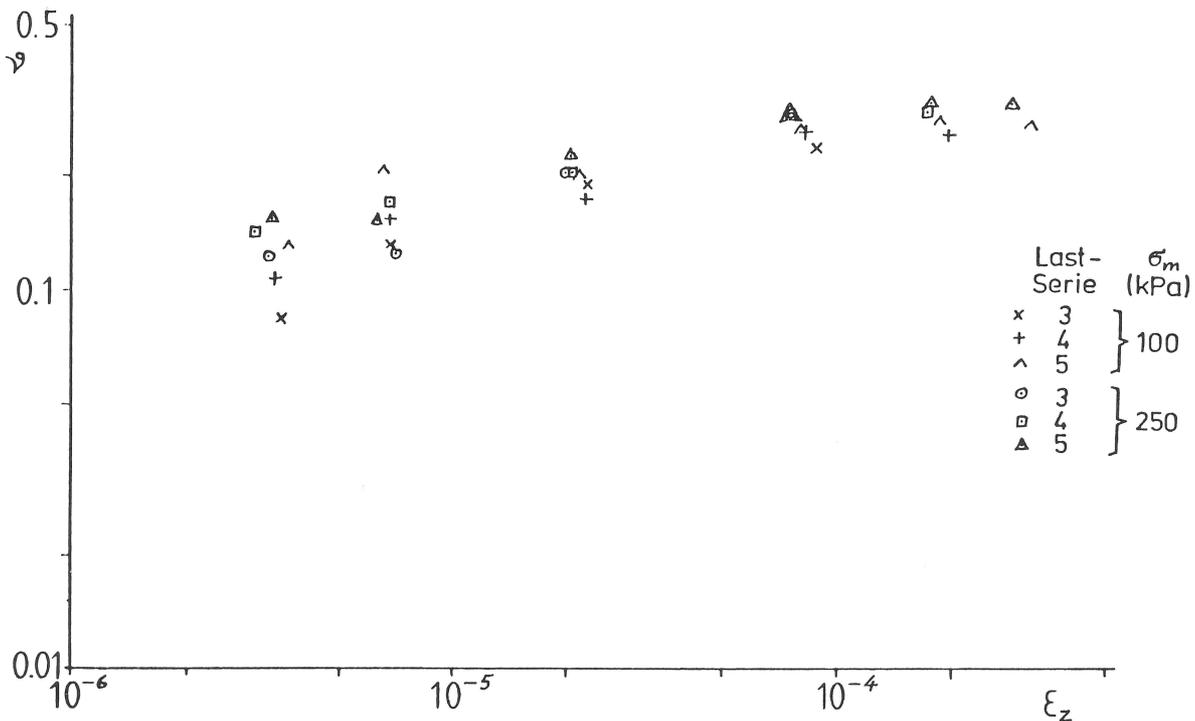


Bild 56: Aus Triaxialversuchen ermittelte Poissonzahlen, Boden Nr. 7.1

größer ist die Querdehnung. Bei dem Sand Nr. 2 ist wegen dessen höherer Festigkeit dieser Effekt am kleinsten. Dort ergaben sich Poissonzahlen von etwa 0,3, wobei die Abhängigkeit von Dehnung und Spannung relativ gering war.

Für die Abhängigkeit der Querdehnungszahl vom Zelldruck konnte keine allgemeine Tendenz festgestellt werden. Bei der Probe 7.1 stieg die Poissonzahl mit dem Zelldruck an, bei der Probe 5.1 zeigte sich die gegenteilige Tendenz. Die stark unterschiedlichen Poissonzahlen zeigen auch sonst ein sehr verschiedenes Verhalten dieser beiden Tonproben.

Bei der Bestimmung der Poissonzahl aus RC-Versuchen gibt es theoretische und praktische Schwierigkeiten. Die Auswertung legt einen isotropen elastischen Körper zugrunde; denn sonst genügen nicht die beiden Versuche - axiale und Torsionsbeanspruchung - zur Bestimmung der elastischen Kenngrößen. Ist der Boden nur querisotrop, d.h. hat er in Längsrichtung andere Moduli als in Querrichtung, dann sind fünf voneinander unabhängige Größen zu bestimmen; bei allgemeiner Anisotropie noch mehr. Während im Triaxialgerät die Längs- und die Querdehnung simultan gemessen wird, wird die Querdehnungszahl bei den RC-Versuchen aus zwei verschiedenen Versuchen bestimmt, bei denen eventuell nicht mehr die gleichen Bedingungen herrschen. Um wenigstens die Abhängigkeit der Moduli von der Spannung auszuschalten, wurde die Poissonzahl nur für sehr kleine Dehnungen, für die dieser Einfluß klein ist, bestimmt. Auf diese Weise ergab sich für Zelldrücke von 100 kPa bis 250 kPa beim Sand Nr. 1 $\nu = 0,35-0,3$, beim Sand Nr. 2 $\nu = 0,19-0,12$, bei den Tonen Nr. 5 und Nr. 7 $\nu \approx 0,55$. Während sich für die Sandböden Werte ergaben, die denen aus Triaxialversuchen wenigstens ähnelten, lagen die für die bindigen Böden in RC-Versuchen ermittelten Poissonzahlen wesentlich über den entsprechenden Triaxial-Werten; insbesondere, wenn man dort die Werte für kleine Dehnungen betrachtet. Außer den genannten Gründen könnte die Behinderung der Querdehnung durch die Kopfplatten der Triaxialprobe zu den beobachteten Unterschieden beitragen.

5.5 Bleibende Verformung

Im Rahmen dieses Vorhabens konnte die bleibende Verformung nicht systematisch untersucht werden. Das hätte die gesonderte Untersuchung von Proben unter längeren Zeiträumen bedeutet, weil man bei den Langzeitversuchen 10^5 oder mehr Lastwechsel aufbringen muß, um etwas aussagen zu können. In diesem Vorhaben wurde deshalb hauptsächlich untersucht, ob man die Langzeitversuche mit denselben Versuchsgeräten durchführen kann wie die,

die zur Bestimmung der elastischen Kenngrößen erforderlich sind. Darüber hinaus lassen die durchgeführten Messungen einige grundlegende Zusammenhänge erkennen.

Bei jedem Versuch wurde die zusätzliche Axialkraft, die Längenänderung und die Durchmesseränderung der Probe auf einem x-t-Schreiber on-line aufgezeichnet. Dieselben Größen wurden im Rechner zur Berechnung von Dehnung, Elastizitätsmodul und Poissonzahl benutzt. Der x-t-Schrieb zeigt übersichtlich an, bei welcher Beanspruchung es zu bleibender Deformation kommt. Die wichtigsten Beobachtungen für die Probe aus reinem Quarzsand (Nr. 2) seien hier kurz wiedergegeben.

1. Wie zu erwarten, verformt sich die Probe bleibend umso mehr, je größer die Axialkraftamplitude ist. Auch die maximale im Zyklus erreichte Axialkraft ist von Bedeutung.
2. Werden mehrere gleiche Lastzyklen aufgebracht, nimmt die bleibende Verformung pro Zyklus mit der Zyklenzahl ab.
3. Es tritt Verfestigung (im Sinne der Plastizitätstheorie) auf, d.h. wenn die Probe einmal einer größeren Axiallast unterworfen war, dann tritt bei Zyklen, bei denen diese Last nicht erreicht wird, kaum noch bleibende Verformung auf.
4. Wenn die Probe sich in Längsrichtung bleibend verkürzt, dehnt sie sich auch bleibend in Querrichtung. Diese plastische "Querdehnungszahl" ist größer als die elastische, sie ist bei höherer Beanspruchung auch bei Sand etwas über 0,5. Das Volumen der Probe vergrößert sich wie unter höherer statischer Beanspruchung.
5. Die Erhöhung des Zelldrucks von 100 kPa auf 250 kPa und auch die zyklische Beanspruchung bei diesem Zelldruck rief praktisch keine bleibenden Verformungen hervor.

Diese Beobachtungen stützen die verschiedentlich in der Literatur veröffentlichte Meinung, daß bei Sand für die bleibende Verformung infolge zyklischer Beanspruchung nicht so sehr die absoluten Spannungen als das Verhältnis der Hauptspannungen bzw. der deviatorische Anteil des Spannungszustandes maßgebend ist.

Während man bei einer Sandprobe, die kaum Kriechverhalten zeigt, die bleibende Verformung als die Differenz der Probenlängen bei demselben Spannungszustand definieren kann, tritt bei bindigen

Böden immer ein "Kriechen" ein, d.h. auch ohne Laständerung verformt sich die Probe im Laufe der Zeit. Man kann deshalb aus der Verformung, die sich im Laufe des in Tabelle 4 wiedergegebenen Lastprozesses einstellt, nicht den Anteil infolge zyklischer Belastung von dem infolge einer zeitlich konstanten Last trennen. Hierzu hätte man zum Vergleich jeweils eine gleiche Probe nur einer konstanten Last unterwerfen müssen. Auch hätte man den zyklischen Lastprozeß viel einfacher wählen müssen als in diesem Vorhaben, in dem die elastischen Kenngrößen zu möglichst viel verschiedenen zyklischen Beanspruchungen untersucht werden sollten. Aus den untersuchten bindigen Proben können deshalb nur sehr ungefähre Schlüsse gezogen werden:

1. Am Anfang des Lastprozesses tritt mehr bleibende Verformung auf als bei den folgenden Durchgängen. Dieses Verhalten entspricht dem unter einer zeitlich konstanten Last.
2. Sowohl die Änderung der Axiallast als auch des Zelldrucks rufen bleibende Deformation hervor.
3. Die aufgebrachten Spannungszustände wirken zeitlich nach.

Die Versuche wurden drainiert durchgeführt. Die zeitlich verzögerten Verschiebungen rühren also sowohl von der Konsolidation als auch von viskosen Eigenschaften des Korngerüsts her.

Hinsichtlich der Meßmethode hat sich gezeigt, daß dieselbe Versuchsanordnung, insbesondere dieselben Wegaufnehmer verwendet werden können wie zur Feststellung der dynamischen Größen. Es tritt lediglich eine kleine, leicht behebbare Schwierigkeit auf: Die hohe Auflösung von $0,1 \mu\text{m}$ bei der Messung der elastischen Längenänderung bedingt einen kleinen Meßbereich von $\pm 1 \text{ mm}$. Wenn die bleibende Längenänderung der Probe dieses Maß überschreitet, muß deshalb "nachgestellt" werden und der Betrag mit einem zweiten Wegaufnehmer gemessen werden, vgl. Abschn. 4.4. Für Routinemessungen, bei denen die Beanspruchung sicher nicht in so weiten Grenzen geändert werden muß wie bei der vorliegenden Untersuchung, wird man die einzelnen Meßbereiche so aufeinander abstimmen können, daß man sogar ohne Nachteile auskommt.

6. Vergleich der Versuchsarten Triaxialversuch und RC-Versuch

Die beiden Versuchsarten Triaxialversuch und Resonant-Column-Versuch (RC-Versuch) unterscheiden sich in mehrerer Hinsicht voneinander. Beim Triaxialversuch wurden die Lastzyklen so langsam aufgebracht, daß Trägheitskräfte keine Rolle spielen. Die Verformung der Probe wird über Längenänderungen gemessen. Die Moduli werden aus Last und zugehöriger Dehnung berechnet. Beim RC-Versuch werden die Moduli aus den Resonanzfrequenzen der Bodenprobe bestimmt. Die Verzerrungen werden aus gemessenen Beschleunigungen berechnet. Der RC-Versuch erfordert Geräte zur Erzeugung und zur Messung von Schwingungen. Solche Geräte sind üblicherweise in bodenmechanischen Laboratorien nicht vorhanden. Der Triaxialversuch zur Bestimmung "dynamischer" Kenngrößen unterscheidet sich dagegen von der üblichen Triaxialtechnik nur durch die größere Genauigkeit bei Lastaufbringung und Verformungsmessung.

Die in diesem Vorhaben durchgeführten Versuche haben gezeigt, daß grundsätzlich Triaxialversuch und RC-Versuch zur Bestimmung dynamischer Kenngrößen geeignet sind. Die Vor- und Nachteile der beiden Versuchsarten seien hier kurz einander gegenübergestellt:

1. Der Probeneinbau ist im Triaxialgerät einfacher als im RC-Gerät. Im RC-Gerät ist die Probe am oberen Ende frei. Besonders bei weichen Böden kann sich die Probe leicht derart verformen, daß Spule und Magnet am Kopf gegeneinander schleifen. Weiche Böden kann man deshalb im Triaxialgerät, in dem der Kopf seitlich geführt wird, leichter untersuchen.
2. Die untere Grenze des Dehnungsbereichs ist beim RC-Gerät um etwa den Faktor 0,03 kleiner als im Triaxialgerät, während die obere Grenze beim Triaxialgerät etwa um den Faktor 10 über der des RC-Geräts liegt. Die beiden Geräte haben also verschiedene Dehnungsbereiche, die einander jedoch um etwa 1,5 Dekaden überlappen. Den unteren Dehnungsgrenzwert des Triaxialgeräts könnte man eventuell noch etwas herabsetzen, wenn man eine andere Lastregelung als im vorliegenden Vorhaben wählt, s. auch weiter unten.
3. Hinsichtlich der Poissonzahl ist wahrscheinlich die direkte Messung der Querdehnung, wie sie im Triaxialversuch durchgeführt wurde, vorteilhaft. Bei der Ermittlung der Poissonzahl

aus Torsions- und Longitudinalversuch im RC-Gerät treten Schwierigkeiten auf, s. Abschn. 5.4

4. Die Dämpfung des Bodenmaterials ist im Rahmen des Vorhabens nur im RC-Versuch bestimmt worden. Der Triaxialversuch ist hierfür jedoch ebenfalls geeignet. Bei beiden Versuchstypen muß man jedoch den Einfluß der Geräteimpedanz bei der Bestimmung der Dämpfung berücksichtigen.

Mögliche Verbesserungen an der benutzten Triaxialversuchsanlage:

1. Die Eigensteifigkeit des Geräts sollte durch eine möglichst steife Bauart auf ein unerläßliches Minimum gedrückt werden. Hierdurch wird die Eigenimpedanz (Federung und Dämpfung) des Geräts reduziert, die sonst sowohl bei der Ermittlung der Längenänderungen als auch der Dämpfung der Bodenprobe mittels geeigneter Korrekturen berücksichtigt werden muß.
2. Eine Korrektur der Längenänderungsmessung kann man auch umgehen, indem man die Längenmessung in der Zelle direkt an Kopf- und Fußendplatten vornimmt.
3. Gegenwärtig wird der untere Grenzwert der noch meßbaren Dehnung weniger durch die Genauigkeit der Wegmessung als durch die Genauigkeit der Axiallastregelung bestimmt. Die Regelung gestattet zwar eine Auflösung von 0,1 N bei 1000 N Maximallast; wenn der zyklische Lastanteil jedoch nur 1 N beträgt, ist die relative Genauigkeit unzureichend. Deshalb sollte die Regelung des statischen Anteils der Axiallast von der des zyklischen Anteils getrennt werden. Auch sollte der zyklische Anteil nicht mit einem Gasdruckventil geregelt werden, weil dieses hierfür nicht konstruiert ist.

Zusammenfassend kann man sagen, daß ein dazu hergerichtetes Triaxialgerät durchaus geeignet ist, dynamische Kenngrößen zu bestimmen.

7. Kennwertkatalog

7.1 Allgemeines

Im Idealfall ist ein Kennwertkatalog eine Tabelle, aus der man für ein bestimmtes Material - hier: Bodenart - die Kennwerte entnehmen kann. In der Baugruddynamik ist dieses Ideal nicht zu erreichen, weil für die Kennzeichnung einer Bodenart viele Größen notwendig sind, die zum Teil nur sehr schwierig zu bestimmen sind. Jedoch kann man auch hier durch übersichtliche Zusammenstellung den Einfluß der verschiedenen Klassifizierungsgrößen auf die dynamischen Kenngrößen - Schubmodul, Poissonzahl und Dämpfung - deutlich machen und damit Hilfsmittel zur Abschätzung der Kennwerte in der Praxis bereitstellen. Die im Rahmen des durchgeführten Vorhabens untersuchten Bodenproben sind viel zu wenig zahlreich, als daß sich der Kennwertkatalog allein auf diese Untersuchungen stützen könnte. Es sind jedoch anderweitig Ergebnisse von einer Reihe von Untersuchungen aus verschiedenen Ländern bekannt, so daß die hier gewonnenen Ergebnisse eine Ergänzung des Wissenstandes darstellen.

Die im vorliegenden Vorhaben untersuchten Bodenproben wurden im Hinblick auf bestehende Wissenslücken ausgewählt. Bisher wurden zwei Bodenarten besonders gut untersucht: "saubere", trockene Sande einerseits und standfeste Tone andererseits. Über die in der Körnung dazwischenliegenden Schluffe ist demgegenüber weniger bekannt. Sie wurden bisher so wie Sande betrachtet, d.h. eventuell vorhandenes Wasser hat auf den dynamischen Schubmodul keinen Einfluß. Diese Auffassung wurde hier anhand von Schluffen und schluffigen Sanden überprüft.

Weitere bisher wenig untersuchte Böden sind solche, die sich in der Nähe der Fließgrenze befinden. Diese Böden sind schwieriger im Resonant-Column-Gerät zu untersuchen, weil sie die Kopfmasse nicht tragen können. Obwohl solche Böden als Baugrund kaum in Betracht kommen, ist ihr Verhalten doch für die Ausbreitung von Erschütterungen von Bedeutung.

7.2 Formelmäßige Ansätze

Hardin und Black (1968) haben die Abhängigkeit des dynamischen Schubmoduls G in der allgemeinen Form

$$G = f(\sigma_m, e, H, S, \tau_0, C, A, F, T, \theta, K) \quad (24)$$

dargestellt. Hierbei bedeuten

- σ_m Mittelwert der statischen Hauptspannungen nach Gl.(23)
- e Porenzahl
- H Spannungsgeschichte
- S Sättigungsgrad
- τ Deviatorenanteil des statischen Spannungszustandes
- C Körnungscharakteristik
- A Amplitude der zyklischen Dehnung
- F Frequenz
- T zeitabhängige Effekte
- θ Bodenstruktur
- K Temperatur, einschließlich Gefrieren

Gleichung (24) zeigt, wie schwierig es ist, den dynamischen Schubmodul aus anderen Bodenkennwerten zu bestimmen. In den letzten fünfzehn Jahren hat man versucht, diese sehr allgemeine Beziehung zu spezifizieren. Z.B. stellte sich heraus, daß die Frequenz im interessierenden Bereich von 1 Hz bis 100 Hz kaum einen Einfluß hat. Für kleine Dehnungen nimmt der Schubmodul einen oberen Grenzwert G_{max} an. Den Einfluß der Dehnung kann man faktoriell abspalten. Von den in Gl.(24) aufgeführten Größen haben die ersten beiden einen besonders großen Einfluß, den Hardin und Drnevich (1972) in

$$G_{max} = 1230 \frac{(2,973-e)^2}{1+e} \sqrt{\sigma_m} \cdot (OCR)^k \quad (25)$$

zusammenfaßten. Hierbei sind G_{max} und σ_m in lb/in² einzusetzen. OCR ist das Überkonsolidierungsverhältnis, das den Einfluß der Größen H und T aus Gl.(24) beschreibt. Gl.(25) soll sowohl für Sand als auch für Ton gelten. Formeln von der Art von (25) sind von verschiedenen Autoren aufgestellt worden. Allgemein hängen die Konstanten von der Kornform ab bzw., allgemeiner, von der Bodenart. Auch geht in manchen Formeln σ_m mit einer anderen Potenz als 0,5 ein. Schwierig ist eine Spezifizierung von (24) auch dadurch, daß einige der aufgeführten Größen voneinander abhängig sind. Auch könnten andere Größen als die aufgeführten zweckmäßiger sein, z.B. der Wassergehalt anstelle des Sättigungsgrades.

7.3 Einflüsse auf G_{\max}

7.31 Einfluß der Porenzahl

Nach Richart, Hall und Woods (1970) trifft Gl.(25) zur Berechnung von G_{\max} besonders für gebrochenen Quarzsand zu. Für Sand mit abgerundeten Körnern gilt dagegen eher

$$G_{\max} = 2630 \frac{(2,17-e)^2}{1+e} \sqrt{\sigma_m} \quad (26)$$

für G_{\max} und σ_m in lb/in² bzw.

$$G_{\max} = 6906 \frac{(2,17-e)^2}{1+e} \sqrt{\sigma_m} \quad (27)$$

für G_{\max} und σ_m in kPa. In Tabelle 10 werden die für $\sigma_m = 100$ kPa im RC-Gerät gemessenen G_{\max} -Werte mit den nach (25) und (27) berechneten verglichen. Hierbei wurde in Gl.(25) OCR = 1 gesetzt, näheres s. Abschn. 7.33. Man erkennt zunächst, daß die beiden Formeln nur wenig unterschiedliche Werte liefern. Für Sande stimmen die Rechenwerte am besten mit den gemessenen Werten überein. Für die bindigen Böden liefern die Formeln zu

Tabelle 10: Vergleich gemessener Schubmoduli mit berechneten Werten, $\sigma_m = 100$ kPa

1	2	3	4	5	6	7
Boden Nr.	e	G_1	G_2	G_3	$\frac{G_1}{G_2}$	$\frac{G_1}{G_3}$
-	-	kPa	kPa	kPa	-	-
1	0,752	81900	90970	79258	0,90	1,03
2	0,742	108557	92322	80842	1,18	1,34
3	0,496	142000	132550	129362	1,07	1,10
4	1,229	21544	44092	27434	0,49	0,79
5	0,951	40582	67665	52600	0,60	0,77
6	2,038	-	9308	396	-	-
7	0,709	75400	96909	86255	0,78	0,87
8	0,339	91795	167312	172911	0,55	0,53
9	0,636	66841	107928	99333	0,62	0,67
10	0,811	58102	83338	70428	0,70	0,83
11	0,415	85096	149447	150323	0,57	0,57
12	0,801	51368	84583	71865	0,61	0,72

G_1 = Im Resonant-Column-Gerät gemessener Wert G_{\max}

G_2 = Nach Gl. (25) berechnet

G_3 = Nach Gl. (27) berechnet

kleine Werte, jedoch nicht weniger als etwa die Hälfte des Meßwertes. Die Abweichungen sind erstaunlich gering, wenn man bedenkt, daß von der Fülle der Größen in Gl.(24) nur zwei Größen in die verwendeten einfachen Formeln eingehen. Man erkennt aber auch, daß bindige Böden durch die Porenzahl nicht ausreichend gekennzeichnet sind. Richart (1977) erklärt diese Erscheinung mit zeitlichen Effekten, d.h. mit dem Anstieg des dynamischen Schubmoduls mit der Konsolidationszeit, siehe hierzu auch Abschn. 7.4 .

7.32 Einfluß der statischen Spannungen

Der Einfluß der statischen Spannung auf den Schubmodul G_{max} wird gewöhnlich in der Form

$$G_{max} \sim \sigma_m^x \quad (28)$$

angesetzt, wobei der Exponent x meistens wie in den Gleichungen (25) und (27) 0,5 gesetzt wird. Dieser Wert scheint sowohl für Sand als auch für normal konsolidierte Tone zu gelten, Marcuson und Wahl (1972). Iwasaki und Tatsuoka (1977) benutzen $x = 0,38$ für Sand.

In den hier durchgeführten Resonant-Column-Versuchen wurde der Zelldruck ausgehend von 25 kPa stufenweise verdoppelt; lediglich von 100 kPa auf 250 kPa war der Faktor 2,5 anstelle von 2. Wenn eine Beziehung der Art von Gl.(28) existiert, müßten die für die verschiedenen Zelldrücke ermittelten Kurvenscharen $G(\gamma)$ in etwa äquidistant sein. Die Bilder 9 bis 19 zeigen, daß das bei den Böden 1, 2, 3, 8, 9 und 11 tatsächlich der Fall zu sein scheint. Die Abhängigkeit von σ_m wird deutlicher, wenn man die jeweiligen G_{max} -Werte auf den bei $\sigma_m = 100$ kPa erhaltenen bezieht und logarithmisch über σ_m aufträgt. Das ist in Bild 57 für die sechs genannten Bodenarten geschehen. Die Steigungen der Geraden geben die Exponenten an. Die bezogenen Schubmodulwerte von fünf Bodenarten liegen in dem Fächer, der durch die Exponenten 0,5 und 0,38 aufgespannt wird. Für die Bodenprobe Nr.8 ergibt sich der wesentlich kleinere Exponent von etwa $x = 0,15$. Die Körnungslinie, Bild 1, weist den Boden 8 als einen Sand mit etwa 20 % Schluffanteil aus.

Bei den übrigen, bisher nicht betrachteten Böden war die Abhängigkeit von der statischen Spannung σ_m entweder noch schwächer als beim Boden Nr. 8 oder im untersuchten Bereich von σ_m un-

gleichmäßig, s. Bild 58. Diese Erscheinungen könnten von einer Überkonsolidation hervorgerufen sein, s. nächster Abschnitt.

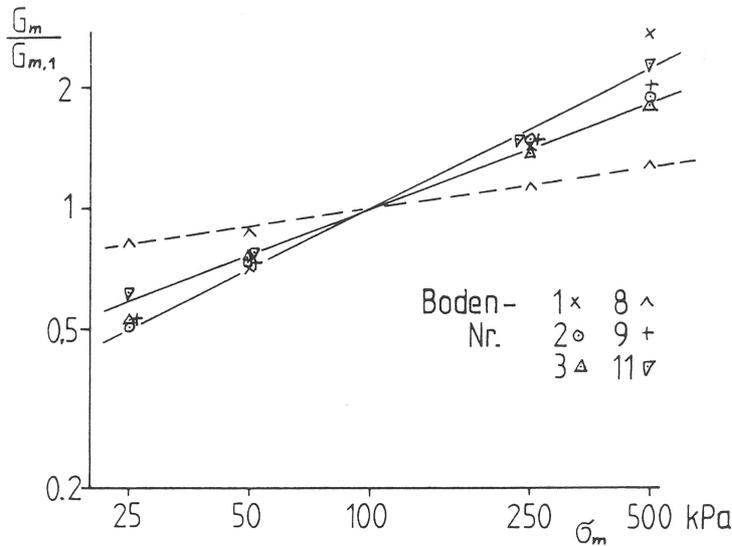


Bild 57: Abhängigkeit des maximalen Schubmoduls vom mittleren Druck

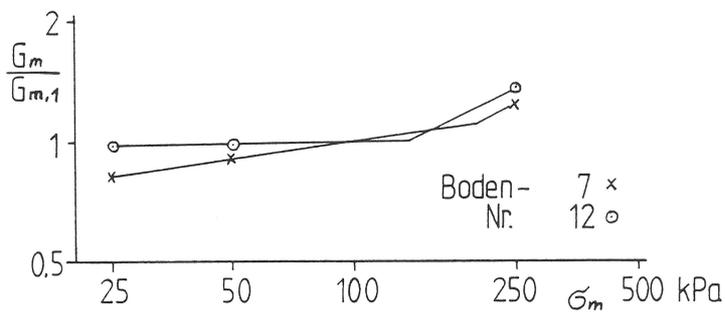


Bild 58: Abhängigkeit des maximalen Schubmoduls vom mittleren Druck

Die statische Spannung σ_m wird gemäß Gl.(23) als Mittelwert der drei Hauptspannungen ermittelt. Während im Resonant-Column-Gerät nur ein isotroper Spannungszustand hergestellt werden kann, kann im Triaxialgerät auch das Verhalten bei anisotropen Spannungszuständen untersucht werden. In Abschnitt 5.2 wurden einander entsprechende Versuche der beiden Versuchstypen miteinander verglichen. Danach hatte bei den beiden Sandproben Nr. 1 und Nr. 2 die größte der drei Hauptspannungen einen größeren Einfluß als nach Gl.(23) zu erwarten wäre. Bei den übrigen Böden erlaubte die geringe Abhängigkeit des Schubmoduls von der statischen Spannung keine eindeutigen Aussagen. Aber auch die bei Sand beobachteten Abweichungen sind nicht so deutlich, daß Gl.(23) durch eine andere Gleichung ersetzt werden müßte.

7.33 Überkonsolidierung

Ein Bodenelement bezeichnet man als überkonsolidiert, wenn die gegenwärtige Spannung kleiner ist als eine frühere, unter der die Probe konsolidieren konnte. Das Verhältnis der früheren zur gegenwärtigen Spannung nennt man "überkonsolidierungsverhältnis" (OCR). Die praktische Bedeutung ergibt sich daraus, daß Bodenproben in der Tiefe einem Konsolidierungsdruck ausgesetzt gewesen sein können, der größer als der wirksame Überlagerungsdruck sein kann, wenn die betreffende Bodenschicht in geologisch früheren Zeiten stärker als gegenwärtig belastet war.

Oft werden auch im Labor überkonsolidierte Tonproben aus aufgeschlammtem Material hergestellt. Diese sind jedoch nicht ohne weiteres mit natürlich überkonsolidierten Bodenproben zu vergleichen, weil im Labor die lange Konsolidierungszeit der Natur nicht ähnlich nachgebildet werden kann. Die im Labor erzeugte Überkonsolidierung wirkt deshalb nicht so nachhaltig wie die natürliche.

Nach Gl.(25) geht das Überkonsolidierungsverhältnis gemäß

$$G_{\max} \sim \sigma_m^x (\text{OCR})^k \quad (29)$$

in den Schubmodul ein. Der Exponent k steigt nach Hardin & Drnevich (1972) mit der Plastizitätszahl

$$I_p = w_L - w_p \quad (30)$$

gemäß Tabelle 11.

Tabelle 11

Exponent k in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl nach Hardin & Drnevich (1972)

I_p	k
0	0
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
≥ 100	0,50

Die Überkonsolidierung ist also nur bei bindigem Boden zu berücksichtigen. Sie hat einen besonders großen Einfluß bei stark plastischen Böden.

Im Gegensatz hierzu fanden Humphries & Wahls (1968), daß der Einfluß der Überkonsolidierung durch die verminderte Porenzahl bereits vollkommen erfaßt ist und nicht gesondert zu berücksichtigen ist. Noch etwas anderes ergaben die Untersuchungen von Kokusho et al. (1982): Bei den untersuchten, weichen Tonen war der Schubmodul G_{\max} bei Überkonsolidierung um etwa den Faktor 1,4 größer als bei Normalkonsolidierung, wobei der Faktor weder von OCR, noch von der Plastizitätszahl abhing. Diese Proben waren allerdings im Labor überkonsolidiert.

Für $OCR < 1$ wird in Gl.(29) $OCR = 1$ gesetzt. Der Boden befindet sich dann im Erstbelastungsbereich. Es sei σ_v die frühere Konsolidationsspannung und σ_m die gegenwärtige Spannung. Dann ist

$$OCR = \frac{\sigma_v}{\sigma_m} \quad (31)$$

Nach Gl.(29) erhält man für $OCR > 1$

$$G_{\max} \sim \sigma_m^x \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_m}\right)^k = \sigma_m^{x-k} \cdot \sigma_v^k \quad (32)$$

und für $OCR \leq 1$

$$G_{\max} \sim \sigma_m^x \quad (33)$$

Da σ_v für den untersuchten Boden eine Konstante ist, steigt also bei Überkonsolidation G_{\max} schwächer mit der statischen Spannung an als im normal konsolidierten Bereich.

Mit dieser Vorstellung erklärt sich das Verhalten der Böden im RC-Gerät, Bilder 9 bis 19, wie folgt: Die Böden 1, 2, 3, 9 und 11 befinden sich für den ganzen Bereich von σ_m im normal-konsolidierten Bereich bzw. handelt es sich um Sande, deren Verhalten von Überkonsolidierung kaum beeinflußt wird. Die Böden 5 und 10 zeigen fast keine Abhängigkeit des Schubmoduls von der statischen Spannung, die immer kleiner als die Konsolidationsspannung ist. Außerdem ist $k = x$. Die Körnungslinien, Bild 1, weisen die beiden Böden als tonig aus. Das stimmt mit den Werten von Marcuson und Wahls (1972) überein, die für Tone $x = 0,5$ und $k = 0,5$ feststellten. Boden 8 und nicht so deutlich Boden 4 zeigen eine schwache Abhängigkeit von σ_m im untersuchten Bereich. Das würde überall Überkonsolidation bedeuten, wobei $k < x$.

Für den Boden 8 (Sand-Schluff) ergibt sich aus Bild 57 der Wert $x-k = 0,15$, d. h. mit $x = 0,5$ ein k -Wert von $0,35$, wobei die Vorbelastung σ_v größer als die größte im Versuch aufgebrachte Spannung von 500 kPa gewesen sein muß. Da die Probe aus einer Tiefe von nur 14 m entnommen wurde, müßte es sich um eine geologische Vorbelastung handeln. Der Wert von $k = 0,35$ paßt jedoch schlecht zu den Angaben von Hardin und Drnevich (1972), nach denen für die kleine Plastizitätszahl von $I_p = 6,2$ für den Boden Nr. 8 $k \approx 0$ zu erwarten gewesen wäre.

Die Bilder 57 und 58 zeigen für die untersuchten Böden den Schubmodul in Abhängigkeit von der statischen Spannung; in Tabelle 12 sind die aus den Messungen ermittelten Exponenten zusammengestellt. Bei den Böden 7 und 12 und nicht so deutlich auch bei den Böden 4 und 11 kann man zwei Bereiche unterscheiden: Für kleinere statische Spannungen steigt der Schubmodul G_{\max} schwächer an als für größere σ_m . Die Bereichsgrenze entspricht der Vorbelastungsspannung. Unter der Annahme, daß der Exponent im normal-konsolidierten Bereich $0,5$ beträgt, ergeben sich für Boden 7 $\sigma_v = 200 \text{ kPa}$ und für Boden 12 $\sigma_v = 135 \text{ kPa}$ als Vorbelastung. Auch die Tatsache, daß bei beiden Böden Versuche mit $\sigma_m = 500 \text{ kPa}$ nicht mehr durchgeführt werden konnten, weist darauf hin, daß bei $\sigma_m = 250 \text{ kPa}$ die Vorbelastung schon erreicht war. Im überkonsolidierten Bereich verhält sich der Boden 12 wie die Böden 5 und 10. Alle drei sind Tonböden und bei allen ist im überkonsolidierten Bereich offenbar $x \approx k$. Für

Tabelle 12

Einfluß der mittleren statischen Spannung bei den RC-Versuchen

Boden Nr.	Exponent $x-k$
1	0,5
2	0,5
3	0,5
4	0,13
5	0,05
7	0,15/0,5
8	0,15
9	0,5
10	0,03
11	0,38/0,5
12	0/0,5

den Boden 11 liest man aus Bild 58 für $\sigma_m < 100$ kPa einen Exponenten von 0,35 ab, für $\sigma_m > 100$ kPa dagegen etwa 0,5; bei $x = 0,5$ würde sich $k = 0,15$ ergeben, ein durchaus wahrscheinlicher Wert für den schwach plastischen Boden.

Es soll jetzt die mittlere wirksame Bodenspannung vor Entnahme der Proben abgeschätzt und mit der aus den RC-Versuchen abgelesenen Vorbelastung verglichen werden. Hierzu müßten eigentlich nicht nur die Dichte der Bodenproben selbst, sondern auch die der darüberliegenden Schichten und der Grundwasserstand bekannt sein. Mangels genauerer Informationen wurden der Grundwasserstand und die Auftriebsdichte geschätzt. Hieraus ergibt sich in Spalte 7 der Tabelle 13 die effektive Spannung in der Senkrechten (z-Richtung). Mit dem ebenfalls geschätzten Ruhedruckbeiwert in Spalte 8 ergibt sich aus Gl.(23) die mittlere effektive Spannung an der Entnahmestelle, Spalte 9. In Spalte 10 sind zum Vergleich die Vorbelastungsspannungen aufgetragen, die die RC-Versuche nahelegen. Für die beiden Sande, Boden 1 und 2, hat dieser Vergleich keinen Sinn, weil die RC-Versuche an gestörten Proben durchgeführt wurden. Mit dem Boden Nr. 6 ließ sich kein RC-Versuch durchführen. Die Vorbelastung σ_v müßte mindestens so groß sein wie die mittlere effektive Spannung im Boden

$$\sigma_v \geq \sigma_m' \quad (34)$$

Das ist bei allen Böden bis auf Nr. 9 der Fall, bei dem σ_m' geringfügig größer ist als σ_v . Wenn $\sigma_v \approx \sigma_m'$, ist der Boden normalkonsolidiert, d.h. die Spannung vor der Entnahme ist gleich der Vorbelastung. Wie Tabelle 13 zeigt, trifft das näherungsweise für die Böden 3, 7, 9 und 12 zu. Man beachte hierbei, daß σ_m' unter der Annahme der vollen Wirksamkeit des Auftriebs berechnet wurde. Die Böden 5, 8, 10 und 11 sind offenbar überkonsolidiert. Bei Boden Nr. 8 scheint sich zusätzlich die Spannung vor der Entnahme in den RC-Ergebnissen abzubilden: Bild 57 zeigt für $\sigma_m < 100$ kPa etwas geringeren Anstieg des Schubmoduls mit σ_m als für $\sigma_m > 100$ kPa. Der Boden 4 gehört wahrscheinlich auch zu den überkonsolidierten Böden, wenn auch die RC-Ergebnisse nicht so klar sind.

Zusammenfassend kann man sagen, daß die Ergebnisse sich gut mit Gl.(29) interpretieren lassen. Umgekehrt dürfte es aber schwer sein, einen Wert für OCR in Gl.(25) so einzuführen, daß sich

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Proben	Entnahme- tiefe	GW u. GOK	ρ	w	ρ_a	σ_z'	K_0	σ_m'	σ_v aus RC-Versuch	Konsol- zustand
Nr.	m	m	t/m ³	%	t/m ³	kPa	-	kPa	kPa	-
3	0,9- 1	-	2,0	10,8	-	20	0,5	13	< 25	NC
4	4 - 4,3	2	1,79	48,1	0,8	52	0,6	38	100 - 250	OC
5	20 -20,3	2	1,86	34,7	0,86	200	0,7	160	> 500	OC
6	16 -16,3	2	1,53	71,8	1	160	0,7	128	-	-
7	23 -23,3	2	2,0	26,6	1	230	0,6	169	200	NC
8	14 -14,3	2	2,26	12,3	1	140	0,6	103	> 500	OC
9	4,6- 4,9	2	2,0	21,8	1,01	68	0,7	54	< 25	NC
10	12,9-13,2	2	1,95	31,0	1	130	0,7	104	> 500	OC
11	2,5- 2,6	-	2,12	11,1	-	50	0,5	33	100	OC
12	8 - 8,3	2	1,94	29,5	0,9	75	0,7	60	135	NC

Tabelle 13: Effektive Spannung an der Entnahmestelle und Vorbelastung aus RC-Versuchen

NC = Normalkonsolidiert

OC = Überkonsolidiert

der "richtige" Schubmodul G_{max} ergibt. Wenn man sich bei der Festlegung von OCR nicht auf mehr qualitative geologische Angaben verlassen will, muß OCR aus der Untersuchung einer ungestörten Probe bestimmt werden. Eine solche Untersuchung erfordert unter Umständen einen ähnlichen Aufwand wie eine direkte dynamische Untersuchung.

7.34 Wassergehalt

Die drei Größen Wassergehalt w, Porenzahl e und Sättigungsgrad S_r sind gemäß

$$e = \frac{w}{S_r} \frac{\rho_s}{\rho_w} \approx 2,7 \frac{w}{S_r} \quad (35)$$

voneinander abhängig. Hierbei ist das Verhältnis der Dichten ρ_s/ρ_w von Kornmaterial und Wasser für die meisten Böden etwa gleich 2,7.

Die Formeln von der Art (25) machen G_{max} von nur einer der drei Variablen, der Porenzahl e, abhängig. Das impliziert, daß das Wasser nur als "träge Füllung" angesehen wird, d.h. ob die Poren mit Luft oder Wasser gefüllt sind, hat nach den Formeln keinen Einfluß. Diese Vorstellung ist bei reinen Sanden und so lange sich kein Porenwasserüberdruck aufbauen kann, zutreffend. Bindige Böden sind jedoch durch ihren Wassergehalt stark beeinflusst: An der Fließgrenze sind Festigkeit und Steifigkeit minimal, während die Böden bei geringen Wassergehalten recht fest sind. Besonders Schluffe können infolge einer geringen Änderung des Wassergehaltes ihr Verhalten vollkommen ändern.

Wenn die Festigkeit sich stark ändert, müßte sich auch der dynamische Modul in gleichem Sinne ändern. Deshalb ist verschiedentlich - anders als in den Formeln des Typs (25) - der Schubmodul von gesättigten Tonen auf die undrainierte Scherfestigkeit c_u gemäß

$$G_{\max} = K \cdot c_u \quad (36)$$

bezogen worden. Tabelle 14 gibt Zahlenwerte für K, wie sie aus den dort angegebenen Arbeiten entnommen werden können.

Die undrainierte Scherfestigkeit kann entweder im Feld mit der Flügelsonde oder im Labor anhand von ungestörten Proben bestimmt werden. Die Flügelsonde wird in Deutschland selten eingesetzt. Es soll untersucht werden, die undrainierte Scherfestigkeit zu einfach zu ermittelnden Kennwerten in Beziehung zu setzen.

Youssef et al. (1965) stellten anhand von dreißig verschiedenen untersuchten Tonen fest, daß die undrainierte Scherfestigkeit im Zustand der Fließgrenze immer etwa den Wert

$$c_u(w_L) = 1,7 \text{ kPa} \quad (37)$$

hatte. Die c_u -Werte wurden an aufbereiteten Proben mit der Labor-Flügelsonde bestimmt. Außerdem zeigte sich, daß die Scherfestigkeit in der Nähe der Fließgrenze gemäß

$$c_u \sim w^{-5,9} \quad (38)$$

vom Wassergehalt abhängt.

Bodenart		G_{\max}/c_u	Quelle
gesättigte Tone		1600 - 2800	SW-AJA- Report (1972)
verschiedene Tone		300 - 1850	Anderson & Woods (1976)
mariner	NC	400 - 700	Koutsoftas & Fischer (1980)
schluffiger Ton	OC	250 - 400	
mariner	NC	900 - 1500	
schluffiger Ton	OC	500 - 800	

Tabelle 14:

Schubmodul in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit

NC = Normalkonsolidiert

OC = Überkonsolidiert (OCR = 2-8)

Wenn c_u sowohl vom Schubmodul, Gl.(36) als auch vom Wassergehalt, Gl.(38) abhängt, müßte auch eine Beziehung zwischen G_{max} und w bestehen. Insbesondere könnte man vermuten, daß auch der dynamische Schubmodul für verschiedene Böden im Zustand der Fließgrenze denselben Wert hat. Tabelle 15 enthält die Klassifizierungs-Kennwerte und die gemessenen Moduli aller untersuchten Bodenproben. Hierbei wurde, wenn im Bereich kleiner Dehnungen nicht genügend Meßwerte vorlagen, auf eine Dehnung von etwa 10^{-5} extrapoliert. Die Schubmodulwerte für die im Triaxialgerät untersuchten Proben wurden aus den gemessenen E-Modul-Werten und der angegebenen Poissonzahl nach Gl.(22) berechnet.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Proben-Nr.	ρ_f	w	ρ_d	e	S_r	w_L	w_p	I_p	I_c	LI	E_1	ν	G_1	G_2
	t/m ³	%	t/m ³	-	-	%	%	%	-	-	kPa	-	kPa	kPa
1	1,70	10,3	1,541	0,752	0,37	-	-	-	-	-	227200		81900	90970
2	1,55	0	1,55	0,742	0	-	-	-	-	-	258500		108600	92322
3	2,0	10,8	1,805	0,496	0,59	-	-	-	-	-	334700		142000	132550
4	1,794	48,1	1,211	1,229	1,057	72,8	29,0	3,8	0,56	0,44	73000		21544	44092
5	1,864	34,7	1,384	0,951	0,985	76,0	32,0	44,0	0,94	0,06	130000		40582	67665
7	2,0	26,6	1,580	0,709	1,013	39,1	25,0	14,1	0,89	0,11	230750		75400	96909
8	2,264	12,3	2,016	0,339	0,980	21,3	15,1	6,2	1,05	-0,05	254800		91795	167312
9	2,011	21,8	1,651	0,636	0,925	26,2	22,6	3,6	1,22	-0,22	203400		66841	107928
10	1,952	31,0	1,491	0,811	1,032	70,5	31,9	38,6	1,02	-0,02	150700		58102	83338
11	2,120	11,1	1,908	0,415	0,722	16,6	-	-	≈ 1	≈ 0	247000		85096	149447
12	1,941	29,5	1,499	0,801	0,994	70,1	34,5	35,6	1,14	0,14	162600		51368	84583
5.1	1,822	29,7	1,405	0,922	0,870	67,7	31,7	36,0	1,06	0,06	140000	0,4	50000	70745
5.2	1,406	88,5	0,746	2,619	0,912	118,0	43,6	74,4	0,40	0,60	33000	0,4	11800	1168
5.3	1,388	70,9	0,812	2,325	0,823	97,1	42,3	54,8	0,48	0,52	40000	0,4	14300	4079
7.1	2,023	22,6	1,650	0,636	0,959	58,3	24,8	33,5	1,07	-0,07	350000	0,2	145800	107803
9.1	0,938	169,6	0,348	6,759	(0,677)	319	254,1	64,9	2,30	-1,30	9000	0,45	3100	-
9.2	1,004	261,6	0,278	8,712	(0,811)	330	278,1	51,9	1,40	-0,40	6000	0,45	2070	-
13	1,588	61,0	0,986	1,738	0,948	61,9	29,0	32,9	0,03	0,97	5500	0,45	1900	17986

G_1 und E_1 aus Messungen, G_2 nach Gl.(25) berechnet

Tabelle 15:

Klassifizierungs-Kennwerte und dynamische Moduli der untersuchten Bodenproben bei $\sigma_m = 100$ kPa

In Bild 59 ist der Schubmodul G_{max} über dem Wassergehalt für die untersuchten Bodenproben aufgetragen. Bild 59 zeigt zunächst, wie schwierig es ist, "gleiche" Proben aus einem gewachsenen Boden zu gewinnen. Die Proben 5, 5.1, 5.2 und 5.3 stammen aus demselben Bohrloch aus wenig unterschiedlichen Tiefen. Die Proben unterscheiden sich nicht nur hinsichtlich ihres Wassergehaltes, sondern auch hinsichtlich ihrer Konsistenzgrenzen, s. Tabelle 15. Bild 59 zeigt, daß man auch die Konsistenzgrenzen beim Vergleich des Verhaltens verschiedener Bodenproben berücksichtigen muß. Man erkennt dann, daß die Unterschiede der Böden 5, 5.1, 5.2 und 5.3 einerseits und 7 und 7.1 andererseits auf unterschiedliche Werte von Wassergehalt und Fließgrenze zurückzuführen sind.

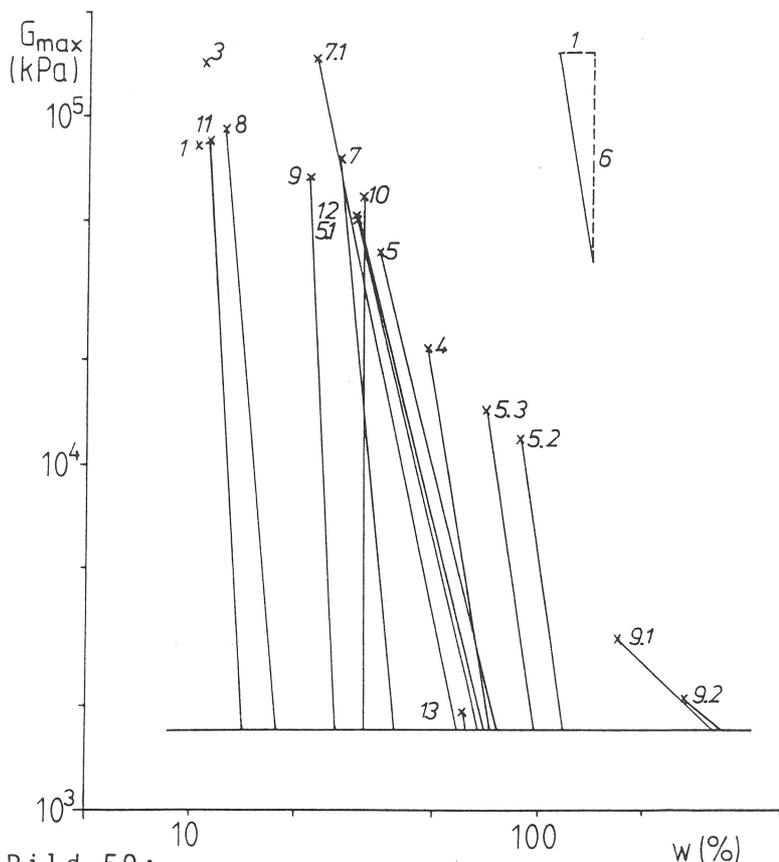


Bild 59:

Maximaler Schubmodul der untersuchten Böden in Abhängigkeit vom Wassergehalt und vermutliche Änderung bei zunehmendem Wassergehalt, $\sigma_m = 100 \text{ kPa}$

Die waagerechte Linie in Bild 59 soll einen mittleren "Fließgrenzen-Modul" wiedergeben. Hierfür wurde ein Wert von 1700 kPa angenommen, ein Wert, der sich in etwa als Mittelwert des durch Tabelle 14 für normalkonsolidierte Böden angegebenen Bereichs

$$G_{\max} = (510 \div 4760) \text{ kPa} \quad (39)$$

ergibt, wobei gemäß Gl.(37) $c_u = 1,7 \text{ kPa}$ eingesetzt wurde. Die geneigten Geraden in Bild 59 verbinden jeweils den gemessenen Schubmodulwert mit dem Fließgrenzen-Modul bei der zugehörigen Fließgrenze. Für die Tonproben sind diese Geraden etwa unter 6:1 geneigt und weisen damit auf eine gewisse Verwandtschaft zu Gl.(38) hin. Man erkennt jedoch auch Abweichungen: Für Torfböden ergibt sich eine flachere, für Sand-Schluffe und für Schluffe mit geringer Plastizitätszahl, I_p eine steilere Neigung. Bei der letztgenannten Bodengruppe hat der Schubmodul bei der Fließgrenze wegen der vorhandenen Kornanteile $d > 0,4 \text{ mm}$ vermutlich einen höheren Wert als 1700 kPa. Für die Böden 8 und 11 wurde die Fließgrenze entsprechend dem Kornanteil $d > 0,4 \text{ mm}$ von 17% bzw. 15% für die Auftragung in Bild 59 reduziert. Der Meßwert für den

Boden 13 zeigt, daß in der Nähe der Fließgrenze der Schubmodul tatsächlich so niedrige Werte wie 1700 kPa annimmt.

Der Vergleich mit Ergebnissen anderer Untersuchungen zeigt zwar ebenfalls eine starke Abhängigkeit des Schubmoduls vom Wassergehalt; der "Fließgrenzen-Schubmodul" variiert jedoch stark bei den einzelnen Böden. Außerdem ergibt er sich bei aufbereiteten Böden als wesentlich kleiner als bei gewachsenen Böden. Offenbar ist also auch die Struktur der Böden von Bedeutung, d.h. es besteht keine eindeutige Beziehung zwischen der an gestörten Proben gewonnenen Fließgrenze und dem Schubmodul von ungestörten Proben. Die Beziehung (36) zwischen G_{\max} und c_u , wobei die Scherfestigkeit in-situ oder an ungestörten Proben gewonnen wird, ist jedoch wahrscheinlich am besten geeignet, den Schubmodul für verschiedene Böden abzuschätzen, insbesondere für Wassergehalte nahe der Fließgrenze. Für eine genauere Nachprüfung liegen leider nicht genügend Versuchsergebnisse vor.

7.35 Zusammenfassende Darstellung der Einflüsse auf G_{\max}

Es soll jetzt versucht werden, die eigenen Ergebnisse und die anderer Autoren so zusammenzustellen, daß die Darstellung zur Abschätzung von G_{\max} - Schubmodul bei kleinen Dehnungen - verwendet werden kann.

Entsprechend der in der Literatur üblichen Darstellung wird auch hier von der Beziehung

$$G_{\max} = F(e) \cdot \sigma_m^x \cdot (OCR)^k \quad (40)$$

ausgegangen. G_{\max} ist in etwa für Dehnungen $\gamma \leq 10^{-5}$ erreicht.

Trotz der im vorangehenden Absatz geäußerten Bedenken ist es sinnvoll, G_{\max} in Abhängigkeit von der Porenzahl e darzustellen. In Bild 60 ist G_{\max} für normal konsolidierte Böden und $\sigma_m = 100$ kPa aufgetragen. Außer den eigenen Ergebnissen sind auch die anderer Autoren dargestellt. Man erkennt, daß die meisten Ergebnisse in einem Band liegen, wobei obere und untere Grenze sich vielleicht um den Faktor 2 unterscheiden. Die Beziehung (25) von Hardin & Drnevich (1972) ist als Kurve für $e < 2,5$ eingezeichnet. Für größere Porenzahlen trifft diese Beziehung nicht mehr so gut zu, deshalb sind hierfür von verschiedenen Autoren ähnliche Formeln

wie (25) vorgeschlagen worden, die andere Zahlenwerte besitzen. Es erscheint aber sinnvoller, das in Bild 60 sich abbildende Band für die Abschätzung von G_{\max} zu verwenden.

Bild 60 zeigt, daß G_{\max} in erster Näherung über die Porenzahl errechnet werden kann. Es mag erstaunen, daß das für so verschiedene Böden wie Sand und Ton möglich ist. Der Grund hierfür ist, daß die verschiedenen Bodenarten in verschiedenen Porenzahlbereichen liegen, wie das in Bild 60 angedeutet ist. Sande können kaum größere Porenzahlen als 1,2 besitzen. Je feiner das Korn, desto mehr Wasser kann gebunden werden und desto größer wird die Porenzahl. Das Wasser ist nicht mehr nur Porenfüllung; es wird zunehmend Teil der Bodenstruktur. Ganz extrem ist das Wasserbindevermögen und damit die Porenzahl bei Torfböden.

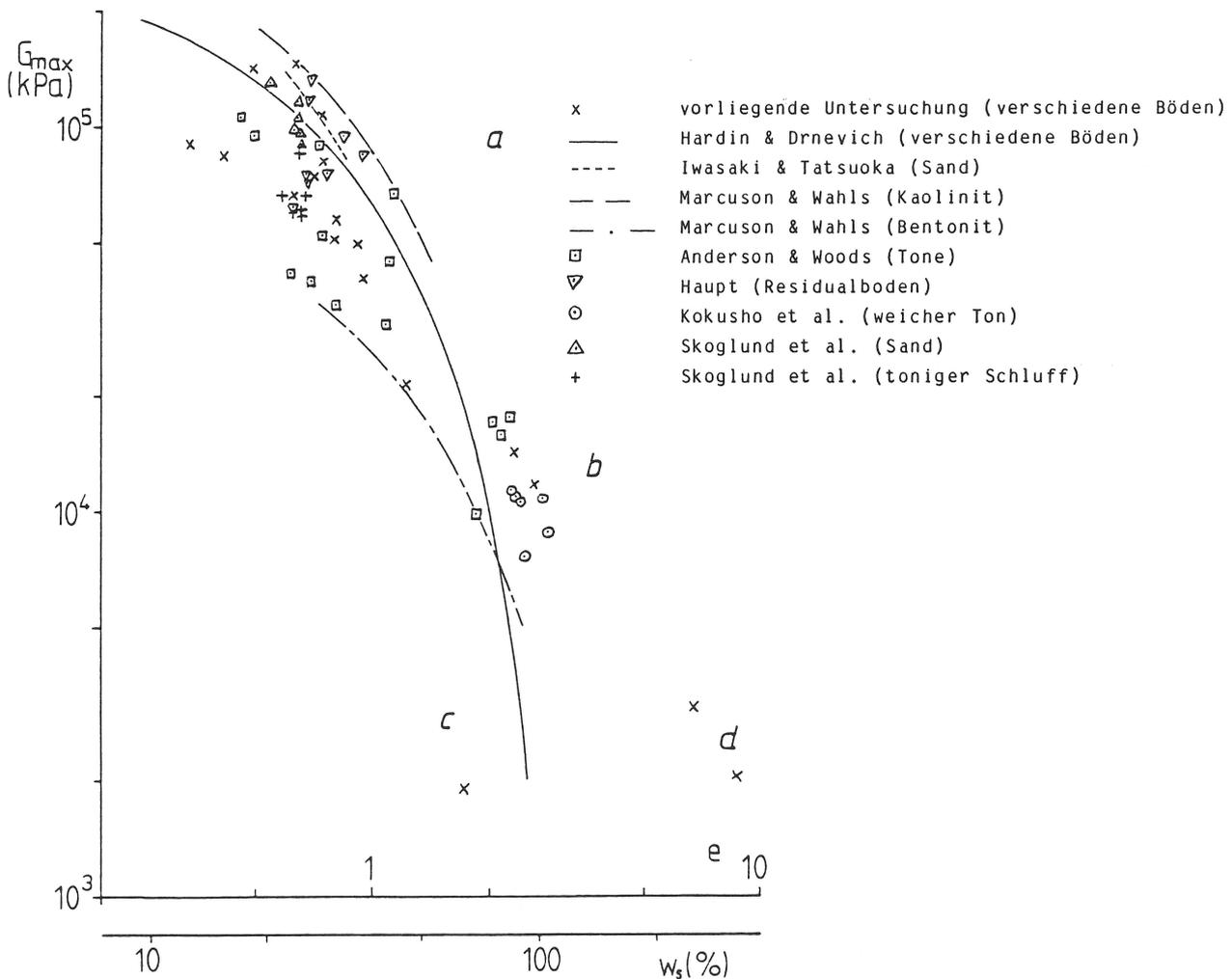


Bild 60:

Maximaler Schubmodul in Abhängigkeit von Porenzahl und Sättigungswassergehalt bei $\sigma_m = 100$ kPa für verschiedene Böden: a Sand und halbfeste bis steife Böden, b weiche Tone, c weiche Schluffe und d Torf. Zeichenerklärung umseitig.

Da die weichen Tone meistens wassergesättigt oder nahezu wassergesättigt sind, kommt in Bild 60 auch die Abhängigkeit des Schubmoduls vom Wassergehalt zum Ausdruck. Für Sättigung, $S_r = 1$, folgt aus Gl.(35)

$$e = 2,7 w_s \quad (41)$$

Hiervon wurde in Bild 60 Gebrauch gemacht, indem auf der Abszisse zusätzlich der Sättigungswassergehalt aufgetragen wurde.

Bild 60 macht auch die Grenzen der Beschränkung auf die Porenzahl als alleinige Einflußgröße deutlich. Für große Porenzahlen ändert sich der Schubmodul sehr stark infolge kleiner Änderungen der Porenzahl. Aber auch im Bereich steiferer Böden können bei gleicher Porenzahl gemessene Schubmodulwerte innerhalb einer halben Zehnerpotenz variieren. Offenbar ist die Porenzahl nicht die einzige Einflußgröße. Die unterschiedliche Rolle, die der Wassergehalt bei den einzelnen Bodenarten spielt, ist die Hauptursache, für die Streuungen und Abweichungen in Bild 60: Am unzuverlässigsten ist die Bestimmung von G_{max} aus der Porenzahl für schluffige Böden, weil diese bei wenig oder garnicht geänderter Porenzahl ihre Festigkeit infolge Wassergehaltsänderung stark verändern. Für weiche Böden ist der dynamische Schubmodul besser mit der undrainierten Scherfestigkeit als mit der Porenzahl korreliert, wobei Bodenart und Konsolidierungszustand zusätzlich berücksichtigt werden müssen, wie Tabelle 14 zeigt. Eine Abweichung zu höheren Werten hin als von Bild 60 vorausgesagt ist für halbfeste bindige Böden mit zunehmender Austrocknung zu erwarten. Wegen des extrem hohen Wasserbindevermögens versagen bei Torfböden Formeln vom Typ der Gl. (40) ganz.

Es sei noch bemerkt, daß die vielfache Verwendung von Formeln wie Gl. (40) auch historische Gründe hat. Da RC-Versuche mit standfesten Bodenproben leichter durchzuführen sind, wurden meistens "Sande und halbfeste bis steife Böden" - in Bild 60 mit a bezeichnet - untersucht, für die der Schubmodul besonders von der Porenzahl abhängt.

Hinsichtlich des Einflusses der Spannungen empfiehlt es sich, die aktuelle Spannung σ_m und die gegebenenfalls früher wirksame σ_v zusammen zu betrachten, denn Gl.(32) sagt aus:

$$G_{max} \sim \sigma_m^{x-k} \cdot \sigma_v^k \quad (42)$$

Tabelle 16 gibt die von verschiedenen Autoren festgestellten Exponenten wieder. Im Sinne von Gl.(42) wird der Exponent $x-k$ unmittelbar festgestellt. Der Exponent k kann nur bestimmt werden, wenn die Vorbelastung σ_v bekannt ist, bzw. wenn sie wenigstens vermutet werden kann. Tabelle 16 wurde unter der berechtigten Annahme ausgefüllt, daß $x \approx 0,5$ und $k \leq x$. Der Exponent k bildet in gewisser Weise das "Erinnerungsvermögen" des Bodens an frühere Belastungen ab.

Tabelle 16
Einfluß der Spannungen auf G_{\max}

Bodenart	$x-k$	x	k	Quelle
Sand	0,5	0,5	-	vorliegende Untersuchung
NC-Schluffe	0,5	0,5	-	
OC-Schluffe und Tone	0-0,38	-	-	
Sand und viele kohäsive Böden	-	0,5	0-0,5 ¹⁾	Hardin & Drnevich (1972)
Sand	-	0,4-0,5	-	Iwasaki & Tatsuoka (1977)
Schotter	-	0,38-0,5	-	Prange (1981)
Residualboden (Schluff-Sand)	-	0,635	-	Haupt (1983)
Plastischer Ton	-	0,65-1	0,33	Koutsoftas & Fischer (1980)
schluffiger Ton	-	0,75-1	0,3	
weiche Tone	-	0,6	- ²⁾	Kokusho et al. (1982)
Tone	-	0,5	0,5	Marcuson & Wahls (1972)

1) Geben k in Abhängigkeit von I_p an, s. Tabelle 11

2) Die Wirkung der Überkonsolidation wird durch einen von OCR unabhängigen Faktor beschrieben

7.4 Zeitliche Effekte

Auf den Einfluß der Standzeit der Bodenproben im Untersuchungsgerät ist man aufmerksam geworden, als sich herausstellte, daß man bei bindigen Böden in Laborversuchen generell kleinere Schubmodulwerte ermittelte als aus Feldmessungen. Als Grund für diese Diskrepanz wurde vermutet, daß die Standzeit oft zu klein gewählt wurde. Anderson & Woods (1976) haben verschiedene kohäsive Böden mit Standzeiten zwischen 1 min und 10^4 min untersucht. Standzeit bedeutet, daß die Probe während dieser Zeit

unter statischer Spannung "steht" und nicht etwa die ganze Zeit dynamisch beansprucht wird. In den Versuchen stieg der Schubmodul mit der Standzeit an, anfangs stärker, dann, nach spätestens 1000 min, logarithmisch mit der Zeit. Bezeichnet man mit G_{1000} den Schubmodul nach 1000 min und ΔG den Zuwachs pro Zehnerpotenz der Zeit - also z.B. während der Zeitspanne von 10^3 bis 10^4 min, dann beschreibt $\Delta G/G_{1000}$ den auf G_{1000} bezogenen "sekundären" Zuwachs des Schubmoduls. Hierfür haben Anderson & Woods (1976) Werte zwischen 1 % und 50 % festgestellt.

Zu diesem Konzept wird hier wie folgt Stellung genommen.

1. Die Versuche werden drainiert durchgeführt, d.h. der Wassergehalt und der Porenanteil nehmen im Laufe der Zeit ab. Die zeitlichen Effekte sind also nicht recht von den Einflüssen dieser beiden Größen zu trennen.
2. Der Zustand, dem die Bodenprobe vor der Entnahme unterworfen war, ist durch eine noch so lange Standzeit nicht wieder herzustellen. Die Probe würde möglicherweise im Gerät ihre Eigenschaften noch jahrelang ändern, während an der Entnahmestelle kaum noch zeitliche Änderungen aufgetreten wären.

Aus diesen Gründen sollte man die Standzeit so wählen, daß die "primären" Vorgänge abgeklungen sind, d.h. man sollte die bindigen Böden etwa nach einer Standzeit von 1000 min untersuchen.

7.5 Schubmodul bei großen Dehnungen

Über den Einfluß der Dehnung auf Schubmodul und Dämpfung sind in den letzten Jahren umfangreiche Untersuchungen durchgeführt worden. Dabei hat sich folgende Formel von Hardin & Drnevich (1972) bewährt

$$G = G_{\max} \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (43)$$

Hierbei ist γ_h die "hyperbolische Dehnung" definiert durch

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} [1 + a \cdot e^{-b(\gamma/\gamma_r)}] \quad (44)$$

a und b sind Konstante, die für die einzelnen Bodenarten bestimmte Werte haben, γ_r ist die Referenzdehnung gemäß

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}} \quad (45)$$

wobei τ_{\max} die maximal von der Bodenprobe oder vom Bodenelement aufnehmbare Scherspannung ist.

Bei der Aufstellung der Gleichung (43) standen große Dehnungen, wie sie bei starken Erdbeben im Boden auftreten, im Vordergrund. In praktisch häufig vorkommenden Fällen sind die Dehnungen wesentlich kleiner: Bei Bodenerschütterungen und unterhalb von schwingenden Maschinenfundamenten ist der Bereich $10^7 < \gamma < 10^{-5}$ interessant; bei Erdbeben, wie sie in Deutschland auftreten, kann man $\gamma \leq 10^{-4}$ annehmen. Die Bilder 9 bis 19 zeigen, daß hierfür in guter Näherung $G = G_{\max}$ angenommen werden kann.

Wegen der Zielsetzung des Vorhabens wurden größere Dehnungen nur wenig untersucht. Für die folgende Diskussion wird für Gl. (44) die Näherung

$$\gamma_h \approx \frac{\gamma}{\gamma_r} \quad (46)$$

verwendet. Nach Gl.(43) ist für $\gamma_h = 1$, nach Gl.(46) also $\gamma = \gamma_r$, $G = 0,5 G_{\max}$. Die hierfür erforderlichen Dehnungen wurden im Resonant-Column-Versuch nur bei den Bodenproben 3, 7, 8, 9 und 11 erreicht und auch dort nur jeweils für die unteren Werte von σ_m . Aus diesem Grunde und weil die nach Gl.(45) erforderliche Bruchspannung τ_{\max} nicht ermittelt wurde, konnten die Gleichungen (43) bis (45) nicht überprüft werden. Lediglich die Tendenz konnte bestätigt werden: Wenn σ_m steigt, steigt auch τ_{\max} (und zwar für reine Reibungsböden mehr als für bindige Böden) und damit γ_r , s. Gl.(45). Hält man $\gamma_h = 1$ konstant, d.h. $G = 0,5 G_{\max}$, dann ist die zugehörige Dehnung γ nach Gl.(46) proportional zu γ_r , d.h. sie steigt ebenfalls mit σ_m an. Die oben genannten Bodenproben verhielten sich in dieser Weise, und zwar besonders ausgeprägt die Probe 3, die einen hohen Sandanteil besitzt.

7.6 Dämpfung

Für die Dämpfung D , definiert in Gl.(8), haben Hardin & Drnevich (1972) die Gleichung

$$D = D_{\max} \cdot \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} \quad (47)$$

aufgestellt. Hierbei ist D_{\max} die Maximaldämpfung, die bei sehr großen Dehnungen - etwa $\gamma \geq 10^{-2}$ - auftritt. D_{\max} wird nicht direkt bestimmt, sondern durch rechnerische Anpassung an Versuchsergebnisse bei kleineren Dehnungen gewonnen. D_{\max} wird in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastzyklen und bei bindigen Böden zusätzlich von der statischen Spannung σ_m und von der Fre-

quenz angegeben. Diese Aufzählung zeigt, daß bei den einzelnen Bodenarten die dämpfungshervorrufenden Mechanismen offenbar verschiedener Natur sind.

Wie im vorangehenden Abschnitt 7.5 bereits erläutert, ist für die praktische Anwendung der Bereich kleiner Dehnungen besonders interessant. Setzt man Gl.(46) in Gl.(47) ein, so erhält man

$$D = D_{\max} \frac{\gamma}{\gamma_r + \gamma} \quad (48)$$

Diese Gleichung, die theoretisch an einem Modell aus elastischen Kugeln abgeleitet wurde, ist nicht auf kleine Bodendehnungen in der Praxis anwendbar, denn sie ergibt $D \rightarrow 0$ für $\gamma \rightarrow 0$. Die durchgeführten Ergebnisse der Resonant-Column-Versuche, Bilder 31 bis 39 zeigen aber übereinstimmend für alle Böden, daß die Dämpfung nur bis $\gamma = 10^{-4}$ abnimmt; für noch kleinere Dehnungen bleibt sie konstant. Nun hat sicher auch das Versuchsgerät eine Eigendämpfung. Da jedoch die gemessenen Minimaldämpfungen für die einzelnen Bodenarten sehr unterschiedlich sind, ist anzunehmen, daß die Gerätedämpfung die Messungen nur wenig beeinflußt. Im übrigen ist es unwahrscheinlich, daß bei Böden für kleine Dehnungen die Dämpfung verschwinden soll. Das ist noch nicht einmal für Beton der Fall, der sicher eine kleinere Dämpfung als Boden besitzt.

Die bei kleinen Dehnungen gemessene Minimaldämpfung wird hier mit D_{\min} bezeichnet. Sie ist von großer praktischer Bedeutung: Sie beeinflußt stark die Abnahme von Bodenerschütterungen mit der Entfernung, und sie bestimmt die Resonanzamplitude von Maschinenfundamenten auf geschichteten Böden.

Trotz der praktischen Bedeutung der Minimaldehnung gibt es bisher keine Formeln oder Tabellen, aus denen man für die verschiedenen Bodenarten Zahlenwerte entnehmen könnte. In vielen Fachbüchern z.B. Haupt (1986) findet sich die auf Hardin zurückgehende Formel

$$D[\%] = 98,5 \cdot \gamma^{0,2} \cdot \sigma_m^{-0,5} \quad (49)$$

die für Sand im Bereich $10^{-4} \leq \gamma \leq 10^{-6}$ und $25 \text{ kPa} \leq \sigma_m \leq 150 \text{ kPa}$ anzuwenden ist. Hiernach müßte die Dämpfung mit der mittleren statischen Spannung stark abnehmen. Für Boden Nr. 2, reiner Sand, nimmt die Dämpfung tatsächlich etwas mit σ_m ab, wenn auch nicht

Tabelle 17

Gemessene Minimaldämpfungen der verschiedenen Bodenarten

Bodenart	Nr.	D_{\min} %	D_{\min} -Bereich %
reiner Sand	2	0,7	0,7
Sand-Schluff	3	1,2	1,2
Schluffe	7	1,8	1,5 - 4
	9	1,5	
	11	3,5	
Tone	4	3,2	3 - 4
	5	4,0	
	10	3,5	
	12	3,9	

Tabelle 18

Minimalwerte der Dämpfung für verschiedene Böden

Bodenart	D_{\min} (%)	Quelle
Reiner trockener Sand	0,65	
Sand-Schluff	1,2	vorliegende
Schluffe	1,5 - 4	Untersuchung
Tone	3 - 4	
Reine trockene und wassergesättigte Sande	0 - 1	Hardin & Drnevich (1972) ¹⁾
Verschiedene kohäsive Böden	1 - 4	
Residualboden (Schluff-Sand)	1,5 - 3,5	Haupt (1983)
Schotter	1	Prange (1981)
Marine Tone	4 - 5,5	Koutsoftas & Fischer (1980)
Tone	1,5 - 2,1	Bianchini & Saada (1981) ²⁾
weiche Tone	3 - 4	Kokusho et al. (1982)

1) Hardin & Drnevich geben zwar in der Formel $D \rightarrow 0$ für $\gamma \rightarrow 0$ an, aus ihrem Diagramm 16 kann man jedoch die angegebenen Werte für D_{\min} indirekt ablesen

2) Die Proben wurden im Labor aus Schlämmen hergestellt

so stark wie nach Gl.(49). Interessanterweise verliert sich diese Abhängigkeit bei den Schluffen, und beim Ton (Boden Nr. 5) ist die Tendenz umgekehrt: Hier ergaben sich die größten Dämpfungen bei den größten statischen Spannungen. Insgesamt ist der Einfluß von σ_m zu schwach und unsystematisch, als daß man ihn berücksichtigen sollte. Die in Tabelle 17 wiedergegebenen Werte sind

deshalb Mittelwerte für die jeweilige Bodenprobe. Die Böden wurden entsprechend ihrer Kornverteilung und Klassifizierung, siehe Bild 1 und Tabelle 1, zu Gruppen zusammengefaßt. Man erkennt, daß reiner Sand eine sehr geringe Dämpfung hat. Bindige Bestandteile lassen die Dämpfung ansteigen. Im Fall des Bodens Nr. 11 genügt schon ein Schluffanteil von 35 %, um eine Dämpfung wie bei den Tonen hervorzurufen.

In Tabelle 18 sind Zahlenwerte für D_{min} , soweit es möglich war, aus Veröffentlichungen entnommen und zusammengestellt worden. Die Zahlenwerte der letzten Spalte von Tabelle 17 wurden der Vollständigkeit halber ebenfalls in Tabelle 18 aufgenommen.

7.7 Poissonzahl

Über die Poissonzahl von Böden gibt es kaum Arbeiten. Das hat im wesentlichen zwei Ursachen: Einmal hat sie einen relativ kleinen Einfluß auf die "Voraussagen bei Ingenieur-Aufgaben" (SW-AJA-Report, 1972), zum anderen ist - wie im Abschnitt 5.4 ausführlich beschrieben - die Poissonzahl für den isotropen elastischen Körper definiert. Der Boden ist häufig anisotrop und seine Deformation hat oft auch plastische Anteile.

Die Ergebnisse der hier durchgeführten Untersuchungen sind in Tabelle 19 zusammengefaßt.

Tabelle 19
Poissonzahl für verschiedene Böden

Bodenart	Poissonzahl ν
Sand, trocken und feucht	0,2-0,35
steife Tone	0,3
weiche Tone	0,5

Diese Ergebnisse decken sich mit der Empfehlung im SW-AJA-Report (1972), für wassergesättigte Böden $\nu = 0,5$ und Böden mit geringem Sättigungsgrad $\nu = 0,35$ anzunehmen.

8. Bedeutung der Forschungsergebnisse

8.1 für den wissenschaftlichen und technischen Fortschritt

Der Boden beeinflusst auf zweierlei Weise das Verhalten des Bauwerkes unter dynamischer Last. Er hat Einfluß auf die Größe der Schwingungen oder Erschütterungen der Bauwerksteile; außerdem setzen sich die Bauwerksfundamente bleibend je nach vorhandener Bodenart. Wie bei der Untersuchung der Bodeneigenschaften unter statischer Last, gibt es bei dynamischer Last grundsätzlich zwei Untersuchungsverfahren: Feldversuche und Versuche an Proben im Labor.

Bei den Feldversuchen werden Wechselkräfte in den Boden eingeleitet und die Reaktion hierauf gemessen. Schon vorhandene Bauwerke und Einbauten im Boden wie z.B. Rohrleitungen beeinflussen durch Reflexion der Wellen die Meßergebnisse stark, so daß der Schluß auf dynamische Bodenkennwerte unsicher wird.

Laborversuche sind nach der Definition Versuche, welche an aus ihrer natürlichen Umgebung ausgebauten Proben durchgeführt werden. Infolge der beim Ausbau unvermeidlichen Störung sind die im Labor gewonnenen Kennwerte mit einem Unsicherheitsfaktor behaftet. Dennoch sind Versuche im Labor notwendig, weil die meisten Kennwerte im Felde nur in einem engbegrenzten Parameterbereich bestimmt werden können. Der Hauptvorteil von Laborversuchen ist die Möglichkeit der systematischen und weiten Variation der Parameter. Hiervon wurde in dem Vorhaben Gebrauch gemacht.

Die durchgeführte Parametervariation hat eine Reihe von nützlichen Ergebnissen gebracht. Die wichtigste dynamische Kenngröße ist G_{\max} , der Maximalwert des dynamischen Schubmoduls, der sich bei kleinen Dehnungen ergibt. Die bisher bekannten Abhängigkeiten von G_{\max} von den verschiedenen Parametern wurde teils bestätigt, teils erweitert. Es konnte der Einfluß der Porenzahl prinzipiell bestätigt werden, wenn auch im Bereich großer Porenzahlen offenbar zusätzlich weitere Einflüsse berücksichtigt werden müssen, z.B. spielt bei Torfböden sicher auch die Struktur eine Rolle. Trotz des geringen Festanteils dieser Böden besitzen sie doch eine gewisse dynamische Steifigkeit. Eine andere Besonderheit ist das Verhalten der Schluffe, das sich stark mit dem Wassergehalt ändert, wobei sich die Poren-

zahl nur wenig zu verändern braucht. Bei Schluffen bestimmt deshalb die Porenzahl nicht allein den Schubmodul; als weiterer Parameter tritt der Sättigungsgrad hinzu. Eine notwendige Voraussetzung dafür, daß die Porenzahl als alleiniger Parameter ausreicht, ist, daß immer wassergesättigte Böden betrachtet werden; eine andere ist, daß die Bodenart dieselbe ist. Aber selbst bei wassergesättigten Tonen ist die Bestimmung des maximalen Schubmoduls G_{\max} aus der Porenzahl ungenau, weil für weiche Tone - d.h. große Porenzahl, großer Wassergehalt - G_{\max} sehr stark mit der Porenzahl variiert. Es scheint daher, daß für weiche Tone und Schluffe eine Korrelation zwischen G_{\max} und der an ungestörtem Material gewonnenen undrainierten Scherfestigkeit zuverlässiger ist. Hier liegt der Gedanke zugrunde, daß ein Boden mit einer kleinen Festigkeit auch eine kleine Steifigkeit besitzt.

Ein weiteres wichtiges Ergebnis betrifft die Materialdämpfung. Hier besteht die Lehrmeinung - teils experimentell, teils theoretisch begründet -, daß die Materialdämpfung mit immer kleiner werdender dynamischer Dehnung gegen Null gehen müsse. Die hier durchgeführten Messungen und die kritische Durchsicht früherer Untersuchungen hat aber gezeigt, daß - bei Ton mehr, bei Sand weniger - eine gewisse minimale Dämpfung auch bei kleinen Dehnungen bleibt. Hierauf hat man früher vermutlich deshalb nicht geachtet, weil die meisten bodendynamischen Untersuchungen im Zusammenhang mit Erdbeben stehen. Dann interessieren größere Dehnungen, während für Verkehrserschütterungen und Maschinenfundamente das Verhalten bei kleinen Dehnungen wichtig ist. Bei dynamisch erregten Fundamenten auf ausgeprägt geschichtetem Boden bestimmt beispielsweise die Materialdämpfung die Größe der Resonanzüberhöhung. Auch auf die Erschütterungsausbreitung hat die Materialdämpfung einen wesentlichen Einfluß.

Hinsichtlich der Poissonzahl hat die Untersuchung ergeben, daß deren Bestimmung mit dem Resonant-Column-Gerät deshalb problematisch ist, weil man hierzu einen isotropen elastischen Stoff voraussetzen muß. Da der Boden in der Regel anisotrop ist, ergeben die mit Torsions- und Longitudinalschwingungen ermittelten Poissonzahlen oft Werte über 0,5, was aus theoretischen Gründen keinen Sinn hat. Im üblichen Triaxialgerät läßt sich dagegen die Poissonzahl aus der Messung der Querdehnung bestimmen.

Versuchstechnisch von Bedeutung sind die Erfahrungen, die mit der Herrichtung eines üblicherweise für statische Untersuchungen konstruierten Triaxialgerätes gewonnen wurden. Es ist prinzipiell möglich, eine handelsübliche Triaxialzelle so herzurichten, daß darin Bodenproben so kleinen Beanspruchungen unterworfen werden, wie sie im Baugrund bei der Erschütterungsausbreitung vorkommen. Das ist auch deshalb von Bedeutung, weil der Einbau der Bodenprobe in das Triaxialgerät leichter ist als in das Resonant-Column-Gerät. Im letzteren steht die Probe frei und darf sich während des Versuchs kaum zur Seite neigen. Diese Bedingung ist besonders bei weichen Böden schwer einzuhalten.

Im hergerichteten Triaxialgerät erweisen sich die Steuerprobleme als noch schwieriger als die Meßprobleme. Der Axialzylinder muß unbedingt innerhalb der Druckzelle angebracht werden, weil sonst die Reibung an der Durchführung der Kolbenstange die Steuerung unmöglich macht. Auch ist eine große Steifigkeit des Untersuchungsgeräts erforderlich, um Korrekturen der Meßwerte überflüssig zu machen. Die Messung der Querdehnung stellte sich als äußerst empfindlich heraus, konnte aber gemeistert werden. Es ist möglich, gleichzeitig die dynamische Längsdehnung und die sich akkumulierende bleibende Verformung zu messen. Es konnte noch bis zu Dehnungen von 10^{-6} hinunter zuverlässig gemessen werden. Die im Triaxialgerät und im Resonant-Column-Gerät gemessenen dynamischen Schubmoduli stimmen im großen und ganzen miteinander überein.

8.2 Bedeutung der Forschungsergebnisse für die Praxis, insbesondere für die Wirtschaft

Bauwerke werden üblicherweise auf statische Beanspruchungen bemessen, obwohl oft auch dynamische Lasten zu Schäden und zur Beeinträchtigung des Nutzwertes führen. Die in diesem Vorhaben gewonnenen Ergebnisse verbessern die Möglichkeiten, im voraus die Reaktion von Bauwerken auf dynamische Lasten zu ermitteln bzw. Maßnahmen zur Schadenverhütung zu treffen.

In wirtschaftlicher Hinsicht sind die Kosten für eine dynamische Bodenuntersuchung und für eine anschließende Vorherberechnung von Erschütterungen und Setzungen gegen das Risiko abzuwägen, daß spätere Schäden auftreten. Bei der Festlegung einer

neuen U-Bahn-Trasse durch Wohngebiete stehen die zusätzlichen Aufwendungen für baulichen Erschütterungsschutz den Nachteilen gegenüber, die mit einer weniger verkehrsgerechten Linienführung verbunden wären. Beim Bau in dichtbesiedeltem Gebiet ist die Einhaltung der Erschütterungsschutzbestimmungen ein Faktor bei der Auswahl des wirtschaftlichsten Bauverfahrens. Die in diesem Vorhaben ermittelten Kennwerte sind Eingabedaten für Rechenverfahren, mit denen dynamisch beanspruchte Bauwerke bereits im Planungsstadium berechnet werden können. Es können so Schäden, teure nachträgliche Baumaßnahmen und Überdimensionierungen von Fundamenten und Bauwerken vermieden werden. Bei der Projektierung von erschütterungsbeeinträchtigten Wohnhäusern können mehrere gestalterische und planerische Varianten ohne große Kosten untersucht werden.

Der in diesem Vorhaben erstellte Kennwertkatalog dient dazu, aus mit einfacheren Methoden gewonnenen Bodenkennwerten, Werte für den dynamischen Schubmodul und die Dämpfung zu ermitteln. Diese dynamischen Kennwerte werden in Vorentwürfen zugrundegelegt. Es ist auf diese Weise nicht notwendig, in jedem Fall eine dynamische Bodenuntersuchung durchzuführen, die aufwendig ist und dementsprechend zeitlichen Verzug und Kosten verursacht. Der Kennwertkatalog stellt bisher bekannte Erfahrungen und neu gewonnene Ergebnisse zusammen. Die Erweiterungen, die in diesem Vorhaben erarbeitet wurden, betreffen die besonders in Norddeutschland häufig vorkommenden Schluffe. Auch für Torfböden können Angaben gemacht werden.

Bei praktischen Aufgaben - Erschütterungsschutz, Schwingungen von Maschinenfundamenten - treten kleine Dehnungen im Boden auf. Für diese Beanspruchung wurden die Schubmodul- und Dämpfungswerte angegeben. Besonders Dämpfungswerte für kleine Dehnungen sind bisher kaum anderswo zu finden, obwohl gerade diese Dämpfungen oft die maximale Resonanzüberhöhung eines Maschinenfundaments oder den Grad der Abnahme von Bodenerschütterungen mit der Entfernung bestimmen. Da die Schäden an Bauwerken - z.B. Risse in den Wänden - oft von Fundamentsetzungen hervorgerufen werden, wurden im Rahmen dieses Vorhabens auch Vorrichtungen entwickelt, mit denen man die Setzungsempfindlichkeit des Bodens hinsichtlich dynamischer Beanspruchung messen kann.

Die prinzipielle Durchführbarkeit der dynamischen Bodenuntersuchung im handelsüblichen Triaxialgerät ist auch wirtschaftlich von Bedeutung, da die herkömmliche Triaxialtechnik nicht so fehleranfällig ist wie die des speziellen Resonant-Column-Geräts. Man kann auch - bei entsprechender gerätetechnischer Ausrüstung - dieselbe Bodenprobe erst der kleinen dynamischen Beanspruchung unterwerfen und dann die übliche statische Belastung aufbringen. Gegebenenfalls kann man unter den Spannungen, die dem Gebrauchslastfall entsprechen, die dynamische Untersuchung wiederholen. Man bekommt auf diese Weise zuverlässigere Untersuchungsergebnisse. Außerdem ist eine gesonderte dynamische Untersuchung - womöglich in einem anderen Institut - nicht unbedingt erforderlich, wodurch Zeit und Kosten gespart werden.

Potentielle Interessenten und Anwender der Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens sind Ingenieure, die den Bau von Häusern in verkehrsbelasteten Stadtvierteln planen oder die die Auswirkungen neuer Verkehrswege oder Baumaßnahmen untersuchen. Ferner sind die Ergebnisse für den Entwurf von direkt dynamisch beanspruchten Bauwerken, wie z.B. Maschinenfundamenten, nützlich.

9. Zusammenfassung

Bauwerke werden üblicherweise auf statische Beanspruchungen bemessen, obwohl oft auch wiederholte und dynamische Lasten zu Schäden und zur Beeinträchtigung des Nutzwertes führen. Die in diesem Vorhaben gewonnenen Ergebnisse verbessern die Möglichkeit, im voraus die Reaktion von Bauwerken auf dynamische Lasten zu ermitteln bzw. Maßnahmen zur Schadenverhütung zu treffen.

Die Reaktion eines Bauwerks auf Schwingungen und Erschütterungen hängt auch wesentlich von den Bodeneigenschaften ab. Diese "dynamischen" Bodeneigenschaften, die das Schwingungsverhalten des Bodens kennzeichnen, wurden in dem Vorhaben untersucht. Es wurden zwei Verfahren zur Untersuchung von Bodenproben im Labor angewendet. Bei einem Verfahren wird eine Bodenprobe im Resonant-Column-Gerät in Schwingungen versetzt, bei dem anderen wird die Probe in einem üblichen statischen Triaxialgerät zyklisch beansprucht. Die Methoden liefern vergleichbare Werte. Meßtechnische Details, Durchführbarkeit und Genauigkeit der beiden Verfahren werden mitgeteilt. Für zwölf verschiedene Böden wurden die bodendynamischen Kennwerte, insbesondere Schubmodul und Dämpfung bestimmt und zusammen mit anderweitig veröffentlichten Ergebnissen in einem Kennwertkatalog zusammengestellt. Der Kennwertkatalog enthält Formeln und Zahlenwerte, die es gestatten, die bodendynamischen Kenngrößen aus einfachen bodenmechanischen Klassifizierungsversuchen zu bestimmen.

Die Bestimmung der dynamischen Kennwerte für einen anstehenden Baugrund allein aus dynamischen Probenuntersuchungen ist problematisch, weil - wie die vorliegende Untersuchung gezeigt hat - die Schubmodulwerte räumlich stark variieren können, insbesondere infolge unterschiedlichen Wassergehalts. Um nicht deshalb eine Vielzahl dynamischer Probenuntersuchungen durchführen zu müssen, empfiehlt es sich, ausgehend von einigen Meßergebnissen die räumliche Verteilung der dynamischen Kennwerte mit Hilfe der angegebenen Abhängigkeiten von statischer Spannung, Porenzahl und Wassergehalt abzuschätzen.

Die in dieser Weise ermittelten dynamischen Kennwerte bilden die Entwurfsgrundlage bei folgenden Aufgaben: Ausbreitung von Erschütterungen infolge Verkehrs oder Baumaßnahmen, Setzung von Bauwerks-

fundamenten infolge von Erschütterungen, Beanspruchung von dynamisch beanspruchten Bauwerken und Schwingungen von Maschinenfundamenten auf dem Boden.

10. Danksagung

Für die Förderung der diesem Bericht zugrundeliegenden Forschungsarbeiten aus ERP-Mitteln möchte ich mich recht herzlich bedanken. Den Herren Prof. Jagau, Bremen, Dr. Haupt, LGA Bayern und Dr. v. Schuppener, BAW Hamburg und der Degebo, Berlin, sei für die Überlassung von Bodenproben bzw. fachlichen Rat gedankt.

An dem Forschungsvorhaben haben mitgearbeitet: W. Körner (Sachbearbeiter), K. Schnell und J. Munck (Versuchstechnik und Durchführung) und P. Wassermann (Klassifizierungsversuche).

11. Literatur

- Anderson, D.G. & Woods, R.D. (1976), Time-dependent increase in shear modulus of clay, Journ. ASCE, GT5, 525-537
- Bianchini, G.F. & Saada, A.S. (1981), Effect of anisotropy on the dynamic response of clay soils, X ICSMFE, Stockholm, Vol. 3, 189-192
- Hardin, B.O. & Black, W.L. (1968), Vibration modulus of normally consolidated clay, Journ. ASCE, SM2, 353-369
- Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972), Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, Journ. ASCE, SM7, 667-692
- Haupt, W. (1983), Dynamische Eigenschaften von stark verwittertem Residualboden, VII Donau-europäische Konferenz über Bodenmechanik und Grundbau, Vol. I, 163-170
- Haupt, W. (1986), Dynamische Bodeneigenschaften und ihre Ermittlung, in: Bodendynamik, Grundlagen und Anwendung, hrsg. v.W. Haupt, Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden, S. 225-229.
- Holzlhöner, U. (1977), Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf Fundamente einer geplanten Schnellbahn, BAM-Forschungsbericht 48, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin
- Humphries, W.K. & Wahls, H.E. (1968), Stress history effects on dynamic modulus of clay, Journ. ASCE, SM2, 371-389
- Iwasaki, T. & Tatsuoka, F. (1977), Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, Soils & Foundations 17, No.3, 19-37
- Kokusho, T., Yoshida, Y. & Y. Esashi (1982), Dynamic properties of soft clay for wide strain range, Soils & Foundations 22, No.4, 1-18
- Koutsoftas, D.C. & Fischer, J.A. (1980), Dynamic properties of two marine clays, Journ. ASCE, GT6, 645-657

- Marcuson, W.F. & Wahls, H.E. (1972), Time effects on dynamic shear modulus of clays, Journ. ASCE, SM12, 1359-1373
- Prange, B. (1981), Resonant Column Testing on Railroad Ballast, X ICSMFE, Stockholm, Vol.3, 273-278
- Richart, F.E. (1977), Field and laboratory measurements on dynamic soil properties, Proc. Dyn. Methods in Soil and Rock Mechanics Karlsruhe, Balkema Rotterdam, Vol.I, 3-36
- Richart, F.E., Hall J.R. & R.D. Woods (1970), Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Inc.
- Rücker, W. (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, BAM-Forschungsbericht 64, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin
- SW-AJA-Report (1972), Soil Behavior under Earthquake Loading Conditions, State-of-the-Art-Report, Shannon & Wilson u. Agbabian-Jacobsen Ass.
- Youssef, M.S., El Ramli, A.H. & M. El Demery (1965), Relationships between shear strength, consolidation, liquid limit, and plastic limit for remoulded clays, VI ICSMFE, Montreal, Vol.I, 126-129
- Skoglund, G.R., Marcuson, W.F. & R.W. Cunny (1976), Evaluation of resonant column test devices, Journ. ASCE, GT11, 1147-1158

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 Halbleitern
von Dr.-Ing. Götz Andreae
- Nr. 3/September 1970 (vergriffen)
Über das mechanische Verhalten von Aluminium-Stahl-Freileitungseilen 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 Netzwerkentdichte 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 Schnittgütereigenschaften 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 Schadenfeuer
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
Untersuchung der viskoelastischen Eigenschaften von Flüssigkeiten (mit nicht-Newtonschem Fließverhalten) insbesondere bei höherer Scherbeanspruchung
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 Spröbruchverhalten 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/Oktober 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 Farbmetrik 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 Stereometrie
Entwicklung eines vollzentrischen Präzisionsgoniometers
von Dr. rer. nat. Dieter Petersohn
- Nr. 69/Juni 1980
Untersuchungen zur Integrität des Liners von Reaktorsicherheitsbehältern (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 Prüfvorschriften 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 Biegewechselbeanspruchung 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-Schwelensystems mit dem Untergrund
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 79/Dezember 1981
Ein Beitrag zur Untersuchung der wasserstoffbeeinflussten Kaltbrüchigkeit 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 Ledworowski
- 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 Bruchflächenbildung 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 Maschinenwaren
— 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/Oktober 1984
Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last
von Dr.-Ing. Jan Lehner

- Nr. 107/ISBN 3-88314-361-8/Oktober 1984
Korrosion von Stahlradiatoren
von Dr.-Ing. Wolfgang Stichel und Jörg Ehreke
- Nr. 108/ISBN 3-88314-363-4/Oktober 1984
Durch Bodenerschütterungen angeregte Gebäudeschwingungen — Ergebnisse von Modellrechnungen
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch
- Nr. 109/ISBN 3-88314-381-2/Februar 1985
Zur Wirkung der Schrumpfbinderung auf den Schweißspannungszustand und das Spröbververhalten von unterpulvergeschweißten Blechen aus St E 460 N
von Dr.-Ing. Mohamed Omar
- Nr. 110/ISBN 3-88314-382-0/Februar 1985
Wasserstoff als Energieträger
von Dr. Hermann Walde (Mitglied des Kuratoriums der BAM i. R.) und Dr. Bernhard Kropp
- Nr. 111/ISBN 3-88314-383-9/Februar 1985
Über den Einfluß der Initiierung auf die detonative Umsetzung von Analex-Sprengstoffen unter Berücksichtigung sicherheitstechnischer Gesichtspunkte
von Dr.-Ing. Kurt Ziegler
- Nr. 112/ISBN 3-88314-409-6/Juli 1985
Zeitstandverhalten und strukturelle Veränderungen von vielfach wiederverarbeiteten Polyethylenen
von Dr.-Ing. Wolfgang Lützw
- Nr. 113/ISBN 3-88314-410-X/Juli 1985
Untersuchungen zum Frequenzeinfluß auf die Schwingungskorrosion von Offshore-Konstruktionen
von Rolf Helms, Horst Henke, Gerhard Oelrich (BAM, Berlin) und Tetsuya Saito (NRIM, Japan)
- Nr. 114/ISBN 3-88314-419-3/Juli 1985
Neue Verfahren für die Prüfung von Reaktorkomponenten mittels Röntgen- und Gammastrahlen
von Dipl.-Ing. Peter Rose, Dipl.-Ing. Peter Raabe, Dipl.-Ing. Werner Däum und Andreas Szameit
- Nr. 115/ISBN 3-88314-420-7/Juli 1985
Farbempfindungsmerkmal Elementaruntun und Buntheitsabstände als Funktion von Farbart und Leuchtdichte von In- und Umfeld
von Privatdozent Dr. Klaus Richter
- Nr. 116/ISBN 3-88314-460-6/Oktober 1985
Theoretische Ermittlung des Wärmedurchgangskoeffizienten von Fensterkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung der Rahmenproblematik
von Dr. rer. nat. Franz-Josef Kasper, Dipl.-Inform. Renate Müller, Dr.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Armin Wagner
- Nr. 117/ISBN 3-88314-468-1/Oktober 1985
Materials Technologies and Techno-Economic Development
A study for the German Foundation for International Development (Deutsche Stiftung für Internationale Entwicklung)
by Prof. Dr. H. Czichos in cooperation with Dr. G. Sievers, Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT), Bonn
- Nr. 118/ISBN 3-88314-469-X/Oktober 1985
Brand- und Explosionsgefahren explosionsgefährlicher Stoffe bei Herstellung und Lagerung
Modellversuche mit pyrotechnischen Sätzen und Gegenständen
von Dr. rer. nat. Hartwig Treumann, Dipl.-Ing. Hilmar Andre, Dr. rer. nat. Eduard Blossfeld, Dr. rer. nat. Norbert Pfeil und Ing. grad. Matthias-Michael Zindler
- Nr. 119/ISBN 3-88314-472-X/November 1985
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Versuche an Stahlbetonplatten, Teil I
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Tests on Reinforced Concrete Slabs, Part I
von Dipl.-Ing. Jürgen Herter, Dr.-Ing. Klaus Brandes und Dipl.-Ing. Ernst Limberger
- Nr. 120/ISBN 3-88314-514-9/April 1986
Zerstörungsfreie Korngrößenbestimmung an austenitischen Feinblechen mit Hilfe der Ultraschallrückstreuung
von Dr.-Ing. Andreas Hecht
- Nr. 121/ISBN 3-88 314-530-0/Juni 1986
Versagenskriterien von Stahlgleitpaarungen unter Mischreibungsbedingungen: Einflüsse von Stahzsammensetzung und Wärmebehandlung
von Dr.-Ing. Paul Feinle und Prof. Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig
- Nr. 122/ISBN 3-88 314-521-1/Juli 1986
Entsorgung kerntechnischer Anlagen
von J. Mischke
Sonderkolloquium der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) am 10. 12. 1985 mit Beiträgen von B. Schulz-Forberg, K. E. Wieser und B. Droste
- Nr. 123/ISBN 3-88 314-531-9/Juli 1986
Physikalisch-chemische Analyse sowie toxische Beurteilung der beim thermischen Zerfall organischemischer Baustoffe entstehenden Brandgase
von Dr. rer. nat. Detlef Rennoch
- Nr. 124/ISBN 3-88 314-538-6/Juli 1986
Zur Anwendung des Impuls-Wirbelstromverfahrens in der zerstörungsfreien Materialprüfung
von Dr.-Ing. Hans-Martin Thomas
- Nr. 125/ISBN 3-88 314-540-8/Juli 1986 (vergriffen)
Untersuchungen zur Wirksamkeit der Brandschutzisolierung von Flüssiggas-Lagertanks
von Dr.-Ing. Bernhard Droste und Dipl.-Ing. Ulrich Probst
- Nr. 126/ISBN 3-88 314-547-5/August 1986
Korrosion und Korrosionsschutz von Metallen in Schwimmhallen
von Dr.-Ing. Wolfgang Stichel
- Nr. 127/ISBN 3-88 314-564-5/November 1986 (vergriffen)
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Versuche an Stahlbetonbalken, Teil I
Tests on Reinforced Concrete Beams, Part I
von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner
- Nr. 128/ISBN 3-88 314-568-8/November 1986 (vergriffen)
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Versuche an Stahlbetonbalken, Teil II
Tests on Reinforced Concrete Beams, Part II
von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner
- Nr. 129/ISBN 3-88 314-569-6/November 1986 (vergriffen)
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
Zugversuche an Betonstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit
Reinforcing Steel Tension Tests with high strain rates
von / by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner
- Nr. 130/ISBN 3-88 314-570-X/November 1986
Einfache Abschätzung der Durchbiegung und der Energieaufnahme von Trägern aus duktilem Material bei Belastung durch eine Einzelkraft
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 131/ISBN 3-88 314-585-8/November 1986
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
Versuche an Stahlbetonplatten, Teil II
Tests on Reinforced Concrete Slabs, Part II
von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 132/ISBN 3-88 314-595-5/Januar 1987
Ermittlung der Ursachen von Schäden an bituminösen Dachabdichtungen unter besonderer Berücksichtigung klimatischer Beanspruchungen
von Dipl.-Ing. Christian Herold und Dipl.-Ing. Frank-Ulrich Vogdt
- Nr. 133/ISBN 3-88 314-609-9/Januar 1987 (vergriffen)
Technisch-physikalische Grundlagen zum tribologischen Verhalten keramischer Werkstoffe
von Dipl.-Ing. Mathias Woydt und Prof. Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig
- Nr. 134/ISBN 3-88 314-615-3/Februar 1987
Über den Kernstrahlungseinfluß auf Dehnungsmeßstreifen
von Dr. Götz Andreae und Gottfried Niessen
- Nr. 135/ISBN 3-88 314-618-8/Februar 1987
Untersuchungen über das Verhalten von Tankcontainern für unter Druck verflüssigte Gase bei Fallbeanspruchungen
von Dipl.-Ing. Jörg Ludwig, Dipl.-Ing. Wolf-Dietrich Mischke und Dipl.-Ing. Armin Ulrich
- Nr. 136/ISBN 3-88314-636-6/April 1987
Untersuchung zur Beurteilung von Brettschichtverleimungen für den Holzbau
von Prof. Dr. rer. silv. Hans-Joachim Deppe und Klaus Schmidt
- Nr. 137/ISBN 3-88314-637-4/Mai 1987
Analyse und Weiterentwicklung bruchmechanischer Versagenskonzepte auf der Grundlage von Forschungsergebnissen auf dem Gebiet der Komponentensicherheit
Projektleiter: Dr. Dietmar Aurich
- Nr. 138/ISBN 3-88314-635-8/Mai 1987
Zur geowissenschaftlichen Einordnung des Gebietes der Bundesrepublik Deutschland und einer sicheren Auslegung technischer Systeme gegen den Lastfall Erdbeben.
von Dipl.-Geol. Michael Dogunke und Dr.-Ing. Frank Buchardt
- Nr. 139/ISBN 3-88314-658-7/Juni 1987
Numerische Untersuchung zum Verhalten des Hochtemperaturwerkstoffes Nimonic PE 16 unter monotoner und zyklischer Belastung bei Verwendung verschiedener plastischer und viskoplastischer Materialmodelle.
von Dipl.-Ing. Jürgen Olschewski und Sven-Peter Scholz
- Nr. 140/ISBN 3-88314-643-9/Juni 1987
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
von / by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 141/ISBN 3-88314-694-3/Oktober 1987
Zum Einfluß des Sicherheits- und Auslegungserdebens auf die Bemessung von Kernkraftwerken
von Dr.-Ing. Frank Buchardt, Dr.-Ing. Wolfgang Matthees, Dr.-Ing. Götz Magiera und Dr.-Ing. Friedrich Mathiak
- Nr. 142/ISBN 3-88314-695-1/Oktober 1987
Sicherheitstechnische Kenndaten und Gefährzahlen binärer Mischungen aus oxidierenden und verbrennlichen Substanzen
von Dr. rer. nat. Hartwig Treumann, Ing. Günter Krüger, Dr. rer. nat. Norbert Pfeil und Dr. rer. nat. Sigrid von Zahn-Ullmann
- Nr. 143/ISBN 3-88314-701-X/November 1987
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen bei Stoßbelastung
Experimental and numerical Investigations concerning Load Bearing Behaviour of Reinforced Concrete Members under Impact Load
von/by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 144/ISBN 3-88314-702-8/November 1987
Nichtlineare dynamische Berechnungen zum Penetrationsverhalten des AVR-Reaktorgebäudes
von Dr.-Ing. Frank Buchardt, Dr.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Wolfgang Matthees, Dr.-Ing. Michael Weber, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
Dr.-Ing. Jürgen Altes, Kernforschungsanlage Jülich GmbH (KFA)
- Nr. 145/ISBN 3-88314-711-7/November 1987
Untersuchung selbstähnlicher Systeme zur Bestimmung von Materialeigenschaften von Reibungsböden
von Dr.-Ing. Ulrich Holzlhöner
- Nr. 146/ISBN 3-88314-714-1/November 1987
Untersuchungen zur Wirksamkeit von Wasserberieselungseinrichtungen als Brandschutzmaßnahme für Flüssiggas-Lagertanks
von Dipl.-Ing. Wolfgang Schön und Dipl.-Ing. Michael Mallon
- Nr. 147/ISBN 3-88314-720-6/Dezember 1987
Lösung dynamischer Biege- und Torsionsprobleme von Stabsystemen aus dünnwandigen elastischen Stäben mit offenem Querschnitt mittels frequenzabhängiger Ansatzfunktionen
von Dipl.-Ing. Hans-Dieter Kleinschrodt
- Nr. 148/ISBN 3-88314-774-5/Mai 1988
Theoretische Untersuchung von Variationsprinzipien für elastoplastisches Materialverhalten sowie Entwicklung und numerische Erprobung von Finite-Element-Verfahren für den ebenen Spannungszustand
von Dipl.-Ing. Wilfried Müller
- Nr. 149/ISBN 3-88314-775-3/Mai 1988
Bestimmung baugrunderdynamischer Kenngrößen aus der Untersuchung von Bodenproben
von Dr.-Ing. Ulrich Holzlhöner

Nr. 150/ISBN 3-88314-776-1/Mai 1988
**VG3D Zeichenprogramm für die Vektorgraphische
Darstellung dreidimensionaler Strukturen**
von Dr.-Ing. Michael Weber

Nr. 151/ISBN 3-88314-785-0/Juni 1988
**Wechselwirkung starrer und flexibler Strukturen mit
dem Baugrund insbesondere bei Anregung durch
Bodenerschütterungen**
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch-Saworski