

Axial zyklisch belastete Pfähle

Bericht über erweiterte Auswertungen
Neue Laborversuche und Modellversuche

T 2888

T 2888

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

1999, ISBN 3-8167-5458-9

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail irb@irb.fhg.de

URL <http://www.irb.fhg.de>

LEHRSTUHL UND PRÜFAMT FÜR GRUNDBAU,
BODENMECHANIK UND FELSMCHANIK
TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN
UNIV.-PROF. DR.-ING. R. FLOSS

Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
TU München, Baumbachstraße 7, 81245 München

Deutsches Institut für Bautechnik
Postfach 62 02 29

10792 Berlin

D-81245 München, den 20.07.1999
Baumbachstraße 7
Telefon 089 / 289 - 27131, 27143
Durchwahl 289 - 27143
Telefax 289 - 27189

D-80290 München, den
Arcisstraße 21
Telefon 089 / 289 - 22440, 22487
Telefax 089 / 289 - 22441
Telex 522 854 tumue d

Email: grundbau@lrz.tu-muenchen.de

Ihr Zeichen

IV 12-5-11.48-801/96

Im Auftrag des

Deutschen Instituts für Bautechnik, Berlin

Forschungsvorhaben
"Axial zyklisch belastete Pfähle"
Vertrag.Nr. IV 1-5-801/96

Schlußbericht

Bericht über erweiterte Auswertungen
der Forschungsvorhaben Nr. IV/1-5-369/83 und 436/85
Neue Laborversuche und Modellversuche

Mai 1999

81 Seiten

4 Anlagen (72 Blätter)

Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. Schwarz

Tel. 089/28927143

Kurzfassung: Axial zyklisch belastete Pfähle

Die bisher durchgeführten Großversuche des Forschungsvorhabens in der Versuchsgrube des Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München mit zehn axial belasteten Verpreßpfählen von 5 m Länge und ca. 130 mm Durchmesser in nicht gesättigtem Sand haben gezeigt, daß die Belastbarkeit von Pfählen auf Mantelreibung bei zyklischer Dauerbeanspruchung bis zu 200000 Lastwechseln wesentlich geringer ist als bei statischer Beanspruchung. Aufgrund der Versuchsergebnisse wurden neue, in Relation zu den zu erwartenden Lastwechselzahlen abgestufte zulässige Sicherheitsbeiwerte vorgeschlagen. Sie wurden in einer erweiterten Auswertung der Versuchsergebnisse zusätzlich abgesichert und es konnte auf der Grundlage eines Potenzansatzes eine einfache rechnerische Methode zur Abschätzung der zu erwartenden Verschiebungen unter zyklischer Dauerbelastung angegeben werden.

Die bisher auf Sandböden bei einer mittleren Lagerungsdichte und einem niedrigen Wassergehalt begrenzte Gültigkeit der vorgeschlagenen Sicherheitsbeiwerte wurde durch Labor- und Modellversuche erweitert und für Sandböden in lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung und für Wassergehalte unterhalb und bis zum Proctorwert abgesichert. Literaturrecherchen und Modellversuche deuten auf die Möglichkeit eines ähnlichen Sicherheitskonzepts auch für zyklisch belastete Pfähle in bindigen Böden hin.

Summary: Axial cyclic loading of piles

In a research program at the Institute for Soil Mechanics, Rock Mechanics and Foundation Engineering, Technical University of Munich ten small diameter injection piles, 5 m in length and 130 mm in diameter, were tested in unsaturated sand in the test pit of the institute.

The tests were performed up to 200 000 cycles. The results showed that failure occurred also after a large number of cycles and a safety factor appropriate for static loading is likely too low for cyclic loading of small diameter injection piles in sand. Consequently new safety factors depending on the number of cycles as well as on the span of load are proposed.

The safety factors based on the the results of the large scale tests were extended by laboratory tests (standard shear tests and cyclic model tests) to sand of low and high density and water content below the proctor value. In the current research project a simple method for calculating the displacements under cyclic loading is proposed. Model tests as well as literature indicate the possibility of a similar concept for piles in cohesive soils.

Résumé: Pieux sous charge axiale cyclique

Un programme d'essais a été réalisé à l'institut de mécanique des sols, mécanique des roches et fondation de l'Université Technique de Munich avec dix pieux d'injection de longueur 5 m et de diamètre 130 mm dans un sable humide de compacité moyenne. Les essais ont été conduits jusqu'à 200000 cycles. Les résultats montrent que la capacité portante sous chargement cyclique est plus faible que sous chargement statique.

Sur la base des résultats des nouveaux coefficients de sécurité sont proposés, qui dépendent du nombre de cycles et du chargement cyclique.

Les coefficients de sécurité ont été confirmés dans un programme de laboratoire pour des essais de cisaillement et des essais modélisés. Une simple méthode mathématique est proposée pour calculer les déplacements sous chargement cyclique.

La limite de validité des coefficients de sécurité a été élargie à des sables de compacité faible, moyenne et élevée, et à des teneurs en eau inférieures ou égales au maximum proctor. Des recherches littéraires et des essais modélisés indiquent la possibilité d'un concept similaire aussi pour des pieux sous chargement cyclique dans un sol argileux.

Zusammenfassung

Die im Rahmen der früheren Forschungsarbeiten durchgeführten Großversuche in der Versuchsgrube des Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München mit zehn axial belasteten Verpreßpfählen von 5 m Länge und ca. 130 mm Durchmesser in einem Sandboden deckten einen kleinen Bereich der in der Praxis vorkommenden Möglichkeiten ab. Aus den Ergebnissen dieser Versuche wurden für die zugrundeliegenden Verhältnisse "zulässige Lastspannen" formuliert.

Bei Pfählen in mitteldicht gelagerten Sanden über dem Grundwasser wurde die "zulässige Lastspanne" aus Schwell- oder Wechsellasten als **Anteil der zulässigen statischen Zugbelastung** angegeben. Die zulässige statische Zugbelastung $zulQ_z$ ist relativ einfach nach DIN 1054 aus statischen Zug-Probebelastungen zu ermitteln oder aus Erfahrungswerten (z.B. aus DIN 4014) abzuschätzen.

In Abhängigkeit von der zu erwartenden Lastwechselzahl wurden folgende zulässige Lastspannen angegeben:

zu erwartende zulässige		
Lastwechselzahl		Lastspanne
1		1,00 $zulQ_z$ ($\sim 0,50 Q_{gz}$)
100		0,80 $zulQ_z$ ($\sim 0,40 Q_{gz}$)
10.000		0,68 $zulQ_z$ ($\sim 0,34 Q_{gz}$)
100.000		0,56 $zulQ_z$ ($\sim 0,28 Q_{gz}$)
1.000.000	und mehr	0,40 $zulQ_z$ ($\sim 0,20 Q_{gz}$)

In der erweiterten Auswertung der früheren Großversuche im vorliegenden Bericht wird gezeigt, daß die Schwell- und Wechselbelastungsversuche durchaus in Analogie zu der von Kriechversuchen bekannten Methode ausgewertet werden können. Ein entsprechender Potenzansatz wird vorgestellt und damit die Möglichkeit einer genauen rechnerischen Nachbildung der bei den Schwelllastversuchen gemessenen Verschiebungsverläufe demonstriert.

Darüberhinaus können auf diese Weise Prognoseberechnungen für das Erreichen einer bestimmten Verschiebung, z.B. 10 mm, was mit dem Versagen einer Konstruktion gleichzusetzen wäre, durchgeführt werden.

Außerdem wird im vorliegenden Bericht dargestellt, daß auch aus statischen Probelastungen und Erfahrungswerten Parameter für den Potenzansatz abgeleitet werden können, mit denen der Verschiebungsverlauf von **Schwellastversuchen** in guter Näherung vorhergesagt werden kann.

Bei **Wechselastversuchen** wurde auch für niedrige Lastspannen nach einer großen Anzahl von Lastwechseln eine Wiederzunahme der Verschiebungsrate beobachtet, was letztlich zum Eintreten des Versagens führt. Für **Wechselastversuche** wird eine Abschätzung derjenigen Lastspanne angegeben, bei der die minimale Verschiebungsrate gegen Null geht und der Wechselastversuch somit auch auf unbegrenzte Dauer nicht versagen würde ("Dauerfestigkeit" = mögliche Wechselastspanne für unbegrenzte Belastungsdauer). Sie liegt erwartungsgemäß sehr niedrig und kann mit etwa 10 % abgeschätzt werden.

In der erweiterten Auswertung konnte schließlich auch die Tendenz der Mantelreibung zu einem einheitlichen Restwert über die gesamte Mantelfläche gezeigt werden.

Neben der erweiterten Auswertung der früheren Großversuche war der Zweck des aktuellen Forschungsvorhabens zunächst die Klärung der Frage, ob für unterschiedliche Bodenverhältnisse auch aus Laborversuchen die Bestimmung eines derartigen **Anteils der zulässigen statischen Zugbelastung** als Bezugsgröße für Sicherheit bei zyklischer Beanspruchung abgeleitet werden kann. Da die standardmäßigen Scherversuche (Direkter Rahmenscherversuch, Triaxialversuch) statische Versuche sind, die außerdem die am Pfahl vorliegenden Spannungsverhältnisse nur eingeschränkt richtig wiedergeben, konnte dies nur auf dem Weg eines Vergleichs zwischen den Winkeln der Restscherfestigkeit und des peak- Werts versucht werden.

Die Ergebnisse der standardmäßigen Scherversuche zeigen jedoch, daß das auf diese Weise gefundene Verhältnis die bei den zyklischen Großversuchen gefundenen Ergebnisse **nicht** zutreffend beschreibt. Das bedeutet, die Ermittlung der Restscherfestigkeit in statischen Laborversuchen reicht nicht aus, den vollen Umfang der Abminderung der Tragfähigkeit unter zyklischer Belastung zu beschreiben.

Auch die sog. Wiener-Routine-Scherversuche führten im Hinblick auf die zyklische Tragfähigkeit zu keiner treffenderen Aussage.

Der Vergleich zeigt also, daß der Winkel der Restscherfestigkeit im statischen Laborversuch allein noch kein sicherer Anhalt für die Verminderung der Tragfähigkeit unter zyklischer Dauerbelastung ist. Hier muß von weiteren zusätzlichen Einflüssen, in erster Linie sicher von der allmählichen Verminderung der Radialspannungen infolge Abbau des Dilatationseffektes, ausgegangen werden. Dieser Einfluß konnte im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens nicht untersucht werden.

Das aus der Auswertung der Laborversuche ermittelte Verhältnis der Restscherfestigkeit zum peak-Wert entspricht außerdem nicht dem Verhältnis der Tragfähigkeiten der durchgeführten statischen und zyklischen Modellversuche. Jedoch konnten mit den Modellversuchen sehr gut mit den Großversuchen vergleichbare Ergebnisse festgestellt werden. Hierbei konnten auch die Versagensgrenzen bezogen auf die statischen Grenzlasten in zyklischen Dauerversuchen reproduziert und auf andere Parameterkombinationen an einem Sand mit unterschiedlichen Lagerungsdichten (locker, mitteldicht, dicht) bei verschiedenen Wassergehalten unterhalb und bis einschließlich des Proctorwassergehalts ausgedehnt werden.

Zusammenfassend kann aus den Untersuchungsergebnissen festgestellt werden, daß die seinerzeit angegebenen "zulässigen Lastspannen" in Zuordnung zu der zu erwartenden zulässigen Lastwechselzahl sowohl unter Einbeziehung der Prognoserechnungen aus der erweiterten Auswertung der früheren Großversuche sowie auch der Ergebnisse der Modellversuche aufrecht erhalten werden können.

Sie können darüberhinaus nach den Ergebnissen des vorliegenden Forschungsvorhabens erweitert angewendet werden auf Sandböden in lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung bei Wassergehalten bis zum Proctorwassergehalt.

Durch die neuen Versuch noch nicht abgesichert sind sie bei sehr lockerer und sehr dichter Lagerung und bei Wassergehalten oberhalb des Proctorwertes.

Die vorgeschlagenen Sicherheitsbeiwerte entsprechen im Vergleich nicht genau dem sog. "critical level of repeated loading", oft kurz als "CLRL" bezeichneten Konzept.

Dort wird die Anzahl der Lastwechsel nicht in der gleichen Weise gewichtet, von der Größenordnung der zulässigen "level" her ergibt sich jedoch eine teilweise gute Übereinstimmung besonders für Sicherheitsbeiwerte für hohe Lastwechselzahlen.

Insgesamt passen die eigenen Versuchspunkte zu den gefundenen Literaturergebnissen, wobei sie von den erreichten Lastwechselzahlen weit darüber hinausgehen.

Bei den vorgeschlagenen "zulässigen Lastspannen" ist bisher die Tatsache nicht ausdrücklich berücksichtigt, daß hierbei der Maximalwert der zyklischen Lastspanne den statisch zulässigen Wert $zulQ_z$ überschreiten kann. Infolgedessen wird zusätzlich für den praktischen Gebrauch weiterhin empfohlen, daß der Maximalwert der zyklischen Lastspanne den statisch zulässigen Wert $zulQ_z$ nicht überschreiten sollte. Dieser Gesichtspunkt müßte bei weiteren Untersuchungen noch genauer überprüft werden.

Auch die Modellversuchsergebnisse unterstützen die bisherigen Erkenntnisse und das bisherige Sicherheitskonzept und können in ähnlicher Weise dargestellt werden. Auch einige Modellversuchsergebnisse weisen auf die Notwendigkeit hin, den Maximalwert der zyklischen Lastspanne wie bei den Großversuchen auf den statisch zulässigen Maximalwert zu begrenzen.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß in der vorliegenden Forschungsarbeit weitere wichtige Erkenntnisse zum Verhalten von Verpreßpfählen unter zyklischer Dauerbelastung gewonnen wurden. Die in die durchgeführten Standardlaborversuche gesetzten Hoffnungen konnten nicht im erwarteten Umfang erfüllt werden. Dies scheint teilweise auch gerätebedingt zu sein, möglicherweise führen die weiteren geplanten Verbesserungen besonders des Direkten Rahmenscherversuchs zu treffenderen Ergebnissen. Von anderen Laborversuchen ist der in der Literatur positiv bewertete "simple shear test" besonders hervorzuheben, allerdings ist dieses Gerät in Deutschland kaum verbreitet. Die Modellversuche in Sanden mit unterschiedlicher Lagerungsdichte hingegen brachten direkt vergleichbare Ergebnisse, so daß diese Versuchstechnik für weitere Untersuchungen geeignet erscheint.

Für weitere Untersuchungen werden folgende Vorschläge gemacht:

In **Sanden** sollten vorrangig vor allem höhere Wassergehalte deutlich über dem Proctorwert bis hin zum gesättigten Zustand untersucht werden. Hier wird aufgrund der wenigen vorliegenden Versuchsergebnisse eine gravierende Abnahme der Tragfähigkeiten unter zyklischer Belastung erwartet. Im Hinblick auf die Lagerungsdichte scheinen die zyklischen Tragfähigkeiten dagegen prozentual bezogen auf die jeweiligen statischen Tragfähigkeiten nicht gravierend unterschiedlich zu sein.

Auch die Frage der Begrenzung des Maximalwerts der zyklischen Lastspanne sollte nochmals untersucht werden.

Bei **bindigen Böden** deuten die Erkenntnisse aus der Literatur darauf hin, daß zumindest in steifen und halbfesten bindigen Böden ein den "zulässigen Lastspannen" von Sanden ganz ähnliches Konzept möglich ist. Der durchgeführte Tastversuch an einem bindigen Boden fügt sich außerdem gut in das NGI-Diagramm (Versuche an bindigen Böden) ein und führte bei einer Lastspanne von 28% nicht zum Versagen. Es wird daher ähnlich wie beim Sand auch bei bindigem Boden eine deutlich höhere Lastspanne für Versagen innerhalb von wenigen Zyklen bzw. eine Korrelation zwischen Anzahl der Zyklen und zulässiger Lastspanne erwartet. Weitere Versuchsreihen in bindigen Böden werden empfohlen, sie sollten bei mindestens 3 verschiedenen Wassergehalten in den Konsistenzbereichen weich, steif und halbfest durchgeführt werden.

Inhaltsangabe

1	Einleitung	2
2	Weitere ergänzende Auswertung der vorhandenen Versuchsergebnisse bzw. erweiterte Interpretationen und Erkenntnisse aus den früheren Versuchen ...	3
2.1	Erkenntnisse aus den statischen Versuchen mit wechselnder Lastrichtung	3
2.2	Erkenntnisse aus den zyklischen Versuchen	4
2.2.1	Bisherige Erkenntnisse	4
2.2.2	Neue, erweiterte Auswertung für Schwellastversuche:	14
2.2.3	Neue erweiterte Auswertung für Wechsellastversuche:	18
2.2.4	Neue erweiterte Auswertung auf der Grundlage der Statischen Versuchsergebnisse	21
2.2.5	Prognose für zyklische Versuche auf der Grundlage statischer Probelastungen	22
2.3	Erweiterte Untersuchung der DMS - Meßwerte	26
2.3.1	Die aus den DMS-Meßwerten errechnete Mantelreibungverteilung	30
3	Literaturauswertung	36
4	Laborversuche	40
4.1	Kornverteilungen	41
4.2	Proctorversuche / Dichten	41
4.3	Scherversuche	42
4.3.1	Direkte (Rahmen-) Scherversuche	42
4.3.2	Die "Wiener Routine - Scherversuche"	46
4.3.3	Triaxialversuche	49
4.4	Kraftübertragung zwischen Verpreßkörper und Boden und Vergleich der verschiedenen Scherversuche	52
4.4.1	Vergleich mit Statischen Versuchsergebnissen	55
4.4.2	Interpretation der Laborversuche für Vergleiche mit den zyklischen Versuchen	56
4.5	Zyklische Sonderversuche mit Modellcharakter	59
4.5.1	Durchgeführtes Versuchsprogramm	64
4.5.2	Ergebnisse der statischen Versuche	64
4.5.3	Ergebnisse der zyklischen Versuche	66
5	Schlußfolgerungen	70
6	Stand der erbrachten Leistungen	79

1 Einleitung

Das Forschungsvorhaben schließt an die bisher als Großversuche durchgeführten Versuche eines seit 1983 durch das Deutsche Institut für Bautechnik geförderten Forschungsvorhabens (Vertrag Nr. IV/1-5-369/83 und 436/85) an. Diese hatten gezeigt, daß die Belastbarkeit von Pfählen (Verpreßpfähle nach DIN 4128) auf Mantelreibung bei zyklischer Dauerbeanspruchung wesentlich geringer ist als bei statischer Beanspruchung (vgl. GRUBER N.; KORECK H.-W.; SCHWARZ P. 1985: Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle). Durch die Ergebnisse dieses Vorhabens konnten neue Sicherheitsbeiwerte vorgeschlagen werden für Wechsel- und Schwellbelastung. Die Gültigkeit der getroffenen Aussagen war jedoch begrenzt auf die Bodenverhältnisse, in dem die Versuche durchgeführt wurden.

Die Fortführung des Forschungsvorhabens soll zunächst eine ergänzende Auswertung der vorhandenen Versuchsergebnisse bez. des beobachteten Last-Verformungsverhaltens beinhalten.

Weiterhin sollen durch Standard- und Sonderlaborversuche mit dem bisher verwendeten Sand, jedoch mit ca. 3 verschiedenen Lagerungsdichten und 3 Wassergehalten die vorliegenden Versuchsergebnisse ergänzt und in erweitertem Umfang interpretierbar gemacht werden.

Ziel des Vorhabens ist es, eine qualitative Korrelation der Ergebnisse der großmaßstäblichen Versuche zu den Ergebnissen von Laborversuchen (Standard- und zyklischen Sonderversuchen) herbeizuführen und durch Parametervariationen (Lagerungsdichte und Wassergehalt der Böden) die Gültigkeit der Erkenntnisse abzusichern und für weitere Bodenverhältnisse zu verallgemeinern, wobei auch ein Kalibrierversuch für bindigen Boden vorgesehen ist.

2 Weitere ergänzende Auswertung der vorhandenen Versuchsergebnisse bzw. erweiterte Interpretationen und Erkenntnisse aus den früheren Versuchen

Im Rahmen des abgeschlossenen Forschungsvorhabens wurden in einem schwach kiesigen, schluffigen Fein- bis Mittelsand, der in feuchtem Zustand an der unteren Grenze der miteldichten Lagerung in eine Versuchsgrube eingebaut war, insgesamt zehn Verpreßpfähle nach DIN 4128 (Reibungspfähle) hergestellt und sowohl statischen als auch zyklischen Belastungsversuchen unterzogen. Aus den Versuchen wurden die nachfolgenden Erkenntnisse gewonnen, die auf andere Verhältnisse, insbesondere andere Böden, nicht ohne weiteres übertragen werden können.

2.1 Erkenntnisse aus den statischen Versuchen mit wechselnder Lastrichtung

Die Ergebnisse der statischen Versuche zeigen, daß die Grenzlasten der Mantelreibung bei Druck- und Zugbeanspruchung bei gleicher Anzahl von Beanspruchungen etwa in der gleichen Größenordnung liegen, d.h. daß die Lastrichtung keinen entscheidenden Einfluß auf die Größe der Verschiebung sowie auf die Grenzlast bzw. den Bruchwert der Mantelreibung hat. Bei wiederholten Beanspruchungen bis zur Grenzlast in wechselnden Richtungen nehmen die Verschiebungen bei gleicher Last jedoch stark zu, d.h. die Mantelreibungswerte und damit auch die Grenzlasten nehmen mit der Anzahl der Beanspruchungen stark ab.

Die früher häufig praktizierte Vorgehensweise, an einem einzigen Probelastungspfahl durch einen Druckversuch mit anschließendem Zugversuch den Mantelreibungswert und den Sohlwiderstand zu ermitteln, führt zu einer Unterbewertung des Mantelreibungsanteiles, da die Mantelreibung in diesem Fall nicht aus der ersten sondern aus der zweiten

Beanspruchung abgeleitet wird. Diese Versuchsdurchführung kann daher auf Grund der Erkenntnisse aus den Versuchen nicht mehr empfohlen werden. Reale Werte können nur durch Versuche an zwei getrennten Pfählen oder durch einen entsprechenden meßtechnischen Einsatz nach den Empfehlungen des AK 5 der DGEG (jetzt DGGT) "Statische axiale Probelastungen von Pfählen" erhalten werden.

2.2 Erkenntnisse aus den zyklischen Versuchen

2.2.1 Bisherige Erkenntnisse

Die im vorliegenden Text zu den zyklischen Versuchen verwendeten Begriffe wie Lastwechselzeit, Lastspanne usw. sind in Anlage 2.1 mit Hilfe einer graphischen Darstellungen näher definiert.

Als Bezugsgröße für die weitere Beurteilung wurde die **doppelte statische Zuggrenzlast**

$$\text{zu } Q_{\text{Bezug}} = 2 * Q_{\text{gz}} = 100 \% \quad (1)$$

neu eingeführt. Im Hinblick auf eine vergleichende Gegenüberstellung ist dieser Wert zweckmäßiger als der einfache Wert der statischen Zuggrenzlast Q_{gz} bzw. der statischen Druckgrenzlast Q_{gd} . Hierdurch werden bei Wechselbeanspruchung Lastspannen von mehr als 100% der Bezugsgröße ausgeschlossen.

Bei den zyklischen Versuchen erfolgte die Lastaufbringung sinusförmig sowohl als Wechselbelastung (Druck/Zug-Belastung) als auch als Schwellbelastung (Zug oder Druck-Belastung). Die Lastwechselzeiten lagen zwischen 20 Minuten und minimal 30 Sekunden. Bei diesen Lastwechselzeiten handelt es sich um keine dynamische Beanspruchung, bei der Massenkkräfte erregt werden, sondern um eine quasistatische Beanspruchung.

In Bild 2.1 sind die Lastspannen aller zyklischen Versuche der 3 Versuchsreihen in ihrer Lage zur Nullachse und zu den maßgebenden statischen Grenzlasten Q_{gd} und Q_{gz} zusammengestellt. Hierbei wurden die tatsächlich nach der Ausgrabung festgestellten Pfahlabmessungen berücksichtigt. Die nicht durch Versuch sondern rechnerisch ermittelte Grenzlast Q_{gd} der 2. Versuchsreihe wurde in Klammern angegeben.

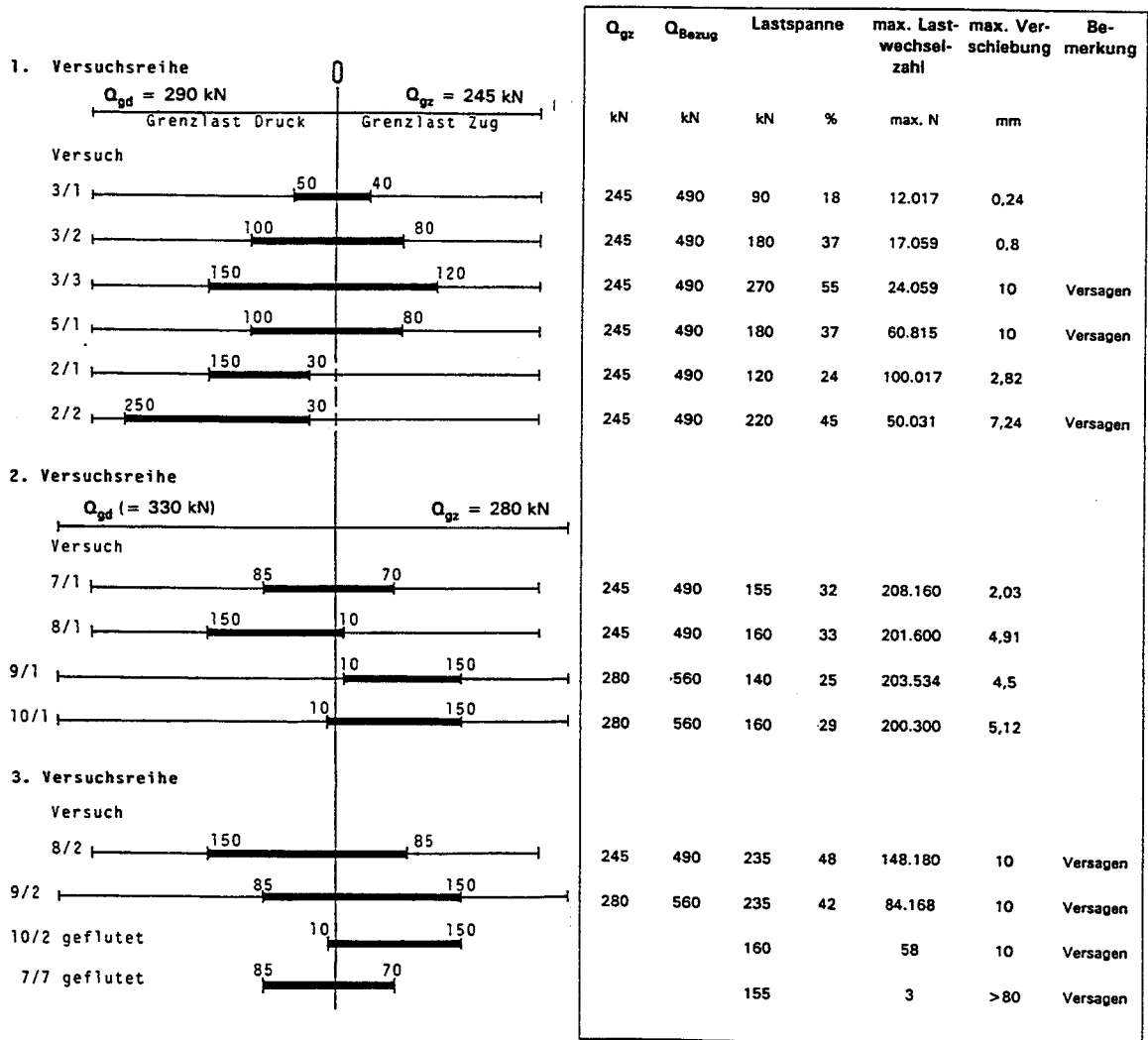


Bild 2.1 Überblick über alle Versuche

Folgende Erkenntnisse wurden bereits für den Zwischenbericht infolge neuerlicher Analyse der Meßergebnisse erhärtet bzw. durch zusätzliche Auswertungen abgeleitet:

- (1) Bei zyklisch beanspruchten Pfählen kann mit zunehmender Anzahl von Lastwechseln eine starke Verschlechterung des Pfahltragverhaltens gegenüber statischer Beanspruchung eintreten.
- (2) Für das Versagen ist die Größe der Lastspanne und die Zahl der Lastwechsel maßgebend, d.h. je kleiner die Lastspanne, desto größer ist die Zahl der Lastwechsel bis zum Versagen. Dabei spielt die Lage der Lastspanne innerhalb der Grenzlastbereiche von Druck und Zug offensichtlich keine entscheidende Rolle, soweit die bei den Versuchen eingehaltenen Belastungen von etwa 50% der Grenzlasten nicht überschritten werden.
- (3) Die Größe der Lastspanne bestimmt die Größe der zyklischen Verschiebung unabhängig von der Belastungsart (Schwell- oder Wechsellast). Aber die Lage der Lastspanne zur jeweiligen Grenzlast bestimmt die absolute Größe der Verschiebung und damit die Gebrauchsfähigkeit der Konstruktion.
- (4) In der Regel kann weder aus den ersten 20 Lastwechseln noch aus einer wesentlich größeren Lastwechselzahl bei abnehmender Verschiebungsrate auf das endgültige Verhalten des Pfahles geschlossen werden. Auch nach einer großen Zahl von Lastwechseln kann ein schnelles Versagen eintreten. Ein Verformungs/log Lastwechsel - Diagramm läßt insbesondere bei Wechselbelastung keine zuverlässige Extrapolation auf größere Lastwechselzahlen zu.
- (5) Bei gefluteter Grube (Boden unter Auftrieb) trat gegenüber dem erdfeuchten Zustand (200 000 Lastwechsel ohne Versagen) bei Wechselbeanspruchung mit gleicher Lastspanne ein sehr schnelles Versagen ein.

- (6) Zur verbesserten Auswertung wurde die Verschiebungsrate definiert als die Zunahme der maximalen Verschiebung pro Zyklus. Die Verschiebungsraten als Funktion der Lastwechselzahl lagen bei Wechsel- und Schwellastversuchen mit Lastspannen von 24 bis 55% der Bezugslast etwa in der gleichen Größenordnung. Bei der von Hand vorgenommenen Auswertungen für den Zwischenbericht wurde lediglich die folgende Aussage abgeleitet:

"Da die Linien der Verschiebungsraten im doppellogarithmischen Maßstab bis etwa 10 000 Lastwechsel die gleiche geradlinige Abnahme aufweisen, ist hieraus nicht zu erkennen, bei welcher Lastwechselzahl über 10 000 mit einer Zunahme der Verschiebungsraten und dem Versagen zu rechnen ist. Lediglich bei einem Versuch mit einer kleinen Lastspanne von 18% der Bezugslast verläuft die Linie der Verschiebungsraten unterhalb der Streubereichs der übrigen Versuche, so daß nur für diesen Versuch angenommen werden kann, daß selbst bei sehr großen Lastwechselzahlen kein Versagen aufgetreten wäre".

Die Heranziehung der Verschiebungsraten wird häufig in Anlehnung, ja sogar als Analogie zu den aus der Kriechproblematik bekannten Darstellungen gewählt. Da infolgedessen eine erneute, vertiefte Auswertung analog zur bekannten empirischen Vorgehensweise bei Kriechversuchen sinnvoll und die bisherige Aussage und Auswertung verbesserungsfähig erschien, wurde nochmals eine sehr genaue, rechnergestützte Ermittlung der Verformungsraten durchgeführt. Hierzu wurden die früheren Meßdaten jetzt erstmals vom alten HP-Datenformat neu für das aktuell gängige MSDOS Betriebssystem eines leistungsfähigen PCs aufbereitet.

Die Auswertung der Ergebnisse von Kriechversuchen und die bekannten Darstellungen hierzu gehen vor allem auf die richtungsweisenden Untersuchungen von SINGH A.; MITCHELL J.K. (1969) zurück. Ein zentraler Punkt dieser Auswertung, nämlich der lineare Zusammenhang in der doppellogarithmischen Darstellung (log Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ zu log Zeit t) und die darauf basierende Möglichkeit einer Auswertung über einen Potenzansatz wurde beispielsweise auch in FLOSS R.; WÄLZEL E.; OSTERMAYER H. (1990) gewählt. Eine übersichtliche Darstellung der entsprechenden Vorgehensweise bei der Auswertung von Kriechversuchen ist letzterer Quelle entnommen und in Bild 2.2 zusammenfassend dargestellt.

Die "Auswertung Versuchstyp A" steht hierbei für Versuche, die vorwiegend nicht zum Bruch kamen, die "Auswertung Versuchstyp B" für solche, die vorwiegend zum Bruch kamen, weitere Bezeichnungen vgl. Bild 2.2. Die Verformungsgeschwindigkeit bildet im $\log \dot{\epsilon} / \log t$ - Diagramm eine Gerade, deren Neigung als Kriechpotential, bzw. als Maß für das Potential von Festigkeitsverlusten angesehen wird.

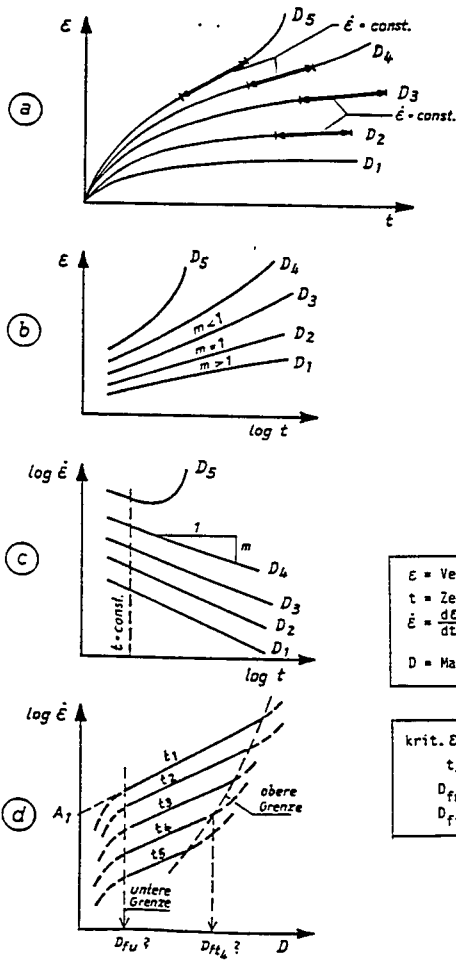
In der weiteren Auswertung nach SINGH A.; MITCHELL J.K. (1969) wird eine log-lineare Beziehung zwischen der Verformungsgeschwindigkeit und dem Maß für die Spannungsin-
tensität mit der Zeit als Parameter festgelegt und es wird ein allgemein gültiger Potenzansatz zur Beschreibung der Zusammenhänge angegeben.

Die Ableitung eines unteren Spannungsmaßes auf der Grundlage des $\log \dot{\epsilon} / \log t$ - Diagramms, unterhalb dessen es zu keinem Bruch kommt, gelingt vorwiegend nur bei Versuchen vom Typ B (vgl. Bild 2.2 / 2d).

Bild entnommen aus FLOSS R.; WÄLZEL E.; OSTERMAYER H. (1990):

Bild 1: Auswertung Versuchstyp A

(D = const.)



ϵ = Verformung
 t = Zeit
 $\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt}$ = Verformungsgeschwindigkeit
 D = Maß der Spannungsintensität

 krit. ϵ = ϵ bei $\min \dot{\epsilon}$
 t_f = Kriechdauer bis Bruch
 D_{fu} = Dauerfestigkeit
 D_{ft} = Zeitstandfestigkeit

Bild 2: Auswertung Versuchstyp B

(D = const.)

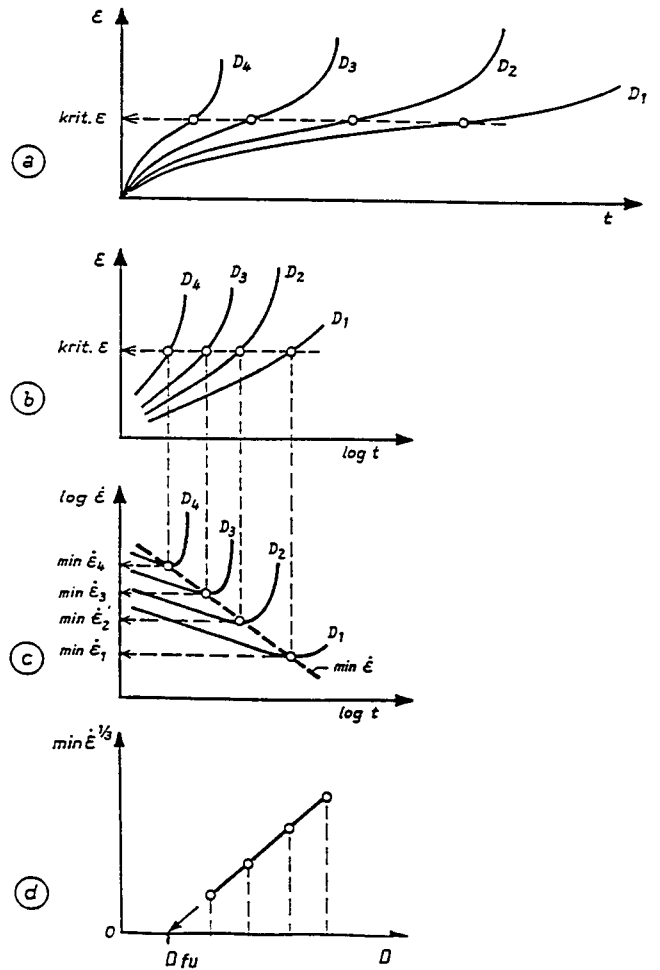


Bild 2.2 Vorgehensweise bei der Auswertung und Darstellung von Kriechversuchen

Die Ähnlichkeit bzw. Analogie zum Verhalten im Kriechversuch wurde bei zyklischen Belastungen zumindest für Schwellastversuche in einer Reihe von Laboruntersuchungen mit Triaxialgeräten bestätigt. Die Ähnlichkeit wurde z.T. auch für Rechenmodelle zur Vorhersage von Verformungen im Vorbruchbereich ausgenutzt. Zu erwähnen sind hier vorzugsweise die Untersuchungen von HYDE A.F.L. ; BROWN S.F. (1976) sowie LASHINE A.K.F. (1973) und HODJERA B. (1979).

Aufgrund der früheren Erkenntnisse und des Literaturstudiums wurde davon ausgegangen, daß die Auswertungs- und Vorgehensweise bei Kriechversuchen unter Beachtung bestimmter Randbedingungen ebenso als Hilfsmittel zur Beschreibung des Verhaltens zyklischer Pfahlversuche geeignet sein müßte. Es sei nochmals betont, daß es sich bei diesem Ansatz nicht um ein Stoffgesetz, sondern um einen empirisch bestätigten Rechenansatz zur Beschreibung eines Verformungsverhaltens handelt.

Ein entsprechender, für zyklische Versuche aufgestellter Potenzansatz für die Verschiebungsrates \dot{s} lautet allgemein:

$$\dot{s} = \dot{s}_1 * N^{-\lambda} \quad (2)$$

Durch Integration ergibt sich der Verschiebungsweg s :

$$s = s_1 + \dot{s}_1 / (1-\lambda) * (N^{1-\lambda} - 1) \quad \text{für } \lambda < 1 \quad (3)$$

$$s = s_1 + \dot{s}_1 * \ln N \quad \text{für } \lambda = 1 \quad (4)$$

wobei

- s Verschiebung (Hebung, Setzung)
- s_1 Verschiebung nach dem ersten Lastwechsel
- N Anzahl der Lastwechsel (Zyklen)
- \dot{s} Verschiebungsrate pro Zyklus
- \dot{s}_1 Verschiebungsrate bei Lastwechsel $N = 1$
- λ Neigung der log-log-linearen Kurve der Verschiebungsrate /Anzahl der Lastwechsel (in der Literatur häufig Neigungsbeiwert, "decay constante")

Diese im doppellogarithmischen Diagramm (log Verschiebungsrate / log Lastwechselzahl) über einen Potenzansatz als Gerade darstellbare Beziehung zwischen Verschiebungsrate und der Lastwechselzahl erlaubt folgende rechnerische Fallunterscheidungen:

Fall 1: $\lambda > 1$

Für $\lambda > 1$ strebt die Verschiebung für $N \rightarrow \infty$ gegen ein Konstante. Die Lastwechsel-Verformungskurve nähert sich also einer horizontalen Asymptote an. Dieses Verhalten wird bei zyklischen Versuchen auch als *Shakedown* bezeichnet.

Fall 2: $\lambda = 1$

In diesem Fall ergibt sich bei Auftragung der Verschiebung in Abhängigkeit von log N eine Gerade, d.h. ein einfach-log-linearer Verlauf der Verformung, die zwar immer weiter, aber eben nur log-linear zunimmt. Dies wird bei zyklischen Versuchen oft fälschlich ebenfalls als *Shakedown* bezeichnet, richtig ist *logarithmische Beruhigung*.

Fall 3 : $\lambda < 1$

In diesem Fall treten immer weitere über-log-linear zunehmende Verschiebungen auf, die schließlich zu einem Versagen in Form unzulässig großer Verschiebungen führen können. Dies wird oft auch als *schrittweises Versagen* bezeichnet.

Wie erwähnt, wurde eine sehr genaue, rechnergestützte Ermittlung der Verschiebungsraten in Abhängigkeit zur Anzahl der Lastwechsel nochmals anhand der früheren, jetzt neu für einen leistungsfähigen PC aufbereiteten Versuchsmeßwerte durchgeführt. Hierbei wurden alle früheren Meßwerte nochmals geprüft und bereichsweise gemittelt, so daß offensichtliche Ausreißer (infolge Temperatur etc.) unterdrückt wurden. Für alle zyklischen Pfahlversuche ergaben sich dann Versuchspunkte, die sich über eine Regression nach der Methode der kleinsten Quadrate mit einem Potenzansatz sehr gut korrelieren lassen (alle Bestimmtheitsmaße $R^2 > 0,9$) und im doppellogarithmischen Maßstab für die Verschiebungsraten Geraden ergeben, siehe Beispiel Pfahl 2/1 in Bild 2.3, sowie alle anderen Pfahlversuche in den Anlagen 2.2, Blatt 1 bis Blatt 4.

Wie sich zeigte, lassen sich nunmehr sowohl für die Schwellast- wie auch für die Wechselastversuche deutlich klarere Kurvenscharen hinsichtlich der Parallelität der einzelnen Versuche darstellen. Die festgestellten Neigungen bei den Schwellastversuchen liegen zwischen $\lambda = 0,82$ bis $0,89$, für die Wechselastversuche zwischen $\lambda = 0,72$ bis $0,85$. Beim Versuch 2/2 wurde anhand dieser Untersuchung außerdem festgestellt, daß sich innerhalb der letzten 20.000 Zyklen eine deutliche Abweichung von der Tendenz einer linear abnehmenden Verschiebungsrates einstellt und dieser Versuch somit eher in Richtung "Versagen" tendiert.

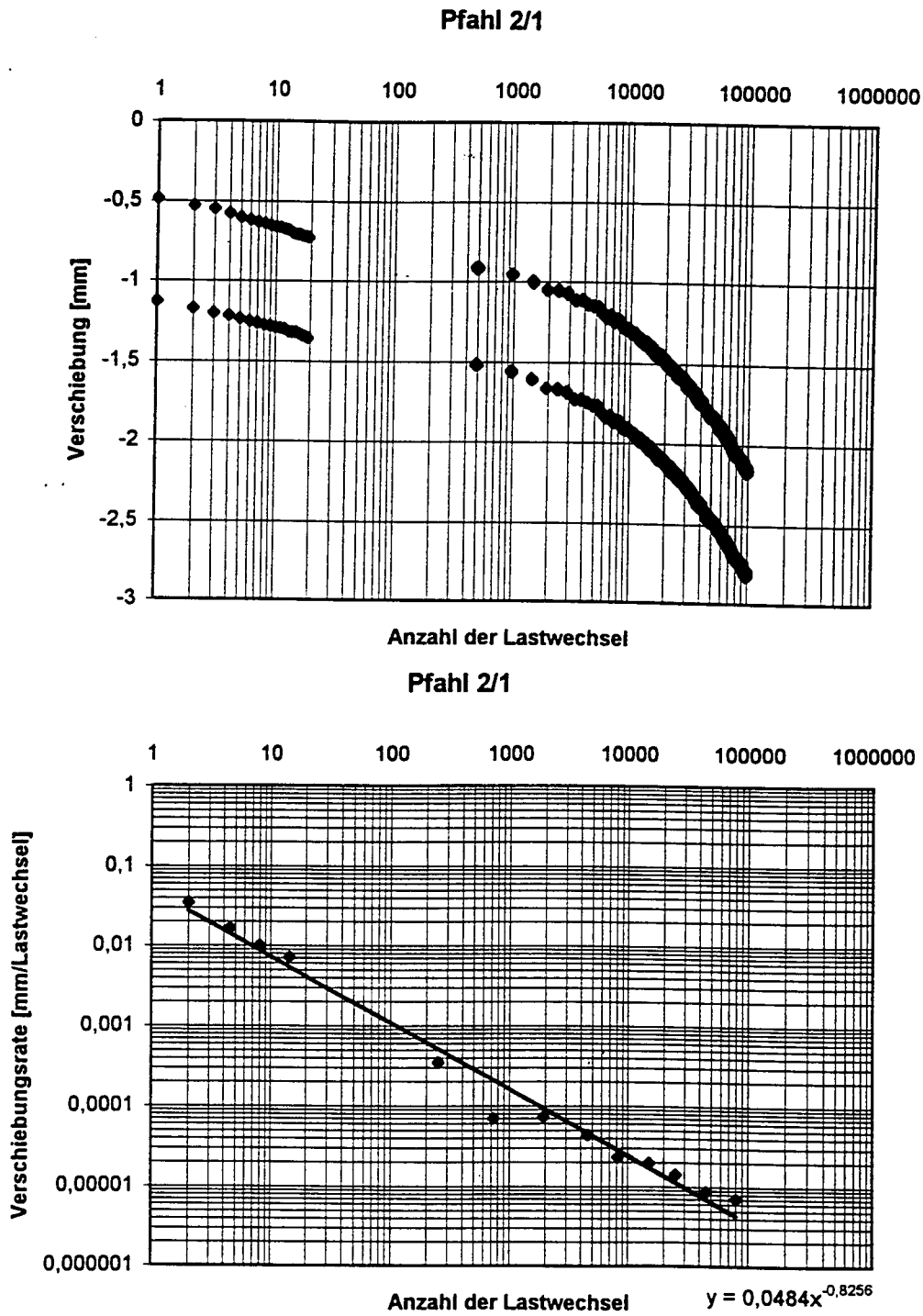


Bild 2.3 Beispiel für Neuauswertung Schwellastversuch Pfahl 2/1
 Verschiebung / Anzahl der Lastwechsel
 Verschiebungsrate / Anzahl der Lastwechsel

2.2.2 Neue, erweiterte Auswertung für Schwellastversuche:

Echte "plötzliche" Versagens- oder Bruchereignisse wurden bei den Schwellastversuchen nicht erreicht. Dies zeigt sich auch in diesen Darstellungen, die keine Wiederzunahme der Verschiebungsraten erkennen lassen. Andererseits lassen sie auch keine Abnahme gegen Null erkennen. Die Versuchsabläufe entsprechen somit dem Typ A aus Bild 2.2. Ein Versagen kann nur über eine Gesamtverformung, z.B. 10 mm = Grenze der Gebrauchstauglichkeit einer Konstruktion, z.B. 0,1 D (D = Pfahldurchmesser) oder dgl. festgelegt werden. Da $\lambda < 1,0$ ist, handelt es sich um keinem Shakedown und keine echte Beruhigung nach o.g. Definition. Vielmehr muß von schrittweisem Versagen bei allerdings sehr kleinen Verformungsraten gesprochen werden.

Alle vorgenommenen Auswertungen Verschiebungsrates/Lastwechsel in doppellogarithmischer Darstellung sind in Bild 2.4 dargestellt. Gut ist die näherungsweise Parallelität der Geraden zu erkennen. Die festgestellten Neigungen λ liegen bei den Schwellastversuchen für den Gesamtversuch, d.h. alle gefahrenen Zyklen, zwischen $\lambda = 0,82$ bis $0,89$.

Bei genauerer Betrachtung kann außerdem bei mehreren Versuchen festgestellt werden, daß sich für den Bereich ab ca. 100 Zyklen ein Neigungsbeiwert $\lambda = 0,66$ bis $0,68$ als die bessere Korrelation erweist. Die Gründe hierfür sind nicht geklärt, sie liegen möglicherweise in der mit 20 Minuten vergleichsweise längeren Periodendauer der ersten 20 Zyklen.

Es kann außerdem festgestellt werden, daß der bei den Versuchen 8/1 und 10/1 gefahrene, geringe Wechsellastanteil von jeweils 10 kN und der damit verbundene Lastnulldurchgang und die kurzfristige Umkehr der Belastungsrichtung auch im Licht dieser Auswertung offensichtlich keine entscheidende Rolle spielt.

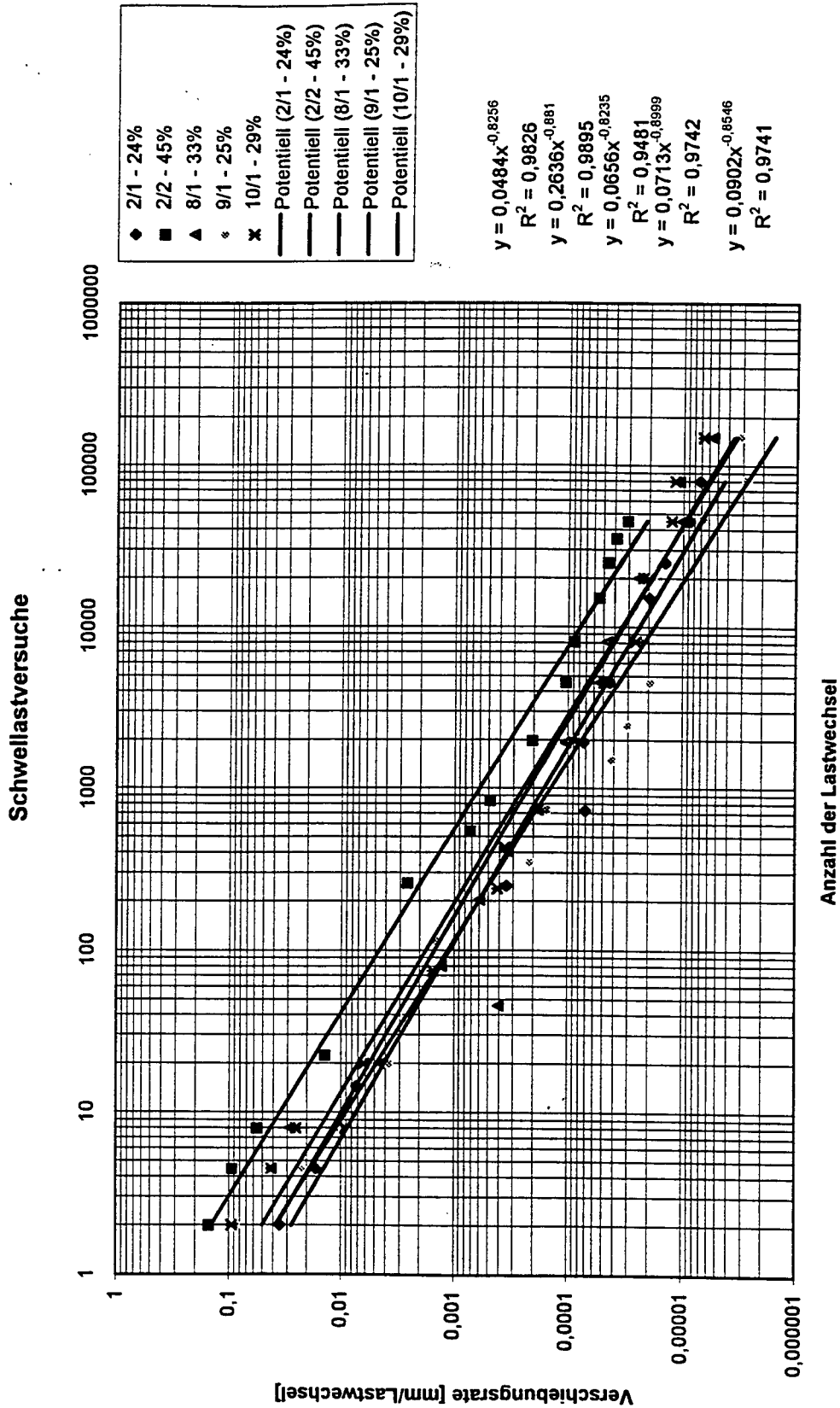


Bild 2.4

Neuauswertungen aller Schwellastversuche

Verschiebungsrate / Anzahl der Lastwechsel

Potenzansatz als lineare Regression im doppellogarithmischen Maßstab

Für eine weitere Auswertung der Schwellastversuche kann die Verschiebung nach dem o.g. Potenzansatz formuliert und die Versuchskurven können leicht rechnerisch nachvollzogen werden. Es kann z.B. auch berechnet werden, wann eine bestimmte Verschiebung erreicht wäre. Am Beispiel des Versuchs 8/1, der bei 201.000 Lastwechseln und einer Verschiebung von 4,91 mm beendet wurde, wäre nach einem Ansatz gem. Gleichung (3) mit den Parametern $s_1 = -2,2$; $\dot{s}_1 = -0,0157$ und $\lambda = 0,66$ erst nach $4,08 \times 10^6$ Lastwechseln 10 mm Verschiebung erreicht, wie in Bild 2.5 graphisch dargestellt ist.

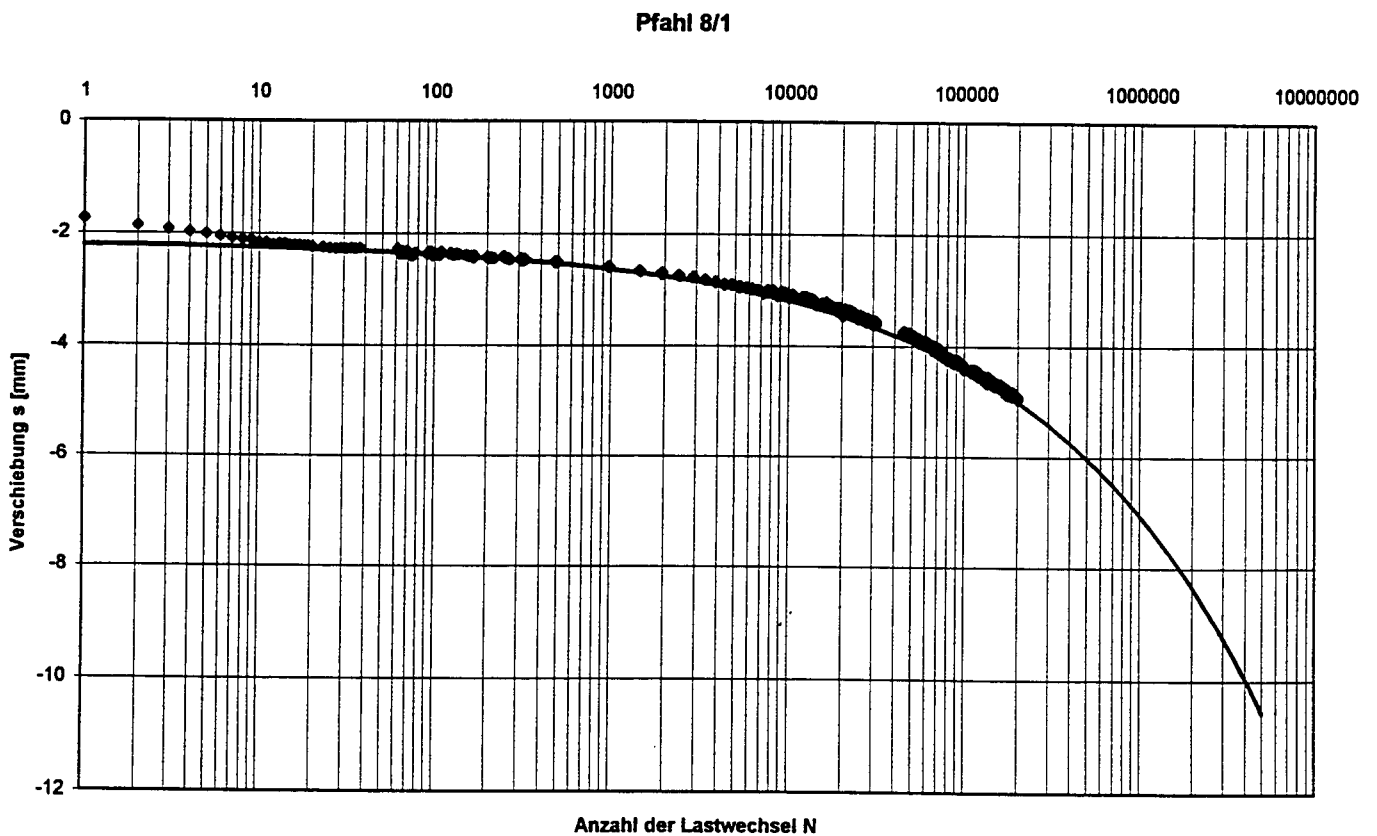


Bild 2.5 Prognose für eine Verschiebung bis 10 mm am Bsp. von Pfahl 8/1

Diese Prognose wurde für alle Schwellastversuche durchgeführt und brachte die folgenden in der Tabelle 2.1 zusammengefaßten Ergebnisse.

Schwellastversuch	Lastspanne	Lastwechselzahl für das Erreichen von 10 mm Verschiebung
2/1	24 %	$10,92 \times 10^6$
9/1	25 %	$4,93 \times 10^6$
10/1	29 %	$2,43 \times 10^6$
8/1	33 %	$4,08 \times 10^6$
2/2	45 %	$0,221 \times 10^6$

Tabelle 2.1 Prognose der erforderlichen Lastwechselzahl für das Erreichen von 10 mm Verschiebung für alle Schwellastversuche

Ein graphischer Vergleich dieser Prognosen in Bild 2.6 läßt in Abhängigkeit von der Lastspanne die dargestellte, näherungsweise Korrelation zu. Aus diesem, bis zur Lastspanne 100 % linear ergänzten Zusammenhang kann für Schwellastversuche die für eine bestimmte Lastspanne erforderliche Anzahl von Lastwechsel für 10 mm Verschiebung abgelesen werden. Ergänzend hierzu wurden in Bild 2.6 die Wechsellastversuche, die eine Verschiebung von 10 mm im Versuch erreichten, hinzugefügt. Bis auf Versuch 5/1 fügen sie sich gut ein.

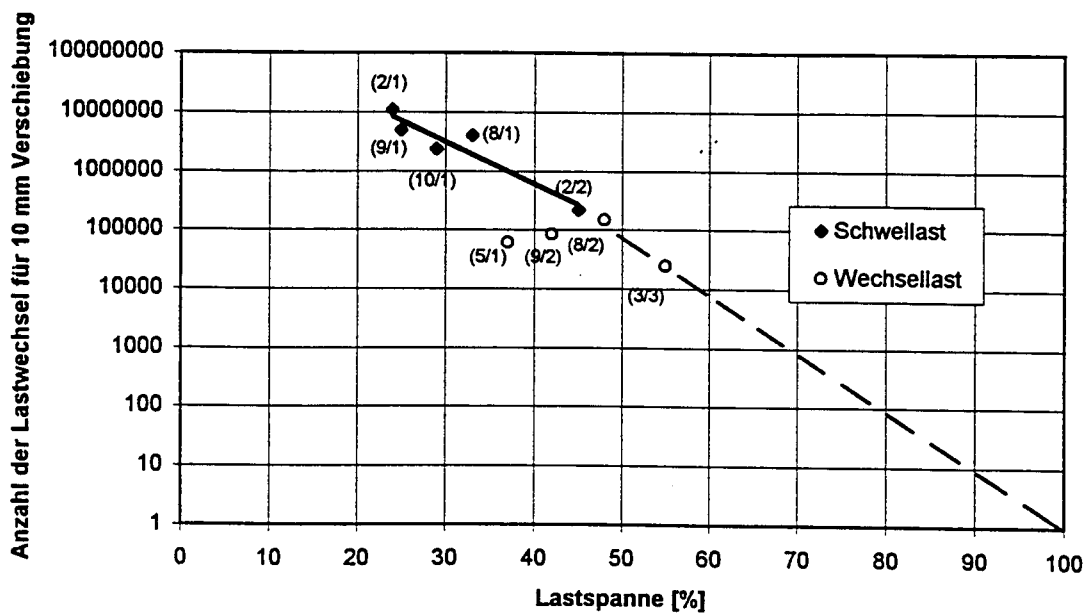


Bild 2.6 Lastspanne und erforderliche Anzahl von Lastwechseln für 10 mm Verschiebung

2.2.3 Neue erweiterte Auswertung für Wechsellastversuche:

Echte Versagensereignisse wurden bei den Wechsellastversuchen in 4 Fällen erreicht. Auch die Darstellungen der Verschiebungsraten lassen hier ab bestimmten Lastwechselzahlen eine Wiederzunahme erkennen. Die Versuchsabläufe entsprechen somit dem Typ B aus Bild 2.2.

Es handelt sich um schrittweises Versagen bei zunehmenden Verformungsraten.

Als Beispiel für die vorgenommenen Auswertungen Verschiebungsrate/Lastwechsel in doppellogarithmischer Darstellung ist Pfahl 3/3 in Bild 2.7 dargestellt, wobei hier deutlich wird, daß eine Korrelation über eine Potenzansatz nur in einem begrenzten Bereich möglich ist.

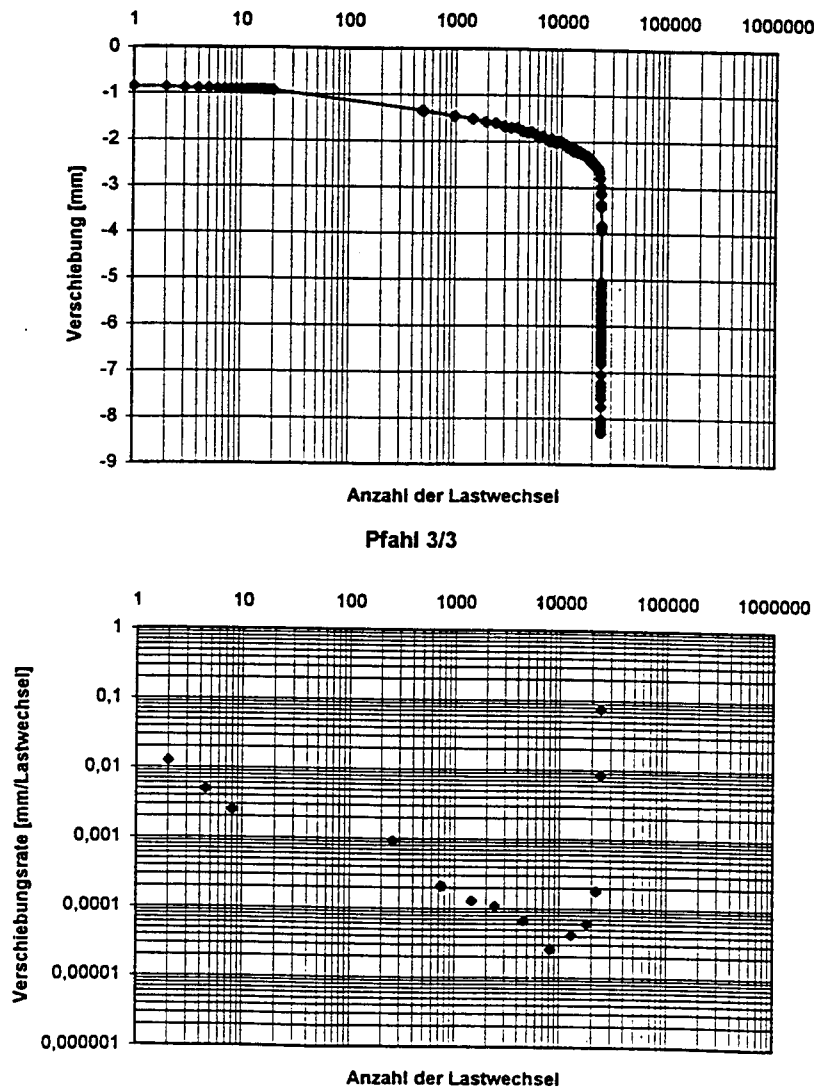


Bild 2.7 Verschiebung und Verschiebungsrate Wechsellastversuch Pfahl 3/3

Die anderen Einzeldarstellungen der Wechsellastversuche sind in den Anlagen 2.3 Blatt 1- 6 enthalten. In Bild 2.8 oben ist eine Übersicht der Verschiebungsraten aller Versuche ohne Korrelation und darunter eine Übersicht mit bereichsweiser Korrelation der Einzelversuche dargestellt.

Wie bei den Schwellastversuchen ist bereichsweise eine annähernde Parallelität der Kurven zu erkennen. Die festgestellten Neigungen λ liegen bei den Wechsellastversuchen zwischen $\lambda = 0,72$ bis $0,85$. Bei der Auswertung fiel auf, daß ähnlich wie bei den Schwellastversuchen die ersten Versuchsabschnitte etwa bis Lastwechsel 1000 z.T. nicht in diese Korrelation passen. Dies war insbesondere bei Zweit- oder Drittversuchen am selben Pfahl zu beobachten, während Versuche an Pfählen ohne Vorgeschichte ab Lastwechsel 1 gut korrelierbar waren.

Da die Wechsellastversuche außer Versuch 3/1 und 3/2 eine Wiederzunahme der Verschiebungsraten zeigten, war eine weitere Auswertung analog der Kriechversuchs-Auswertungsmethode vom Typ B (vgl. Bild 2.2 / 2d) möglich.

Durch die Auftragung der Lastspanne gegen die dritte Wurzel aus der minimalen Verschiebungsraten wird eine Abschätzung derjenigen Lastspanne möglich, bei der die minimale Verschiebungsraten gegen Null geht und der Wechsellastversuch somit auch auf unbegrenzte Dauer nicht versagen würde ("Dauerfestigkeit" = mögliche Wechsellastspanne für unbegrenzte Versuchsdauer). Sie liegt erwartungsgemäß sehr niedrig und kann mit etwa 10 % abgeschätzt werden, vgl. Bild 2.9.

Wechselastversuche

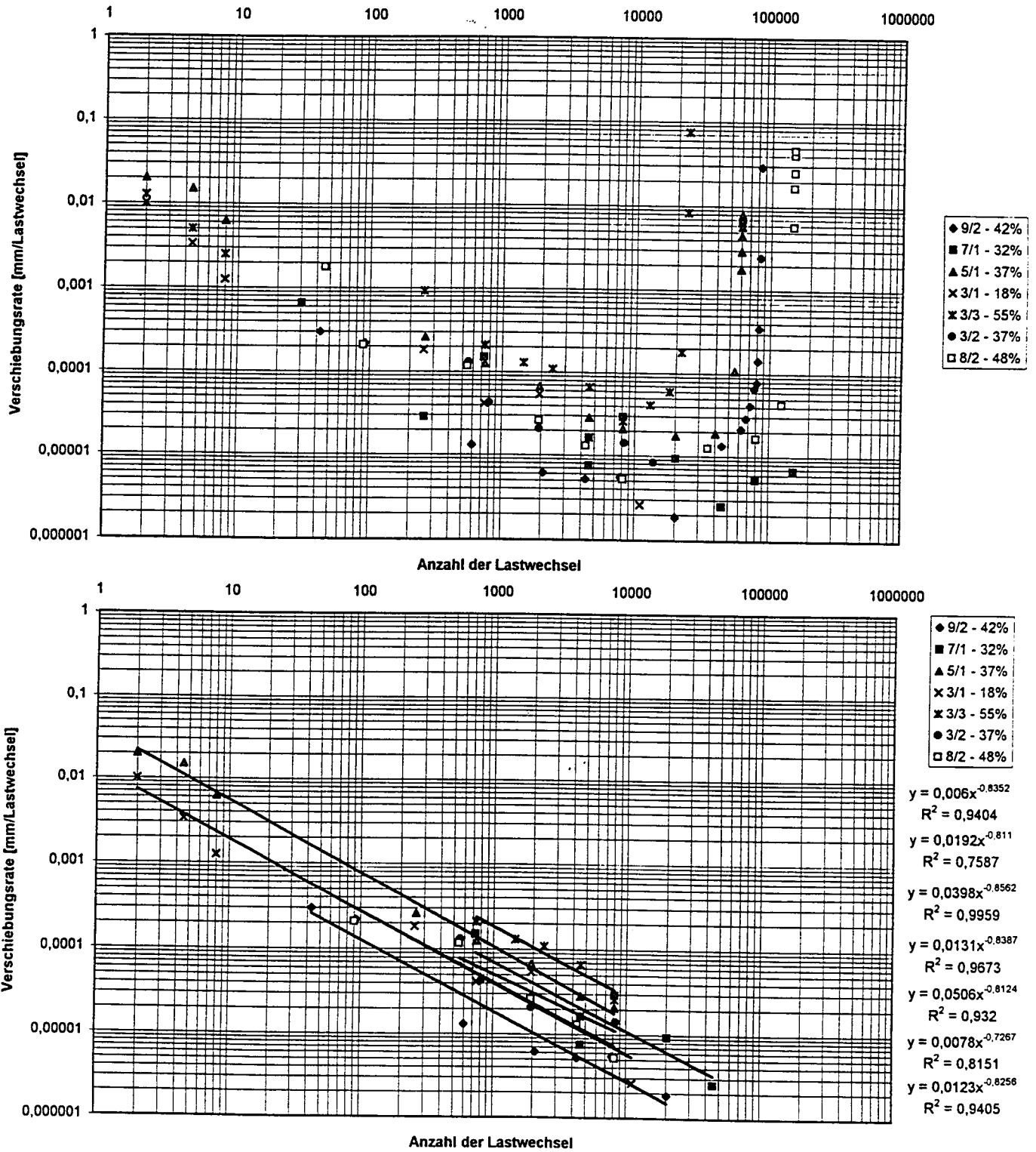


Bild 2.8

Darstellung der Verschiebungsraten aller Wechselastversuche

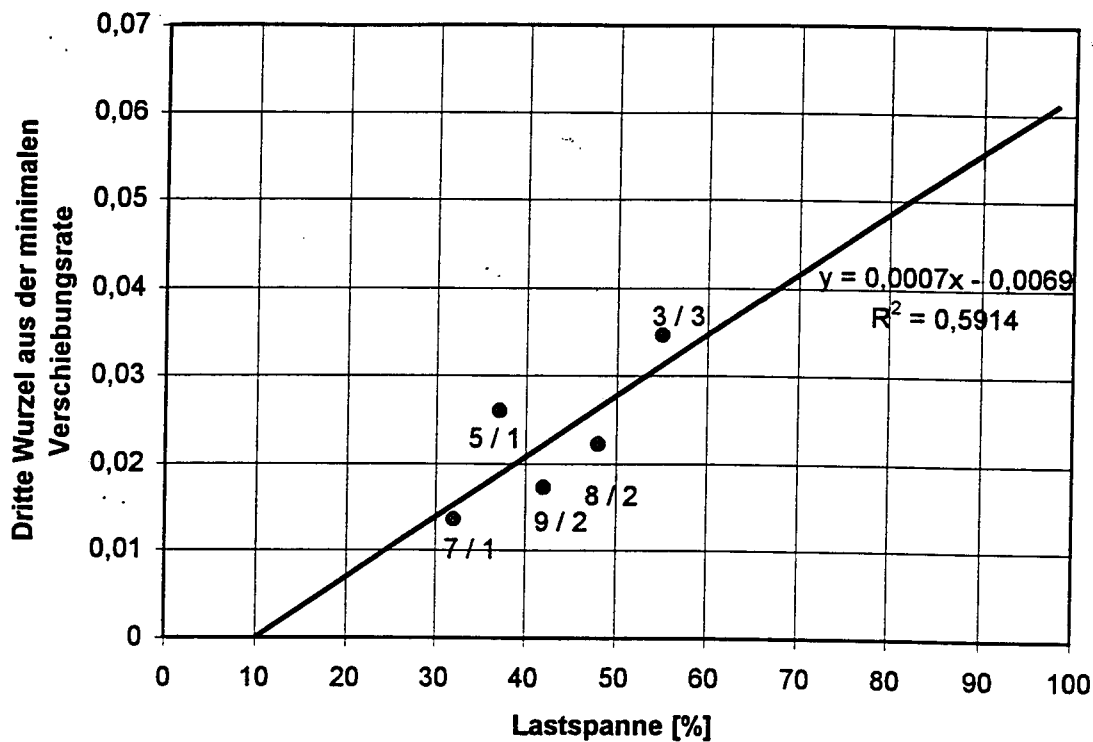


Bild 2.9 Abschätzung der Lastspanne, bei der die minimale Verschiebungsrate gegen Null geht, d.h. mögliche Wechsellast für unbegrenzte Versuchsdauer (gem. Bild 2.2, Versuchstyp B/2d)

2.2.4 Neue erweiterte Auswertung auf der Grundlage der Statischen Versuchsergebnisse:

Neben den zyklischen wurden auch die statischen Versuche nochmals einer genaueren Analyse unterzogen. In den früheren Berichten wurden bereits die Darstellungen der Last-Verschiebungskurven, aber auch der halblogarithmischen Zeit-Verschiebungskurven dargestellt. Aus letzteren kann das sog. Kriechmaß k_s bestimmt werden, das vor allem bei Ankerprüfungen nach DIN 4125 Anwendung findet und bestimmte empirisch abgesicherte Werte, z.B. 1,0 mm in nichtbindigen Böden, nicht überschreiten soll. Die Zeit-Verschiebungskurven bilden im halblogarithmischen Maßstab meist, jedoch nicht immer exakt eine Gerade, das ist

exakt eine Gerade, das ist ein Verhalten, das einer sog. Beruhigung entspräche. Aus der Betrachtung aller k_s -Werte wurde auch der Wert der Bruchlast abgeleitet (vgl. auch Bild 6 der DIN 4125).

Für die vorliegenden statischen Probelastungsergebnisse der Pfähle 1, 4 und 6 und das umfangreiche Datenmaterial hierzu wurde erstmals eine doppellogarithmische Auftragung der Verschiebungsgeschwindigkeit / Zeit vorgenommen. Dies ist den Anlagen 2.4 Blatt 1 - 2 dargestellt. Für jede gefahrene Laststufe kann problemlos wiederum eine lineare Regressionen, die analog den zyklischen Versuchen als Potenzansatz ausgedrückt werden kann, durchgeführt werden. Die Neigungsbeiwerte der Funktionen liegen häufig nahe bei $\lambda = 1,0$, was zumindest im Gebrauchslastbereich auch theoretisch ("Beruhigung") der Fall sein müßte. Die Kurven der einzelnen Laststufen sind zueinander nahezu parallel. Insgesamt zeichnet sich ein der Auswertung von Kriechversuchen recht ähnliches Bild ab.

Eine ähnliche Beobachtung und vergleichbare Darstellung hierzu wird in JELINEK R.; SCHEELE F. (1978) aufgrund der Auswertung von Kriechversuchen an 30 Versuchsankern angegeben. Hier wurde eine mittlere Neigung von $\lambda = 0,84$ in nichtbindigen Böden ermittelt, vgl. Anlage 2.5.

2.2.5 Prognose für zyklische Versuche auf der Grundlage statischer Probelastungen

Im Bestreben, letztlich auch ohne Durchführung der aufwendigen zyklischen Versuche mit einem auf der sicheren Seite liegenden rechnerischen Prognosemodell arbeiten zu können, wurde der Versuch einer rechnerischen Vorhersage unter Verwendung der oben erläuterten Ergebnisse der statischen Versuche gemacht. Es wurde hierzu wiederum die Gleichung (3) verwendet. Da die exakten Eingangparameter aus den Schwellastversuchen jedoch ohne

solche Versuche nicht genau bekannt sind, wurden als Eingangsparameter Werte aus den statischen Versuchen benutzt.

Der Startwert s_1 kann problemlos aus den statischen Last-Verschiebungs-Kurven abgegriffen werden.

Für die Verschiebungsrate \dot{s}_1 (für $N = 1$) wird der Wert der Verschiebungsgeschwindigkeit bei Zeitpunkt $t = 1$ übernommen. Zu ihrer Ermittlung wurde eine Korrelation aller statischen Versuchswerte (Pfahl 1, 4 und 6) zum Zeitpunkt $t = 1$ für verschiedene Laststufen erstellt (Bild 2.10). Aus dem relativ guten Zusammenhang (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,96$) kann für jede Last ein Wert für die Verschiebungsgeschwindigkeit zum Zeitpunkt $t = 1$ bzw. die Verschiebungsrate s_1 für Lastwechsel $N = 1$ abgelesen werden.

Der Neigungsbeiwert λ schwankt in diesen statischen Versuchen zwischen Werten von 0,75 (bei Bruchlast) und 1,15 (noch unterhalb der Gebrauchslast). In der Literatur wird λ z.T. auch als Konstante für einen bestimmten Boden angesehen, die auch direkt aus Kriechversuchen gewonnen werden könne (HYDE A.F.L. ; BROWN S.F. (1976)). Diese Auffassung wird jedoch nicht geteilt, es ist eher zu vermuten, daß λ in einem unterkritischen Bereich sehr langsam von Werten > 1 auf ca. 0,75 abfällt, bevor der Neigungsbeiwert ab einem kritischen Last- oder Spannungsbereich dann rascher gegen Null abfällt. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse von JELINEK R; SCHEELE F. (1978) wurde als Neigungsbeiwert für eine vorsichtige, auf der sicheren Seite liegende Betrachtung $\lambda = 0,75$ gewählt.

Die auf diese Weise vorgenommene Vergleichsrechnung für den Schwellastversuch 2/1 ist in Bild 2.11 dargestellt. Auch die Vergleichsrechnungen für die Versuche 2/2, 8/1, 9/1 und 10/1 ergaben gute Übereinstimmungen mit dem tatsächlich beobachteten Verschiebungsverhalten (vgl. Anlage 2.6, Blatt 1 - 4).

Statische Versuche, Pfahl 1,4,6

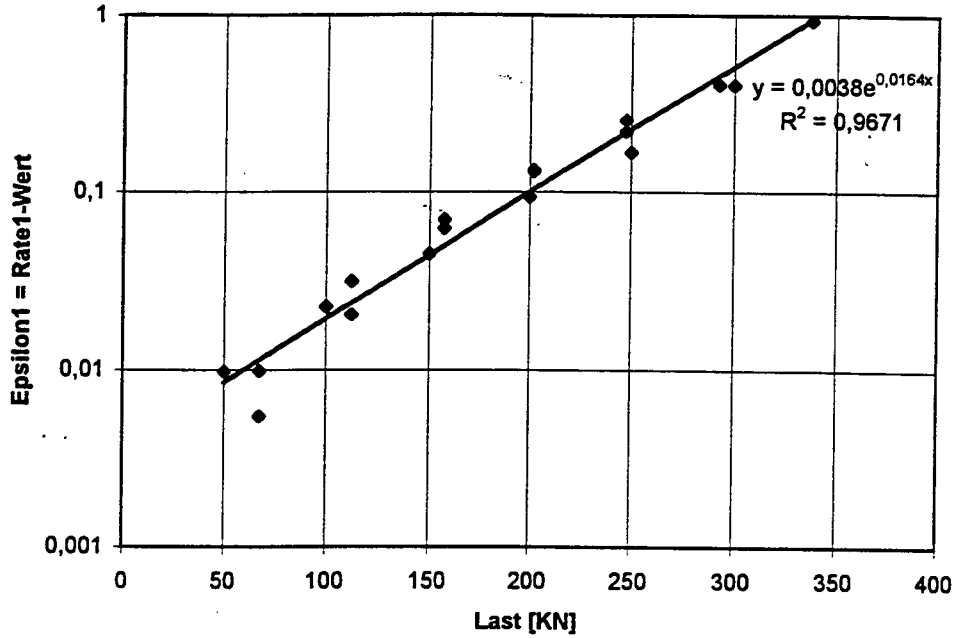


Bild 2.10 Ermittlung des Rechenwertes: Verschiebungsgeschwindigkeit bzw. Verschiebungsrate \dot{s}_1 bei $t = 1$ bzw. $N = 1$ aus statischen Versuchen

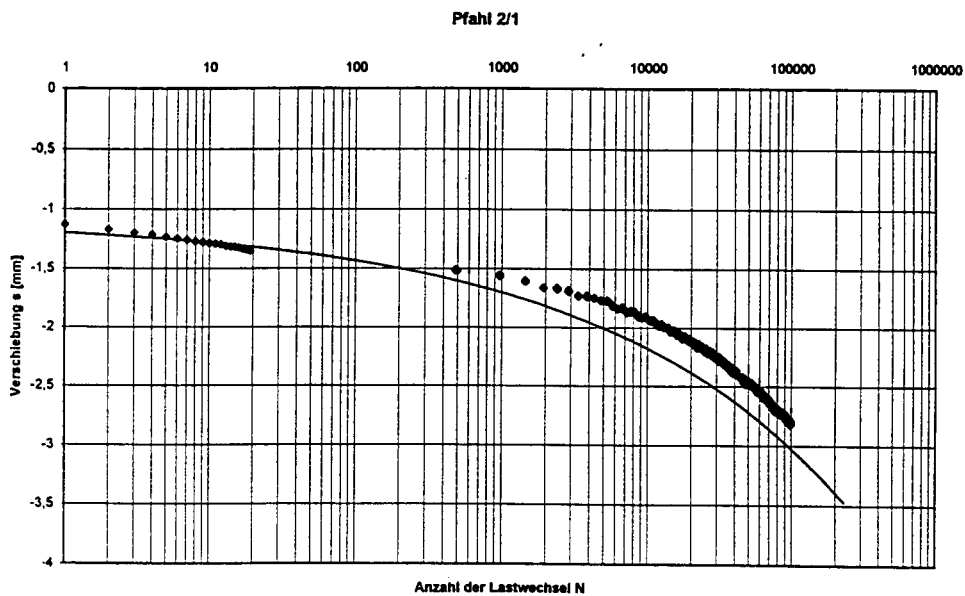


Bild 2.11 Vergleichsrechnung für Pfahl 2/1 mit "Statischen" Eingangsdaten

Alle Vergleichsrechnungen liegen von der Verschiebung her etwas schlechter als die Versuchswerte, jedoch beträgt der Unterschied nach 100.000 Lastwechseln bei allen Versuchen nicht mehr als ca. 1 mm, was vorwiegend durch den vorsichtig gewählten Neigungsbeiwert $\lambda = 0,75$ bedingt ist und als nicht allzu gravierende Abweichung eingestuft wird.

Abschließend sei nochmals darauf hingewiesen, daß es sich nur um ein empirisches Rechenverfahren und nicht um einen rheologischen Ansatz handelt. Jedoch kann zusammenfassend festgestellt werden, daß mit der dargestellten Vorgehensweise ein relativ einfaches Abschätzverfahren zur Verfügung steht, mit dem allein aus den Versuchsergebnissen einer sorgfältig durchgeführten statischen Probelastung eine ausreichend sichere rechnerische Prognose für Schwellastversuche bei gleichen Bodenverhältnissen durchgeführt werden kann.

2.3 Erweiterte Untersuchung der DMS - Meßwerte

In der weiteren Untersuchung der früheren Versuchsergebnisse wurde im aktuellen Forschungsvorhaben erstmals auch die Auswertung der am Bewehrungsstahl Gewi 50 mm (im 1,1-m Abstand) applizierten DMS (Dehnungsmeßstreifen) unter zyklischer Belastung herangezogen. Hiermit sollte der Lastabtragungsverlauf im Pfahl durch Messung des "Lastdurchganges" in bestimmten Ebenen (d.h. den DMS-Meßebenen) erfaßt werden (Bild 2.12).

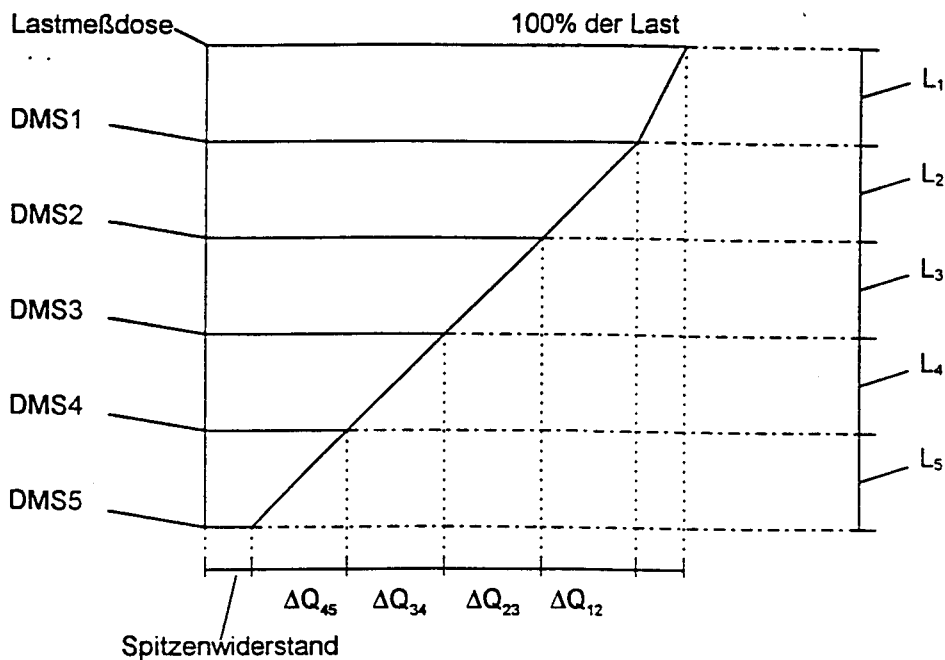


Bild 2.12 Schema zur Lastabtragung

Die Differenz zweier untereinanderfolgender DMS-Meßwerte ist hierbei der Lastbetrag ΔQ , der durch die Mantelreibung in den umgebenden Boden zwischen zwei Meßebenen abgegeben wurde.

Eine Auswertung der statischen Versuchsergebnisse ähnlich der obigen Schemadarstellung wurde bereits in früheren Berichten dargestellt (vgl. Beispiele in Anlage 2.7, Blatt 1 - 2). Es zeigte sich, daß die Auswertung der unmittelbar an der Bewehrung Gewi 50 applizierten

und erst bei der Pfahlherstellung einzementierten DMS wegen der schwierigen Kalibrierung und unkalkulierbarer Störeinflüsse (z.B. Temperatur) insbesondere auf den obersten DMS1 nicht unproblematisch war. Jedoch ergaben sich im Regelfall folgende Erkenntnisse:

Die Lasteintragung erfolgte ohne Verzögerung über die gesamte Pfahllänge

Die Lastabtragung erfolgte meist etwa linear über die Pfahllänge.

Der verbleibende Spitzenwiderstand war mit 2 bis 5 % der Gesamtlast nur gering.

Die in Hinsicht auf die zyklischen Versuche sehr aufwendige Auswertung der DMS - Meßwerte wird in diesem Forschungsvorhaben erstmals dargestellt. Die Aufzeichnungen waren etwa zur Hälfte nicht als Datei, sondern nur als langer Papiermitschrieb vorhanden und mußten erst ausgemessen und eingegeben werden.

Beispielhaft herausgegriffen sei zunächst der Versuch 3/3, der nach 24 000 Zyklen zum Versagen führte. In Bild 2.13 sind jeweils die Maximalwerte der Lastmeßdose und der DMS in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl dargestellt. Wie man erkennen kann, ist der Meßwert der Lastmeßdose konstant, eventuelle Tendenzen der DMS sind jedoch in dieser Darstellungform kaum zu erkennen. Der Grund liegt darin, daß sich bei den sehr geringen Änderungen der DMS - Meßwerte nicht eindeutig feststellen läßt, ob sich der Betrag der Amplitude ändert, oder ob es sich lediglich um elektrotechnisch bedingte Drifteffekte handelt, was insbesondere bei baustellen-applizierten DMS vorkommen kann. Unter Drift soll hier die Verschiebung der gesamten Amplitude verstanden sein, wobei der Amplitudenbetrag dadurch nicht beeinflußt wird.

Um diesen häufig auftretenden Effekt zu eliminieren, wurde dann die Veränderung des Amplitudenbetrags untersucht. Trotz einiger Schwankungen war zu erkennen, daß mit steigender Lastwechselzahl auch der Lastdurchgang durch die DMS in den drei mittleren Meßebenen zunahm. Noch genauer wird diese Tendenz sichtbar, wenn man die Veränderung der Meßwerte der nachfolgenden Lastwechsel zu einem Basiswert, z.B. zu einem aus den ersten

20 Zyklen gemittelten Wert, darstellt. Um festzustellen, ob und wie deutlich sich eine Änderung der Lastabtragung aus den Meßaufzeichnungen der DMS herausfiltern läßt, ist auch diese Form der Auswertung vorgenommen worden (Bild 2.14).

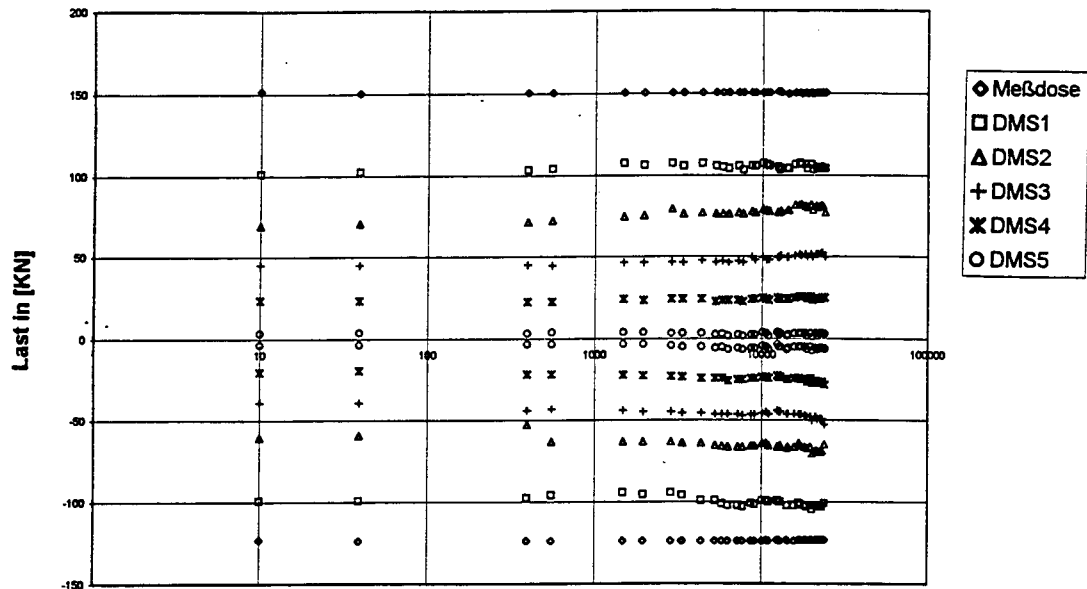


Bild 2.13 Maximalwerte der Lastmeßdose und der DMS in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl (Versuch 3/3)

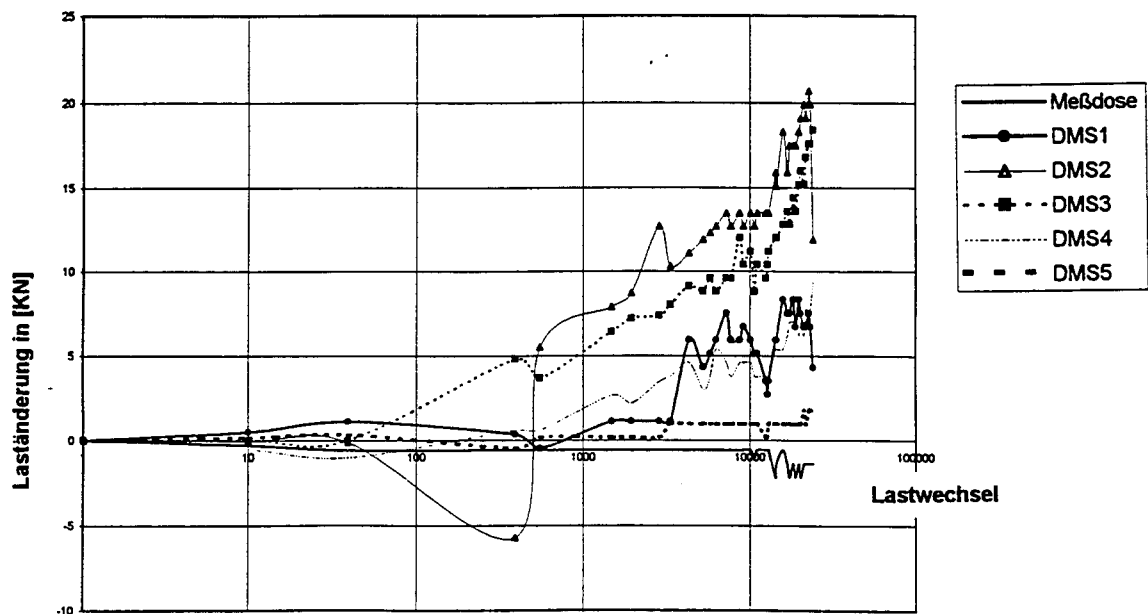


Bild 2.14 Änderung des Lastdurchgangs im Vergleich zum mittleren Anfangswert

Die Aufzeichnung des DMS1 zeigen beim Lastwechsel 3360 ein starke Zunahme im Lastdurchgang, die sich aber nicht stetig fortsetzt. Der DMS2 registrierte bis auf ein Minimum beim Lastwechsel 390 eine gleichmäßige Zunahme des Lastdurchgangs. Bei den Meßwerten von DMS1, DMS3 und DMS4 kann eine relativ gleichmäßige Zunahme des Lastdurchgangs festgestellt werden, die auch bereits frühzeitig zu erkennen ist. Der (unterste) DMS5 zeigt nur eine geringe Zunahme.

Aufgrund der Sorgfalt bei der Durchführung der Versuche kann davon ausgegangen werden, daß die registrierten Unregelmäßigkeiten bei allen DMS-Aufzeichnungen vor allem auf elektrotechnische Probleme oder auch auf das Auftreten von Rissen im Zementstein zurückzuführen sind. Sie stehen offensichtlich nicht in einem direkten Zusammenhang mit dem letztlichen Versagen des Pfahles.

Diese Auswertung der Meßergebnisse liefert zunächst keine frühzeitigen Hinweise auf ein bevorstehendes Versagen des Pfahles. Lediglich die Abnahme der DMS-Amplituden im obersten Abschnitt von DMS1 bis DMS2 und die Zunahme der DMS-Amplituden im mittleren und unteren Pfahlabschnitt von DMS2 bis DMS5 sind eindeutig zu erkennen und können als erster Hinweis einer Umlagerung der Mantelreibung und somit als Anhalt für einen auf Dauer nicht stabilen Zustand interpretiert werden.

Aus versuchstechnischer Sicht ist hierzu anzumerken, daß für eine genauere Untersuchung solcher Vorgänge bei künftigen Versuchen besser Meßsysteme verwendet werden sollten, die den gesamten Lastdurchgang durch den Pfahlquerschnitt als Schnittkraft erfassen und auch weniger störanfällig als direkt vor Ort applizierte DMS sind. Auffällig in diesem Zusammenhang waren die häufigen Störungen bzw. Ausfälle insbesondere bei den oberen DMS1 und DMS2. Zu der seinerzeit vorgenommenen Kalibrierung der DMS-Meßwerte

kann aufgrund des Vergleich der Gesamtsumme der Kräfte und des Vergleichs oberster DMS mit Lastmeßdose festgestellt werden, daß sie offensichtlich Abweichungen vom wahren Wert der Schnittkräfte in der Größenordnung von 0 bis 20 % lieferte. Dies war nicht bei allen Pfählen gleichermaßen der Fall. Im Zugbereich wurden eher zutreffende Ergebnisse geliefert, hier lagen die Meßwerte etwa zwischen 0 % bis 10 % zu niedrig. Im Druckbereich wurde der Lastdurchgang mit 10% bis 20% ganz offensichtlich um einen weiteren, festen Anteil zu gering bestimmt - hierbei könnte es sich um einen im Zementstein übertragenen Lastanteil handeln, der lediglich rechnerisch erfassbar gewesen wäre. Dies wurde im nachhinein nicht mehr versucht, vielmehr wurde die Auswertung mehr auf Zugversuche bzw. grundsätzliche Interpretationen und Aussagen konzentriert.

2.3.1 Die aus den DMS-Meßwerten errechnete Mantelreibungsverteilung

Statische Versuche

Zunächst wurde die Verteilung und Entwicklung der Mantelreibung bei den statischen Zugversuchen auf der Grundlage der DMS-Meßwerte genauer untersucht. Hierzu wurden die Mantelreibungen über die Lastdurchgangsdifferenz ΔQ dividiert durch die zugehörige Mantelfläche errechnet und in Abhängigkeit von der Last und auch von der Verschiebung dargestellt. Die Mantelreibung im obersten Pfahlabschnitt (Tau1-2) zeigte bei den Zugpfählen 4 und 6 übereinstimmend einen Maximalwert von 122 bzw. 125 kN/m² im Bruchzustand bei großen Verschiebungen. Die Mantelreibungen in den anderen, tiefer liegenden Pfahlabschnitten, Tau2-3, Tau3-4 und Tau4-5 zeigten bei den Zugpfählen 4 und 6 jeweils deutlich höhere Maximalwerte im Bruchzustand, wobei nicht alle Pfahlabschnitte gleiche Werte erreichten. Absolut wurde ein Maximalwert von 181 und 179 kN/m² bei den Zugpfählen 4 bzw. 6 in den Pfahlabschnitten Tau4-5 bzw. Tau2-3 bestimmt. Der Mittelwert

Mantelreibungen bei Bruchlast (Erstbeanspruchung) entspricht mit 155 kN/m^2 fast exakt dem aus der gemessenen Gesamtlast (Wert der Kraftmessdose) über die Gesamtmantelfläche errechenbaren Wert von 154 kN/m^2 . Bei den weiteren durchgeführten statischen Beanspruchungen (Zweitbeanspruchungen) der Pfähle gehen die maximal auftretenden Werte der Mantelreibung drastisch zurück und liegen nur noch bei ca. 80 kN/m^2 . In Bild 2.15 sind alle über die jeweiligen Pfahlabschnitte von Pfahl 6 ermittelten Mantelreibungswerte für alle Laststufen des statischen Zugversuchs (Erstbeanspruchung) graphisch dargestellt.

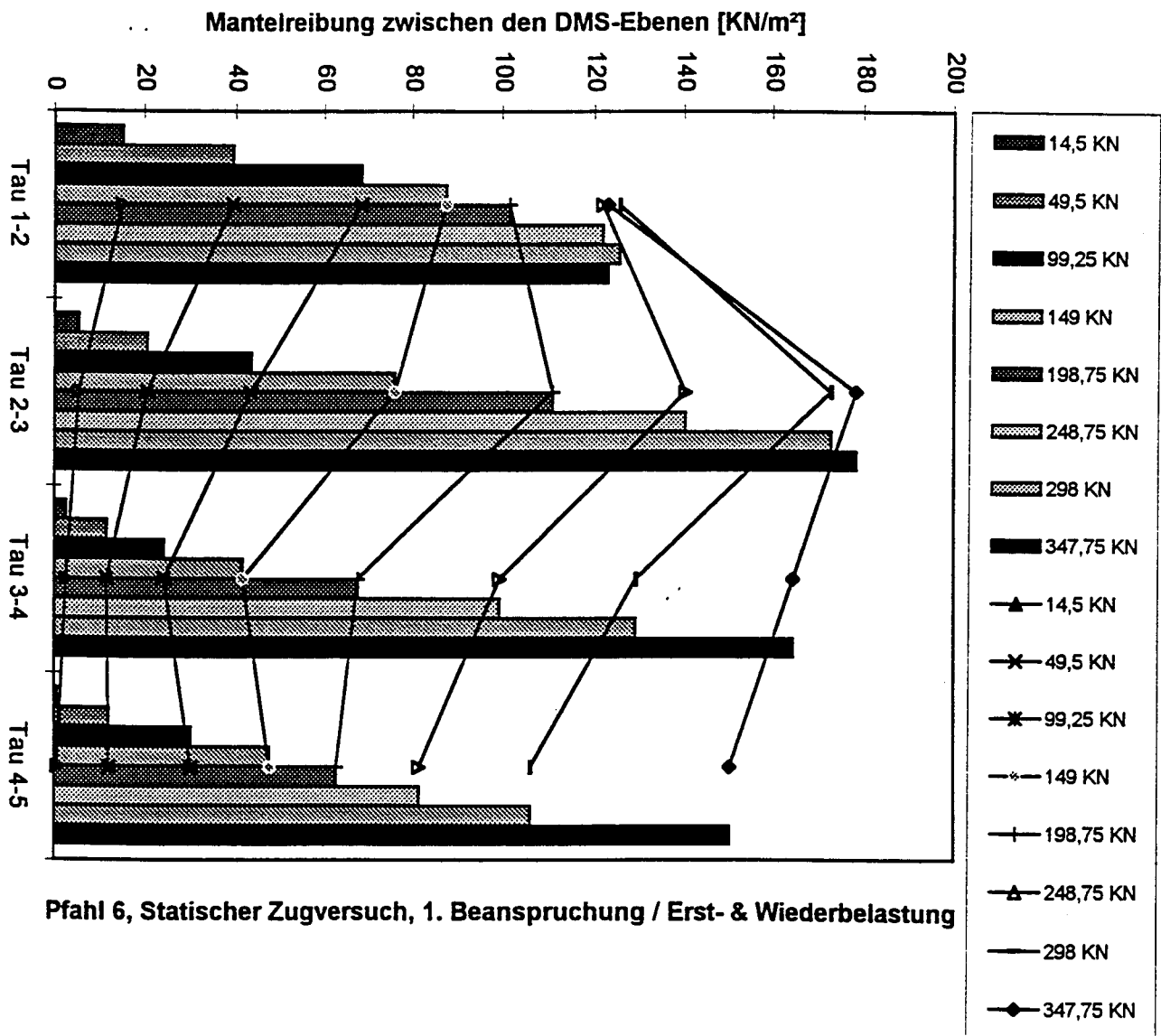


Bild 2.15 Mantelreibungswerte für alle Laststufen des statischen Zugversuchs an Pfahl 6 (Erstbeanspruchung)

Die dargestellte Verteilung der Mantelreibung entspricht auch der aus zahlreichen Literaturen, vgl. z.B. FRANKE E.(1992), bekannten Verteilung. Insbesondere wird die von WERNICK E. (1978) gefundene und mit dem Ausdruck "maßgebliche Einbindetiefe" bezeichnete Tatsache, daß die maximale Mantelreibung erst ab einer bestimmten Einbindetiefe auftritt, bestätigt. Eine Darstellung der Mantelreibung in Abhängigkeit von der Verschiebung und der Last ist in der Anlage 2.8, Blatt 1 - 2 enthalten.

Zyklische Versuche

Für den Pfahl 3/3 zeigt Bild 2.16 graphisch und in höhenrichtiger Zuordnung zu den DMS-Ebenen die für diesen Pfahlabschnitt aus den DMS-Werten errechneten Mantelreibungen bei bestimmten Lastwechseln. Im Zwischenbericht wurde hierzu bereits festgestellt, daß die zunächst geweckte hohe Mantelreibung oben (Tau1-2) im Versuchsverlauf abgebaut wird. Dadurch steigen die Mantelreibungen im unteren Bereich (Tau3-4, Tau4-5) an, bis auf die gesamte Pfahllänge eine Restfestigkeit erreicht ist. Erst dann kommt es zum Versagen, wobei dieser Vorgang sich gegen Versuchsende progressiv beschleunigen kann. Eine Auswertung in der Form von Bild 2.16 konnte aufgrund der hohen Ausfallquote der DMS nur für einige Pfähle und hierbei jeweils mehrere Einzelzyklen vorgenommen werden und ist in Anlage 2.9, Blatt 1- 4 beigefügt.

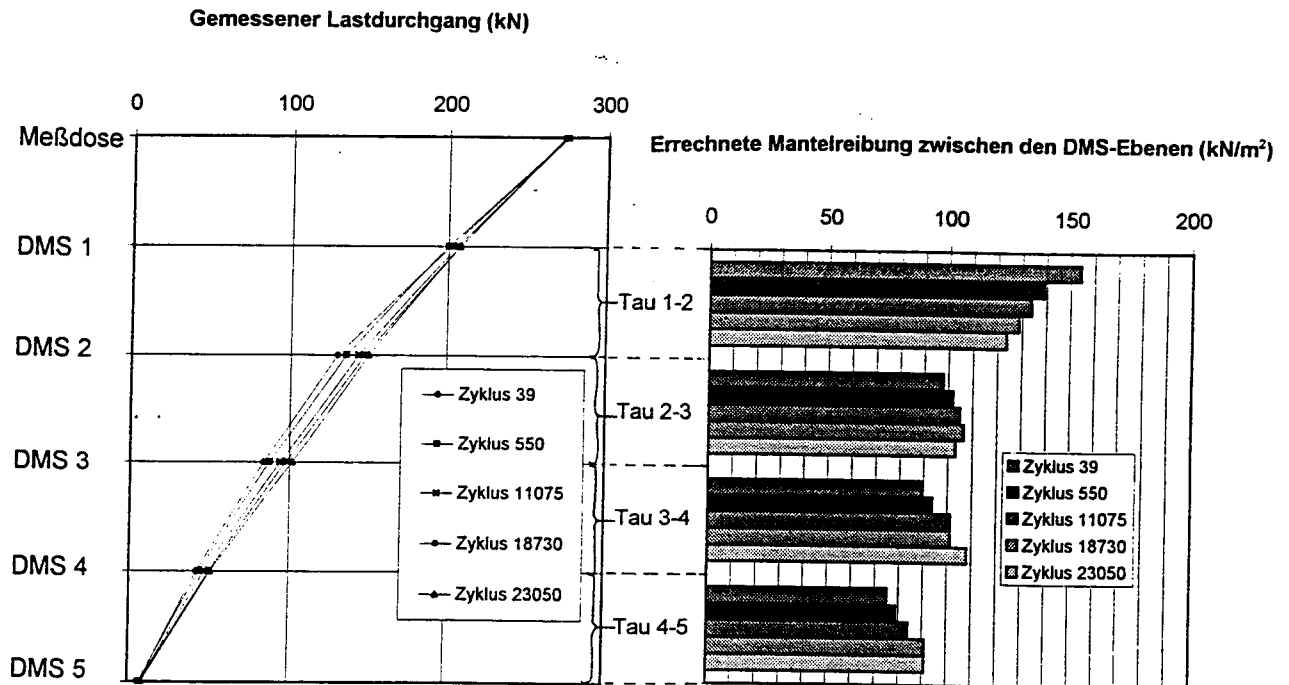


Bild 2.16 Gemessener Lastdurchgang und daraus ermittelte Mantelreibung in vier Pfahlabschnitten bei 5 verschiedenen Lastwechseln

Eine klarere Darstellung der Änderung der Mantelreibung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel vermittelt das Bild 2.17. Hier ist sehr deutlich die Tendenz eines Zusammenstrebens der verschiedenen Mantelreibungen auf einen Wert, d.h. die Vereinheitlichung der Mantelreibung auf einen bestimmten Restwert zu erkennen. Er kann nach Bild 2.18 etwa zu 110 kN/m^2 abgeschätzt werden. Dieser Wert liegt, sofern er um die genannten Kalibrierfehler (ca. 10% Zugseite und 15% Druckseite) korrigiert wird, nahe an dem zu erwartenden Restwert aus Lastspanne / Gesamtmantelfläche: $270 \text{ kN}/1,91 \text{ m}^2 = 141 \text{ kN/m}^2$.

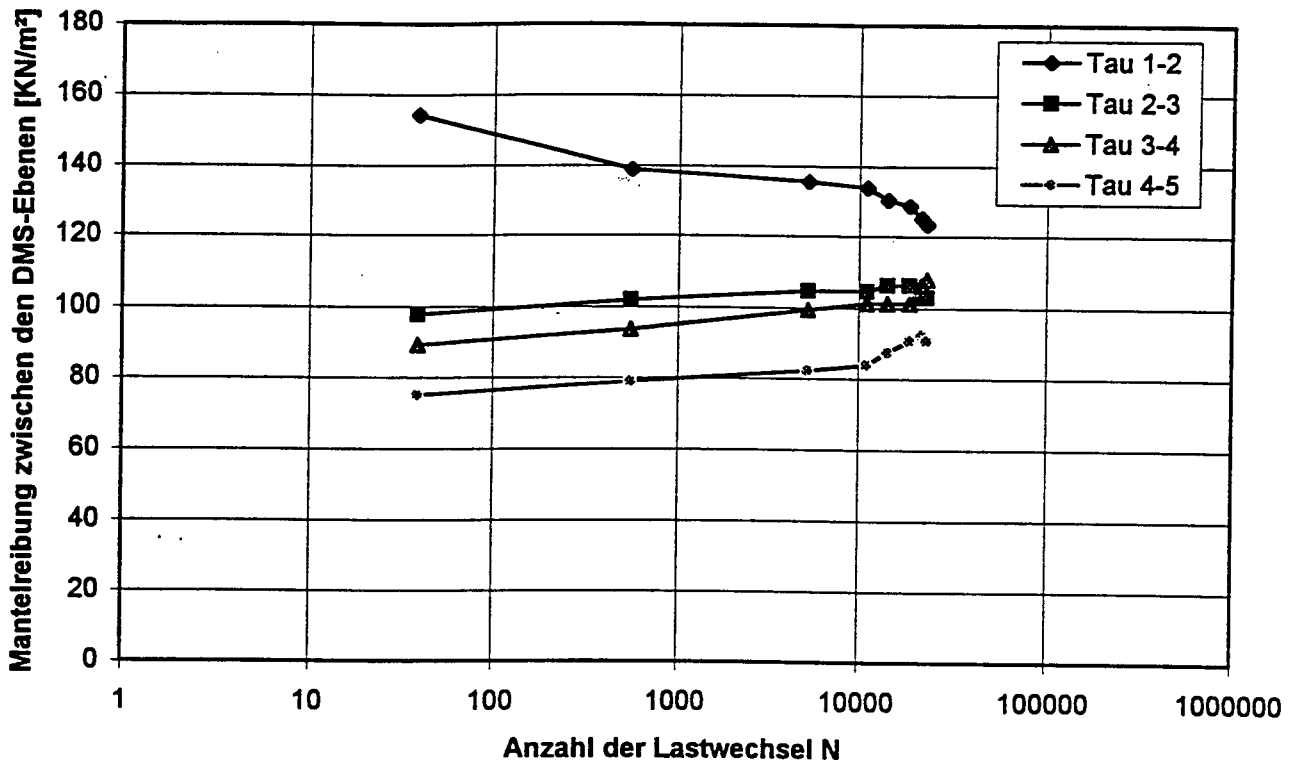


Bild 2.17 Änderungen der Mantelreibungen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel am Beispiel des Pfahlversuchs 3/3

Soweit ungestörte DMS-Meßwerte vorhanden waren, ließen sich solche Auswertungen der errechneten Mantelreibungen mit ähnlichen Ergebnissen auch für die anderen Versuche durchführen. Die Tendenz war insbesondere bei den bis zum Versagen gefahrenen Versuchen ähnlich gut erkennbar und läßt folgende Schlußfolgerungen zu:

Durch die zyklische Belastung bzw. Verschiebung des Pfahls tendieren die Mantelreibungen dazu, sich über die gesamte Pfahllänge anzugleichen. Höhere Mantelreibungen können nicht aufrechterhalten werden und werden abgebaut und niedrigere stiegen dafür an, bis nahezu ein einheitlicher Restwert erreicht wird. Dieser Restwert ist durch den Quotienten aus Lastspanne/Mantelfläche gegeben. Mit Erreichen des Restwertes über die ganze Pfahllänge tritt das Versagen ein.

Die sich an diese Feststellungen unmittelbar anschließenden Fragen lauten:

- ◆ Was sind die Gründe für den zyklischen Abbau einer Mantelreibung, die bei weitem noch unter der statischen Bruchgrenze liegt?
- ◆ Bei welcher Größe der zyklischen Mantelreibung beginnt der Vorgang des Abbaus, bzw. gibt es eine Grenze nach unten ?

Zur Untersuchung dieser Fragestellungen kommen neben statischen natürlich vor allem zyklische Laborversuche in Frage. Im vorliegenden Forschungsvorhaben sollten Laborversuche ausgeführt werden, bei denen der Versuchsboden in drei verschiedenen Arten von Scherversuchen untersucht wurde.

3 Literaturlauswertung

Bereits anlässlich der früheren Untersuchungen (AZ IV/1-5-360 /83) wurde der Stand der seinerzeit (1983) vorliegenden Literatur dargestellt. Diese Literaturlauswertung liegt als Anlage 3.1 (18 Seiten) bei.

Zusätzlich werden einige neuere Veröffentlichungen in Bezug auf die Bearbeitung des laufenden Forschungsvorhabens berücksichtigt. Es handelt sich hierbei im wesentlichen um drei Gruppen von Veröffentlichungen.

1. Gruppe am Norwegian Geotechnical Institut in Oslo ("NGI")

Eine Gruppe am Norwegian Geotechnical Institut in Oslo ("NGI") beschreibt in insgesamt 3 Veröffentlichungen Pfahlversuche im Feld an ca. 5 m langen und 15,3 cm dicken Rammpfählen aus Stahlrohren. Sie wurden in überkonsolidiertem Ton in Freifeldversuchen statischen und zyklischen (Wechsel- und Schwelllast-) Versuchen unterzogen. Es wurden im Regelfall mehrere hundert, in einigen Fällen auch tausend Lastwechsel bei einer Zyklusdauer von nur 6 Sekunden gefahren. Versagen wurde über mehrere reine Verformungskriterien (z.B. Gesamtverschiebung $> 1,0 - 1,5$ mm) definiert. Die zum Erreichen des so definierten Versagens erforderliche Anzahl von Lastwechseln für bestimmte Lastspannen wurde in einem Diagramm ("interaction diagram") zusammengefaßt, in dem die halbe zyklische Lastspanne (Q_c) und der Mittelwert dieser Lastspanne (Q_{ave}) jeweils bezogen auf die statische Grenzlaster (Q_{ult}) als Ordinate und Abszisse aufgetragen und die Versuche als Punkte eingetragen werden. Auf diese Weise lassen sich Wechsel- und Schwellbelastungen in einem Diagramm zusammenfassen und Punkte (=Versuche), die bei gleicher Anzahl von Lastwechseln zum Versagen führten, miteinander verbinden. Das Diagramm ist in Bild 3.1

wiedergegeben. Mit zyklischen und statischen "simple shear" - Versuchen lassen sich nach den Erkenntnissen der Autoren die Ergebnisse auch im Laborversuch gut nachvollziehen.

KARLSRUD K. /HAUGEN T. (1986) Behaviour of Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Results of Field Model Tests, NGI-Publ. Nr. 166

KARLSRUD K./ NADIM F./HAUGEN T.(1987) Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Field Tests and Computational Modelling, NGI-Publ. Nr. 169

KARLSRUD K./KALSNES B./NOWACKI F. (1992) Response of Piles in soft Clay and Silt Deposits to static and Cyclic Axial Loading based on recent instrumented Pile load Tests, NGI-Publ. Nr. 188

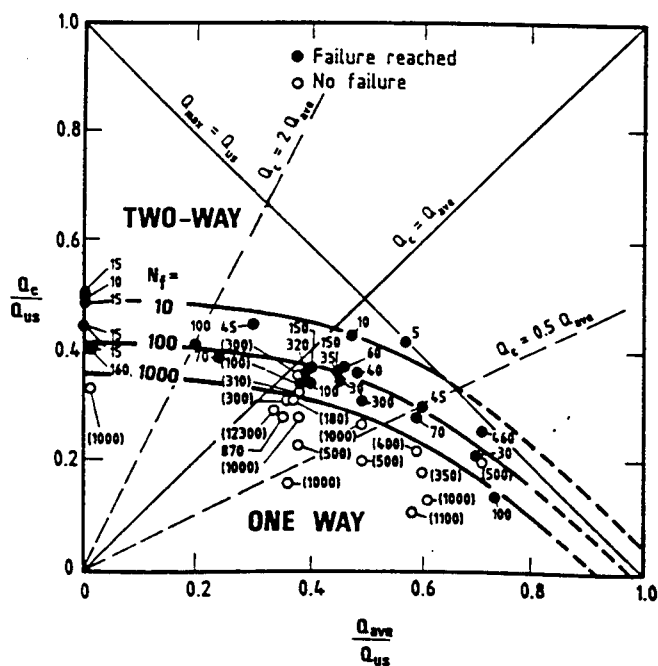


Fig. 13. Interaction diagram giving number of load cycles to failure as function of cyclic load levels.

2. Veröffentlichungen durch H.G. POULOS, University of Sidney

Eine weitere Anzahl von Veröffentlichungen geht auf H.G. POULOS, University of Sidney, Australien, zurück. In diesen z.T. vorwiegend theoretischen Überlegungen zur Beschreibung des Pfahlverhaltens unter zyklischer Last wird versucht, die verschiedenen Einflüsse zu analysieren und Abminderungsfaktoren für verschiedene Einflüsse zu finden. Vergleiche mit Labor und einigen wenigen Feldversuchen sind ebenfalls enthalten.

Auch in dieser Gruppe von Veröffentlichungen wird ein dem obigen "Interaction Diagramm" fast gleiches "Cyclic Stability Diagram" vorgeschlagen, in welchem durch die Auftragung der Lastverhältnisse von Feld- und Modellversuchen als Punkte verschiedene Bereiche für unterschiedliche Lastspannen und Lastwechselzahlen bis zum Bruch eingetragen sind. Eines der umfassendsten Diagramme dieser Art ist in Bild 3.2 wiedergegeben.

POULOS H.G. (1989) Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 115, No. 6, June 1989

POULOS H.G. (1988) Cyclic Stability Diagram for axially loaded Piles. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 114, No. 8, August 1988

LEE C.Y.; POULOS H.G. (1991) Tests on Model Instrumented Grouted Piles in Offshore Calcareous Soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Vol. 117, No.11, Nov. 1991

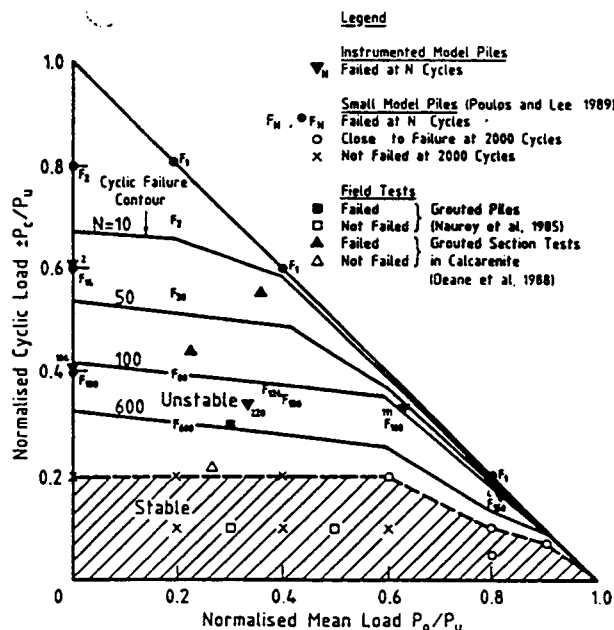


FIG. 12. Cyclic Stability Diagram

Bild 3.2 "Cyclic Stability Diagramm" nach POULOS

3. Gruppe um KULHAWY, Cornell University, Ithaca NY

Auch in den USA wurden in einer Gruppe um Prof. KULHAWY, Cornell Univ., Ithaca NY, verschiedene Untersuchungen, Literaturstudien und auch umfassende Labormodellversuche zum Thema axial zyklisch belastete Pfähle veröffentlicht. Es wurden Auswertemethoden vorgeschlagen und das aus früheren Publikationen bekannte Konzept des "Critical Level of Repeated Loading" vertreten und begründet sowie tabellarische Werte hierfür angegeben. Drei Mechanismen, die die Verminderung der Tragfähigkeit bis hin zum Versagen beeinflussen, wurden identifiziert und beschrieben: Das Fließen von Sandkörnern um die Pfahlspitze, die Verminderung der Mantelreibung und die Verminderung der Radialspannung. Auch Verformungskriterien wurden diskutiert.

TURNER J.P./ KULHAWY F.H.(1990) Drained uplift capacity of drilled shafts under repeated axial loading, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 116, No. 3, March 1990

TURNER J.P. / KULHAWY F.H.(1987) Prediction of drilled shaft displacements under repeated axial loads, Conf. Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, Calgary 1987

Ansonsten wurden noch 2 einzelne Veröffentlichungen, die vorwiegend theoretische Ansätze, in einem Fall auch eine FE-Methode zur Behandlung zyklischer Pfahlbelastungen beschreiben, gefunden. Sie erscheinen für einen unmittelbaren Vergleich mit dem aktuellen Forschungsvorhaben nicht im selben Maße geeignet.

TROCHANIS. A. M.; BIELAK J.; CHRISTIANO P.P.(1987) Hysteretic Dissipation of Piles under cyclic load, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 113, No. 4, April 1987

BEA R.G. (1992) Pile Capacity for Axial Cyclic Loading, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 118, No. 1, January 1992

4 Laborversuche

Ziel der Laborversuche war es, aufgrund einfacher Laborversuche (Direkte Scherversuche, Triaxialversuche) und aufgrund von Sonderlaborversuchen (zyklische Dauerversuche mit Modellcharakter) eine Eingrenzung von Sicherheiten und ggf. auch von Werten für Berechnungsansätze für die Beurteilung der Dauertragfähigkeit axial zyklisch belasteter Pfähle zu ermöglichen.

Es sollte auch gegenüber der bisherigen, begrenzten Aussagekraft der Großversuche eine größere und allgemeiner nutzbare Parameterbreite abgedeckt werden.

Im Rahmen des vorgesehenen Laborversuchsprogramms waren zunächst bodenmechanische Grundsatzuntersuchungen (Klassifikationsversuche) und anschließend statische Scherversuche zur Ermittlung insbesondere der Zusammenhänge von Scherfestigkeit, Dichte und Wassergehalt geplant.

Hierfür waren Direkte Scherversuche, zyklische Scherversuche und Triaxialversuche mit je ca. 3 verschiedenen Lagerungsdichten und 3 Wassergehalten vorgesehen:

- 9 Direkte Scherversuche
- 9 Triaxialversuche (Ø100 mm) als Elementversuche mit ausgeschalteter Endflächenreibung und Messung der Volumenänderung
- 9 zyklische Scherversuche (in Anlehnung an den "Wiener Routine Scherversuch")

Im Anschluß waren vergleichend vorgesehen:

- 9 zyklische Dauerversuche (Sonderversuche mit Modellcharakter) bis zu 100.000 Lastwechsel in einem hierfür besonders umgebauten zyklischen Dauerprüfstand

Ergänzend waren Einzelversuche für einen bindigen Boden vorgesehen.

4.1 Kornverteilungen

Bei dem Versuchsboden "Sand" handelte es sich um den bereits seinerzeit verwendeten tertiären Boden, der im Sinne der DIN 4022 als schwach schluffiger, schwach kiesiger Fein- bis Mittelsand angesprochen wurde. Er wurde insofern aufbereitet, als die Kornfraktion größer 2 mm für ca. 200 kg Versuchsmaterial abgesiebt und das gesamte Material nochmals homogenisiert wurde. Drei hieran ermittelte Kornverteilungskurven zeigten nahezu identische Verläufe (Anlage 4.1).

Für den Versuch an einem bindigen Boden wurde ein am Institut bereits mehrfach für Forschungszwecke untersuchter Schluff ("Krieberschluff") gewählt. Eine hieran nochmals durchgeführte Kornverteilungskurve ist in Anlage 4.2 dargestellt.

4.2 Proctorversuche / Dichten

Am Versuchsboden "Sand" wurden zur Feststellung der erreichbaren Dichte zwei Proctorversuche durchgeführt. Die Ergebnisse sind graphisch in der Anlage 4.3, Blatt 1 und 2 dargestellt und in der folgenden Tabelle 4.1 zusammengefaßt:

Proctorversuch	1	2
ρ_{pr} (g/cm ³)	1,818	1,818
w_{pr} (%)	13,54	13,05

Tabelle 4.1 Ergebnisse der Proctorversuche

Außerdem wurde die Korndichte mit dem Kapillarpyknometer nach DIN 18124 mit $\rho_s = 2,755$ (g/cm³) ermittelt. Die lockerste bzw. dichteste Lagerung nach DIN 18123 ergab nach mehrmaliger Versuchsdurchführung Werte von $\rho_d \text{ min} = 1,207$ (g/cm³) und $\rho_d \text{ max} = 1,652$ (g/cm³).

4.3 Scherversuche

4.3.1 Direkte (Rahmen-) Scherversuche

Von diesen standardmäßigen Direkten (Rahmen-) Scherversuchen sind insgesamt 11 Versuche bei Normalspannungsstufen von 50, 100, 150 und 200 KN/m² und den in der folgenden Tabelle 4.2 zusammengestellten Einbauparametern durchgeführt worden. Die hierfür verwendeten Geräte entsprachen den gemäß aktuellem Entwurf 1997-10 der DIN 18137-3 zulässigen parallelgeführten Scherkästen mit nur einem translatorisch bewegbaren Rahmen. Ein vollständiges Beispiel eines Versuchsergebnisses ist in Anlage 4.4 dargestellt.

Versuch	DSR 10	DSR 1	DSR 2	DSR 3	DSR 4	DSR 5	DSR 6	DSR 7	DSR 8	DSR 9	DSR 11
ρ_d (t/m ³)	1,20	1,40	1,40	1,40	1,58	1,58	1,58	1,72	1,72	1,72	1,81
w (%)	13	5	13	20	5	13	20	8	13	17,5	13
ϕ' (°) bei 2mm Verschiebung	18,9	22	21,5	21,8	37,6	39,2	32,9	43,2	47,7	42,2	51,7
ϕ' (°) peak	24,5	25,3	25,6	24,5	37,9	40,9	39,0	47,7	47,7	45,8	51,7
ϕ' (°) rest	23,9	23,6	24,6	22,5	35,4	35,4	31,3	45,3	45,3	42,5	44,7

Tabelle 4.2 Durchgeführte Direkte (Rahmen-) Scherversuche

Für die Ermittlung eines Reibungswinkels ϕ' wurden die Schergeraden bei drei Verschiebungszuständen verwendet:

- ◆ bei allen Versuchen gleichermaßen bei 2 mm Verschiebung
- ◆ beim Höchstwert ("peak") im Verschiebungsbereich zwischen ca. 2 mm und 8 mm und
- ◆ bei einem Restwert ("Restscherfestigkeit") bei ca. 8 mm - 14 mm Verschiebung

In der Auswertung beim Höchstwert ("peak") fallen zunächst die ab einer Dichte von

$\rho_d = 1,4$ (g/cm³) zunehmenden und auf über 45°, z.T. über 50° anwachsenden Werte für die Reibungswinkel bei den höheren Dichten auf. Auch die Winkel bei 2 mm Verschiebung und bei der Restscherfestigkeit zeigen dieselbe Tendenz.

Außerdem wird deutlich, daß der Wassergehalt nur einen vergleichsweise geringen Einfluß auf den Reibungswinkel hat.

Die gewählten Versuchspunkte bzw. Parameterkombinationen der Direkten (Rahmen-) Scherversuche werden im Trockendichte / Wassergehaltsdiagramm (Bild 4.1) graphisch veranschaulicht. In Bild 4.2 sind die ermittelten Reibungswinkel bei peak- und Restscherfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte graphisch zusammengefaßt.

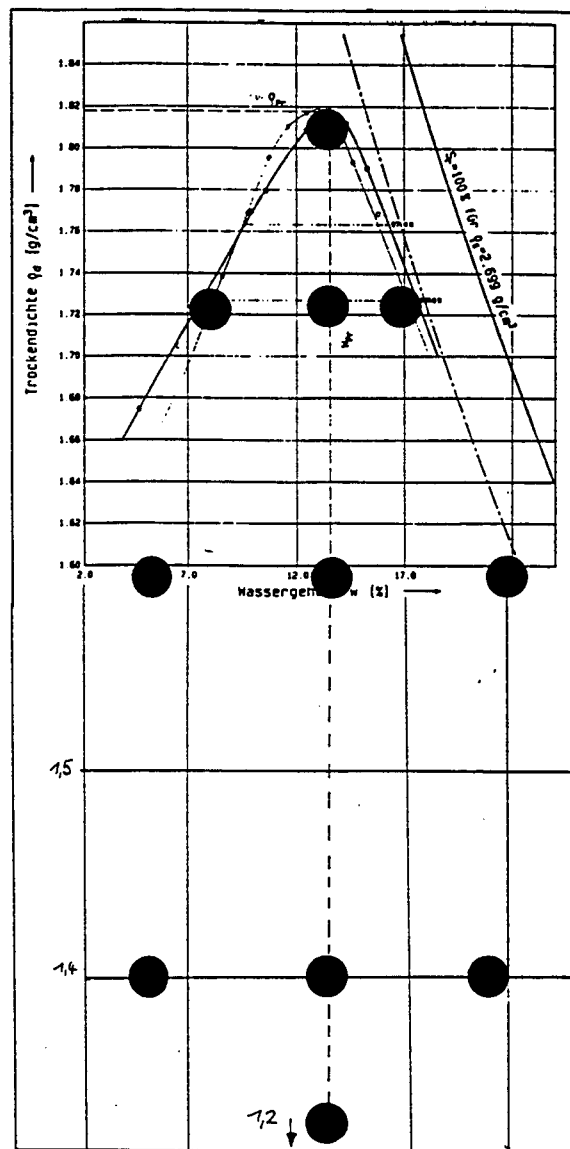


Bild 4.1 Versuchspunkte bzw. Parameterkombinationen der Direkten (Rahmen-) Scherversuche im Trockendichte / Wassergehaltsdiagramm

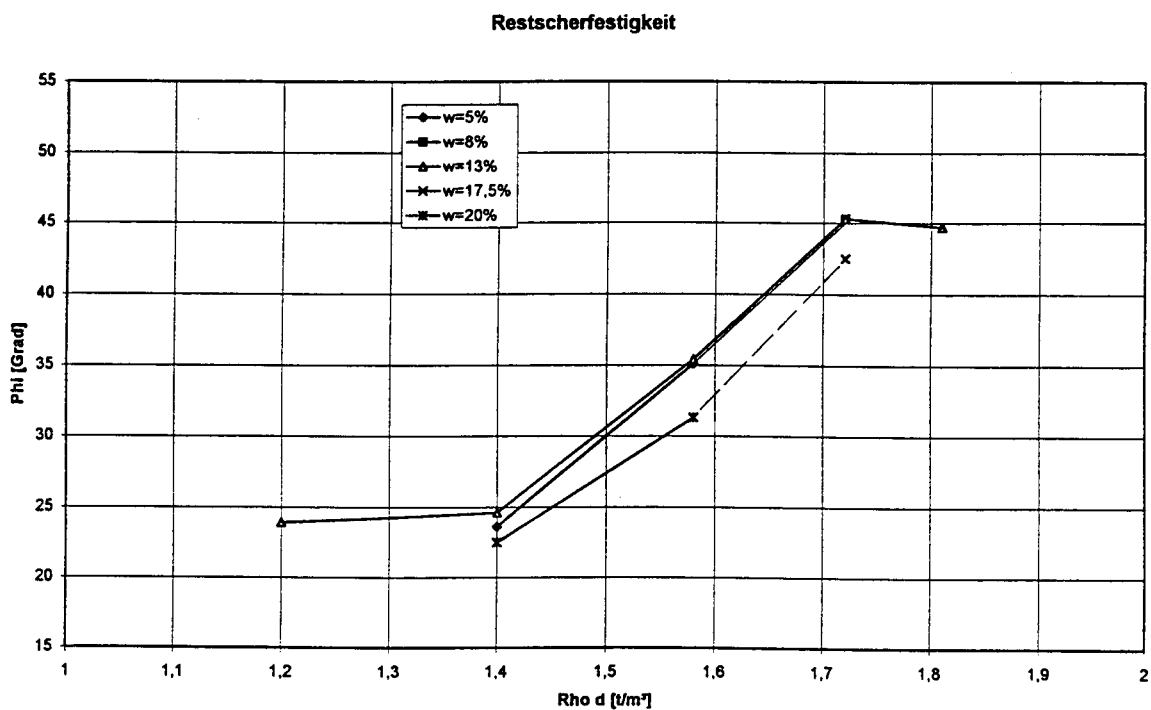
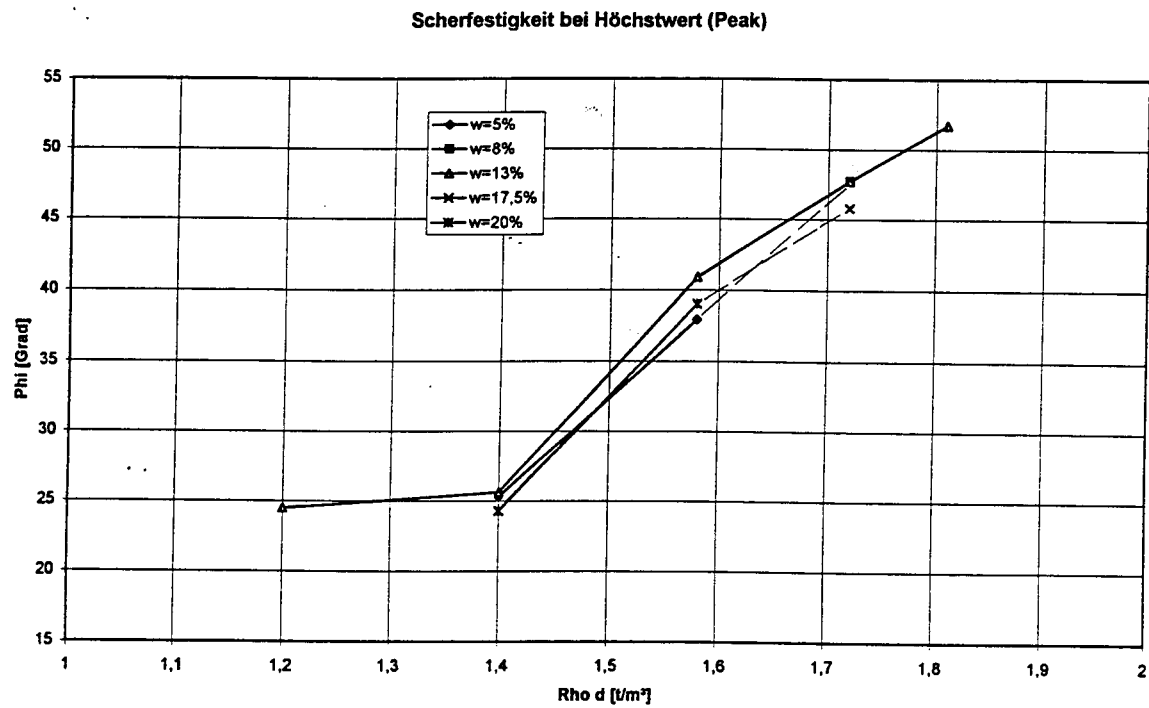


Bild.4.2 Die ermittelten Reibungswinkel bei peak- und Restscherfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte

Aufgrund allgemeiner bodenmechanischer Überlegungen zur Unabhängigkeit der kritischen Porenzahl von der Einbaudichte und auch des Vergleichs zur Literatur, z.B. WERNICK E. (1978) und LEHANE B.M. u.a. (1993) ist eine Zunahme des Winkels der Restscherfestigkeit in dieser Form nicht zu erwarten, sondern es wird eher ein etwa konstant bleibender niedriger Wert in einer Größenordnung von etwa 30° bis 35° als richtig vermutet. Auch die Größenordnung der peak-Werte ist ungewöhnlich hoch.

Ursache für diese Versuchsergebnisse könnte ein grundsätzlicher Nachteil des Versuchsgerätes sein. Da sich der obere Rahmen bei dilatantem Probenverhalten nicht "mit"-heben kann, kommt es zu einer Abtragung von Kräften über Reibung in den inneren Vertikalflächen des oberen Rahmens, so daß anstelle der dilatanzbedingten Vertikalbewegung der oberen Probenhälfte eine vertikale "Verspreizung" der Probe im oberen Rahmen mit der Folge einer daraus resultierenden höheren Reibung in der Scherfuge eintritt. Erfahrungen dieser Art sind mittlerweile auch im DIN (NABau-Arbeitsausschuß 05.03.00 "Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte") gesammelt worden, so daß der im Entwurf der DIN 18137-3 beschriebene und in der vorliegenden Untersuchung verwendete parallelgeführte Rahmenscherkasten möglicherweise modifiziert werden muß.

Die ermittelten Restreibungswinkel sind somit möglicherweise gerätebedingt zu hoch.

Aus dem Vergleich von Volumensänderung und Entwicklung der Scherfestigkeit bei zunehmender Verschiebung des Rahmens wird das kontraktante und dilatante Verhalten der Proben deutlich. Auch dieses Verhalten würde von der oben dargestellten Versuchsgeräteproblematik beeinflusst werden. Dilatantes Verhalten wurde erst relativ spät bei Einbaudichten von $\rho_d > 1,58 \text{ t/m}^3$ gemessen.

4.3.2 Die "Wiener Routine - Scherversuche"

Es wurden 10 Scherversuche im Rahmenschergerät nach dem Verfahren des sog. "Wiener Routine - Scherversuchs" durchgeführt. Ein Beispiel für die Darstellung der Versuchsergebnisse ist in Anlage 4.5, Blatt 1 - 4 enthalten. Nach der Konsolidation (σ_c') wird hierbei zunächst ein erster Schervorgang volumenkonstant (d.h. mit veränderlicher Normalspannung σ_1) bis 10 mm Verschiebung gefahren, wodurch die Scherfestigkeit τ_f erhalten wird, die dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit ϕ'_s zugeordnet ist (vgl. DIN 18137-3, Bild 12).

In der folgenden Tabelle 4.3 sind die Einbauparameter Wassergehalt und Trockendichte, die Anfangsnormalspannungen σ_c' , die Werte der maximal erreichten Scherfestigkeit τ_f und σ_{1f} sowie die daraus abgeleiteten Reibungswinkel ϕ'_s zusammengestellt:

Vers.Nr.	SUWR 11	SUWR 12	SUWR 13	SUWR 03	SUWR 04	SUWR 05	SUWR 06	SUWR 07	SUWR 08	SUWR 09
w (%)	5,0	9,1	13,5	5,0	9,1	20,2	13,6	7,7	17,8	13,5
ρ_d	1,40	1,40	1,40	1,58	1,58	1,58	1,58	1,72	1,72	1,72
σ_c' (kN/m ²)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
τ_f (kN/m ²)	56	52	84	108	220	265	300	125	235	265
σ_{1f} (kN/m ²)	52,5	40	75	104,8	198	237	252	139,2	252	281,4
ϕ'_s (°)	46,8	52,4	48,2	45,9	48,0	48,2	50,0	41,9	43,0	46,8

Tabelle 4.3 Durchgeführte Wiener Routine - Scherversuche

Im Anschluß an diesen ersten Schervorgang werden durch mehrfache Umkehr der Scher-
richtung zyklische Dauerversuche gemäß dem Wiener Routine - Scherversuch mit mind-
stens 20 Zyklen zur Ermittlung der Restscherfestigkeit τ_R durchgeführt:

Hierbei wurden folgende Restscherfestigkeiten τ_R ermittelt (Tabelle 4.4):

Vers.Nr.	SUWR 11	SUWR 12	SUWR 13	SUWR 03	SUWR 04	SUWR 05	SUWR 06	SUWR 07	SUWR 08	SUWR 09
τ_R (kN/m ²)	56	52	90	108	195	225	250	118	200	230

Tabelle 4.4 Ermittelte Restscherfestigkeiten bei den Wiener Routine - Scherversuchen

Ein Versuch am Versuchsmaterial "Schluff" (SUWR10) wurde ebenfalls durchgeführt und
erbrachte eine maximal erreichte Scherfestigkeit τ_f von 97 kN/m² bei einem Reibungswinkel
 ϕ'_s von 44,1° und eine Restscherfestigkeit τ_R von 108 kN/m².

Auch bei diesen Versuchen ist wieder die generelle Beobachtung zu machen, daß die Rest-
scherfestigkeiten in nicht sehr hohem Maß gegenüber den peak-Werten abnahmen. Neben
den oben erläuterten Unsicherheiten der parallelgeführten Rahmenschergeräte kommt hier
noch die Möglichkeit dazu, daß bei dem mit großen Wegen von + - 5 mm verbundenen
"Hobeln" Sandkörner in den Spalt zwischen den Rahmen geraten.

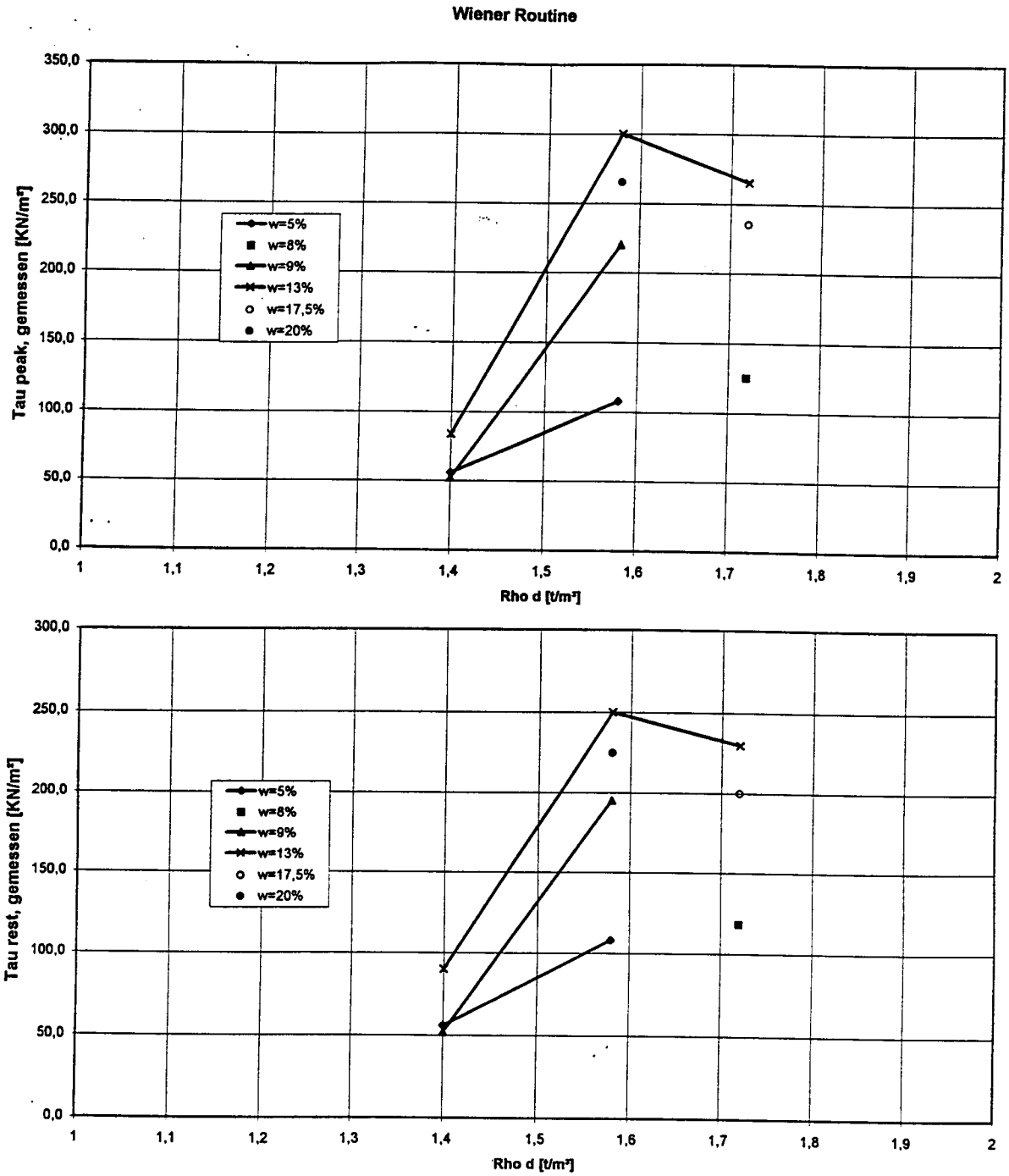


Bild 4.3 Peak- und Restscherfestigkeiten der Wiener Routine- Scherversuche

4.3.3 Triaxialversuche

Es wurden 9 Triaxialversuche am Versuchsboden "Sand" und einer am Versuchsboden "Schluff" als Mehrstufenversuche an Proben mit ausgeschalteter Endflächenreibung bei Normalspannungsstufen von 50, 100, 150 und 200 kN/m² durchgeführt.

Die Einbauparameter der Versuche am Sand wurden ähnlich wie bei den Direkten (Rahmen-) Scherversuchen gewählt wie sie in Bild 4.1 im Trockendichte/Wassergehalts - Diagramm graphisch veranschaulicht sind.

In der folgenden Tabelle 4.5 sind die Einbauparameter und die Werte der bei Normalspannungsstufen von 50, 75, 100 und 150 kN/m² nach DIN 18137-2 ermittelten Scherparameter ϕ' und c' zusammengestellt:

Vers.Nr.	TRD 7	TRD 8	TRD 9	TRD 1	TRD 2	TRD 3	TRD 4	TRD 5	TRD 6
w (%)	5,5	13,5	20	5,2	13,5	19,8	7,8	13,6	16,8
ρ_d (t/m ³)	1,40	1,40	1,40	1,58	1,58	1,58	1,72	1,72	1,72
ϕ' (°)	33,7	33,3	33,9	33,60	33,60	34,10	35,20	35,60	36,10
c' (kN/m ²)	0	0	0	1,3	7,5	8,8	40,8	29,4	23,8

Tabelle 4.5 Einbauparameter und die ermittelten Scherparameter der Triaxialversuche

Ein Versuch am Versuchsmaterial "Schluff" (TRD10) wurde ebenfalls durchgeführt und erbrachte einen Reibungswinkel von 34,6 ° und eine Kohäsion von 22,8 kN/m².

Ein Beispiel für die Darstellung der Versuchsergebnisse ist in Anlage 4.6 enthalten.

Eine zusammenfassende graphische Darstellung der ermittelten Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Dichte ist in Bild 4.4 enthalten.

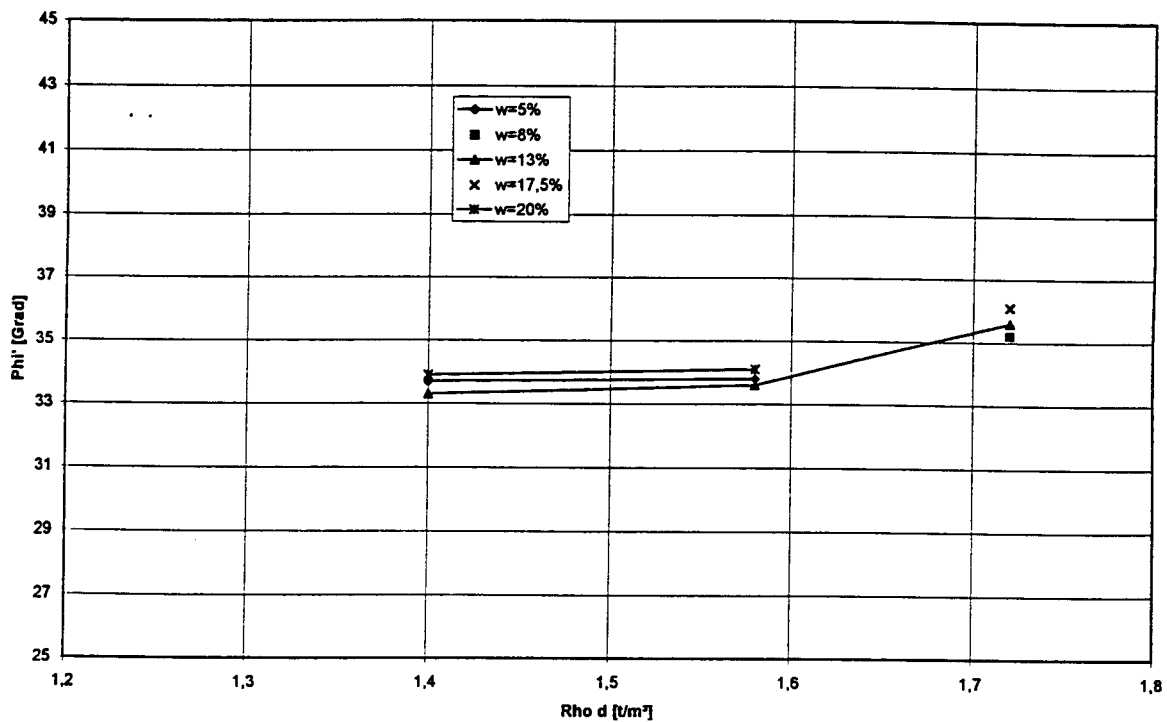


Bild 4.4 Bei den Triaxialversuchen ermittelte Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Dichte

Aus den durchgeführten Versuchen ist ersichtlich, daß bei den Triaxialversuchen der Reibungswinkel mit zunehmender Dichte nur geringfügig ansteigt und ein kaum vorhandener Einfluß des Wassergehalts vorliegt.

Allerdings sind die hohen scheinbaren Kohäsionen der Versuchsreihe mit der hohen Dichte von $\rho_d = 1,72 \text{ (t/m}^3\text{)}$ möglicherweise auf die Schwierigkeit des Mehrstufenversuchs, die peak-Werte rechtzeitig zu erkennen und die Belastungsstufe abubrechen, zurückzuführen. Bei Überfahren des peaks werden die Spannungsspuren der nächsten Stufen in der Weise beeinflusst, daß höhere Kohäsionen und geringere Reibungswinkel ermittelt werden. Dieser Einfluß wird hier vermutet. Geht man von $c' = 0$ aus, so ergibt sich ein ϕ_s' zwischen 44° und 46° .

4.4 Kraftübertragung zwischen Verpreßkörper und Boden und Vergleich der verschiedenen Scherversuche

Es wird die Kraftübertragung zwischen langen und im Verhältnis hierzu dünnen Verpreßkörpern, wie Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128 oder Ankern nach DIN 4125 und dem umgebenden Boden betrachtet. In diesen Fällen werden die Lasten im Regelfall weitestgehend über Mantelreibung in den Boden übertragen. Die Untersuchung des Einflusses des Spitzenwiderstands wird auch aufgrund der Versuchsergebnisse der statischen Probelastungen nicht verfolgt.

Die Mantelreibung im Grenzzustand wird vereinfachend, jedoch in Übereinstimmung mit Meßergebnissen aus der Literatur (WERNICK E. (1972), LEHANE B.M. u.a.(1993)) mit einem einfachen Coulomb'schen Bruchkriterium beschrieben:

$$\tau_{Mf} = \sigma'_{rf} * \tan \phi_{peak} \quad (5)$$

worin

- τ_{Mf} Mantelreibung beim Bruch
- σ'_{rf} Radialspannung beim Bruch
- ϕ_{peak} Reibungswinkel beim Bruch (als Reibungswinkel wird der des Bodens als maximal auftretender Reibungswinkel an der Oberfläche eines Verpreßkörpers gewählt)

Die bei der Kraftübertragung erfahrungsgemäß auftretenden hohen Tragfähigkeiten werden in nichtbindigen Bodenarten vorwiegend auf die bei der Krafteinleitung auftretende Dilatanz des Bodens in der Scherfuge und auf die dadurch verursachte "Verspannung" des Verpreßkörpers im Boden zurückgeführt (OSTERMAYER H.; WERNER 1972).

Von WERNICK E. (1972) wurde in großmaßstäblichen Modellversuchen in Sand nachgewiesen, daß die Radialspannungen am Verpreßkörper ein Vielfaches der aus der Bodenauf- last herrührenden Spannung betragen. Hier wurde auch erstmals untersucht, inwieweit Versuchsergebnisse des parallelgeführten Schergeräts, das inzwischen Gegenstand des Entwurfs DIN 18137-T3 ist, die zutreffenden Bodenparameter (Reibungswinkel, Dilatanzwinkel, Dilatanzmaß, und Scherfugendicke) für eine Berechnung der Tragfähigkeit ergeben.

SCHEELE F. (1982) hat auf theoretischem Weg ebenfalls sehr hohe Radialspannungen am Verpreßkörper bestimmt und für diese im Vergleich zur Überlagerungsspannung aus Bodenauf- last herrührenden Spannung Verhältniswerte angegeben.

In der vorliegenden Untersuchung wurden mit dem Ziel, aus gängigen, d.h. genormten Laborversuchen an dem Versuchssand Rückschlüsse auf zutreffende Kennwerte für das Tragverhalten der Verpreßkörper zu ziehen, Triaxialversuche, Direkte Scherversuche und Zyklische Scherversuche (sog. Wiener Routine Scherversuche) durchgeführt.

Es war ursprünglich davon ausgegangen worden, daß die Situation im Übergangsbereich zwischen der Oberfläche des Pfahls und dem umgebenden Boden am ehesten durch den parallel geführten Direkten (Rahmen-) Scherversuch, der eine Scherfuge parallel zur Abscher- richtung ohne Verkipfung der Kopfplatte erzwingt, wiedergegeben wird. Allerdings wird hierbei die Auflast auf die Kopfplatte (also σ') konstant gehalten, was der realen Situation am Pfahl, die ja durch eine Erhöhung der Spannungen infolge der Dilatation gekennzeichnet ist, nicht entspricht. Möglicherweise wird diese Situation durch die auf S. 45 beschriebene Unzulänglichkeit einer Versuchsrandbedingung wieder etwas ausgeglichen. Auf jeden Fall kann die Kopfplatte sich vertikal bewegen, was einer Volumensänderung der Gesamtprobe gleichkommt. Nach allen untersuchten Literaturen hierzu ist aber die Scherfuge am Pfahl,

innerhalb derer Dilatanz auftritt, auf eine vergleichsweise schmale Zone von nur wenigen mittleren Korndurchmessern (3-5 mm) begrenzt, so daß bei Betrachtung einer genügend dicken Schicht von z.B. 2 cm insgesamt Volumenskonstanz herrschen sollte.

Nach Miteinbeziehung der Überlegungen zur Spannungsänderungen infolge der Dilatation scheint nunmehr der erste Belastungsast des Wiener Routine Scherversuchs, bei dem das Volumen konstant gehalten wird und τ und σ' variabel sind und einen peak erreichen, als derjenige Versuch, in welchem die Situation am Pfahl am besten nachgebildet ist.

Die Triaxialversuche unterscheiden sich von den Direkten Rahmenscherversuchen durch einige wesentliche andere kinematische Randbedingungen. Es wird insbesondere keine bestimmte Scherfuge erzwungen, sondern sie kann sich frei in der Probe ausbilden und die Volumenänderung kann sich bei konstantem Seitendruck einstellen. Die ermittelten Werte für die Reibungswinkel liegen im Vergleich niedrig und entsprechen eher den erwarteten Werten einer Restscherfestigkeit oder Kritischen Scherfestigkeit.

SCHEELE (1982) hat eine weitergehende Interpretation von Triaxialversuchsergebnissen vorgeschlagen. Hierbei werden über die Beziehungen des τ - σ -Diagramms die Scher- und Normalspannungen in der Scherfuge und zugleich mittels Interpolation bei volumenskonstanten Bedingungen ermittelt. Hierdurch werden ebenfalls sehr hohe Normalspannungen (bzw. Radialspannungen am Verpreßkörper) bestimmt, die im Vergleich zu der aus Überlagerungsspannung aus Bodenauflast herrührenden Spannung wesentlich höher liegen. Diese Auswertung ist aufwendig und beruht auf einigen groben Abschätzungen, kann aber auch für die weitere Beurteilung herangezogen werden.

4.4.1 Vergleich mit Statischen Versuchsergebnissen

Bei den Großversuchen an den 5 m langen Pfählen wurde als einziger der in Gl. (5) auftretenden Variablen die Mantelreibung τ_M ermittelt. Für den beim Bruch auftretenden Maximalwert wurde unter den Bedingungen der Versuchsgrube ($\rho_d \sim 1,58 \text{ t/m}^3$, $w \sim 7,8\%$) die maximale Mantelreibung τ_{Mf} in den Pfählabschnitten unterhalb der maßgeblichen Einbindetiefe bei den Zugpfählen 4 bzw. 6 beim Bruch mit 181 und 179 KN/m² festgestellt. Diese Werte stellen die einzige Plausibilitätskontrollmöglichkeit der Laborversuchsergebnisse dar.

Ein "statischer" Vergleich sieht folgendermaßen aus:

- ◆ Ein Vergleich zum Direkten (Rahmen-) Scherversuch ist nicht möglich, da die Scherspannung τ nur in Abhängigkeit von konstanten σ' -Werten gemessen wird und ein Reibungswinkel ermittelt wird. Lediglich die Randbedingung "Volumenskonstanz" könnte verwendet werden, um aus der Spannungsspur des entsprechenden Einzelversuchs zu einer groben Abschätzung von peak-Werten zwischen 180 bis 200 KN/m² zu gelangen.
- ◆ Auch bei den Triaxialversuchsergebnissen kann als einzige Möglichkeit die weitergehende Interpretation bzw. Interpolation für Volumenskonstanz nach SCHEELE (1982) herangezogen werden. Sie liefert einen Wert von 168 KN/m².
- ◆ Ein Vergleich mit dem Wiener Routine Scherversuch /Erstbelastungsast ist hingegen sehr leicht möglich und liefert einen Wert von 180 KN/m².

Wie aus diesem Vergleich hervorgeht, liefert also lediglich der Wiener Routine Scherversuch /Erstbelastungsast einen direkt bei Volumenskonstanz ermittelten und nach den vorliegenden Meßdaten der Großversuche auch zutreffenden Wert.

4.4.2 Interpretation der Laborversuche für Vergleiche mit den zyklischen Versuchen

Im Vergleich zwischen den Werten der drei Versuchsgeräte (Bild 4.5) fallen insbesondere die mit $33-36^\circ$ vergleichsweise niedrigen Reibungswinkel der Triaxialversuche und andererseits die mit 45 bis 48° gleichmäßig hohen Reibungswinkel der Wiener Routine Versuche auf. Die peak-Werte der Rahmenscherversuche steigen hingegen von ca. 25° bei Dichten von $1,2$ und $1,4$ (t/m^3) auf ca. 40° bei einer Dichte von $1,58$ (t/m^3), auf $45-48^\circ$ bei einer Dichte von $1,72$ (t/m^3) und gar 52° bei einer Dichte von $1,81$ (t/m^3) an. Das Verhältnis der Restwerte zu den peak-Werten der Direkten (Rahmen-) Scherversuche bewegt sich von etwa 1 bei den niedrigen Dichten bis zu $0,75$ (i.M. $0,85$) bei höheren Dichten.

Vergleich Scher- und Triaxialversuche

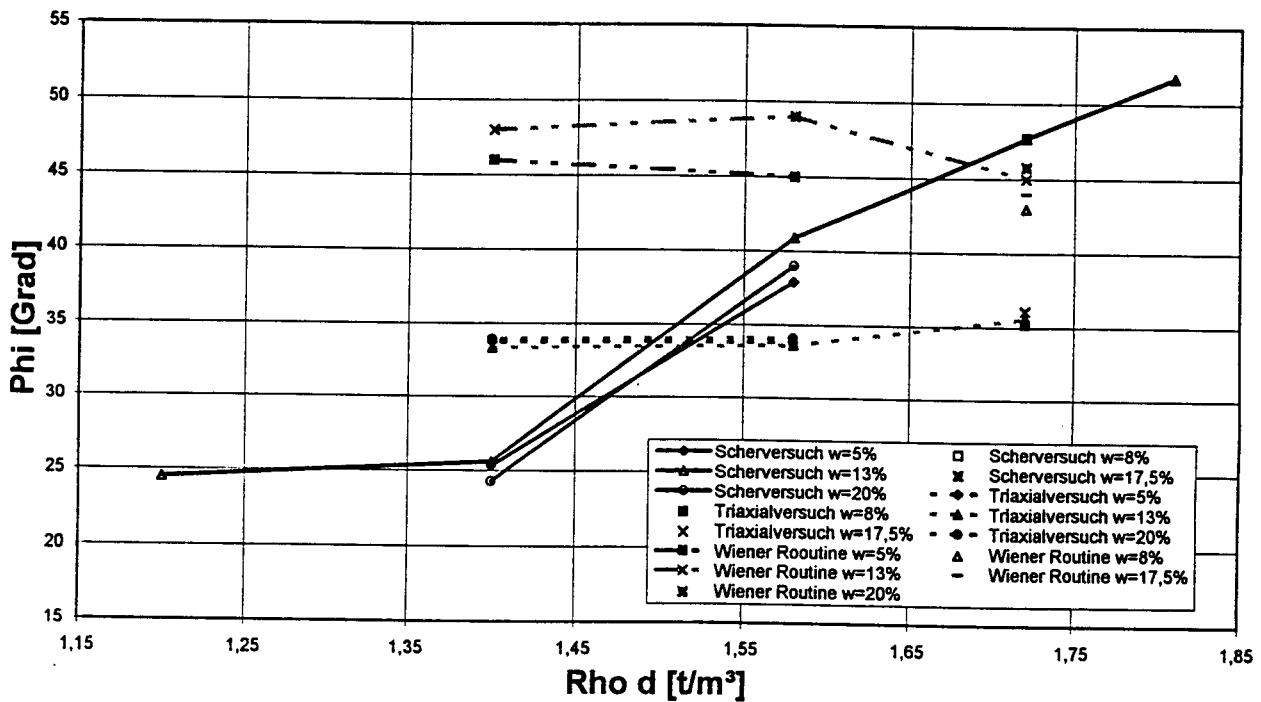


Bild 4.5 Vergleich der Reibungswinkel (peak - Werte) der drei Versuchsgeräte

Bei Schwell- und Wechsellastversuchen an Pfählen wird davon ausgegangen, daß sich in der Scherzone, die sich zwischen Pfahl und Boden nahe an der Pfahloberfläche ausbildet, die Scherfestigkeit infolge der zyklischen Scherbeanspruchung allmählich reduziert. Ursache könnte sein, daß es ab einer gewissen Größe des zyklischen Scherweges zu Umorientierungen der Körner und damit einer Änderung des Scherwiderstandes kommt. Dabei können sich unter volumenskonstanten Bedingungen sowohl die Scherfestigkeitsparameter ϕ als auch die Radialspannungen σ_r ändern.

Der statische Scherversuch im Labor kann somit über den Gesamtvorgang keine Auskunft geben, jedoch könnte er einen unteren Grenzwert, eben den Wert der Restscherfestigkeit, auch als Wert der Kritischen Scherfestigkeit (auch: constant volume - Wert) bezeichnet, liefern.

Das in den Direkten (Rahmen-) Scherversuchen ermittelte Verhältnis Winkel der Restscherfestigkeit zum peak-Wert ($\phi_{\text{rest}}/\phi_{\text{peak}}$) ist nicht konstant, sondern fällt von 1,0 bei lockerer Lagerung bis auf 0,75 bei mitteldichter und dichter Lagerung ab (Bild 4.6).

Bei den Wiener Routine Scherversuchen, die ebenfalls in einem parallelgeführten Rahmenschergerät gefahren werden, war vermutet worden, daß die durch 20faches zyklisches Hin- und Herfahren ("Hobeln") des verschiebbaren Rahmens ermittelte Restscherfestigkeit einen unteren Grenzwert insbesondere auch für die Beurteilung der Wechsellastversuche liefert. Die Ergebnisse zeigen jedoch, daß das Verhältnis der so ermittelten Winkel der Restscherfestigkeit zum Erstbelastungswert ähnliche Werte aufweist und von 1,07 bei lockerer Lagerung bis auf 0,85 bei mitteldichter und dichter Lagerung abfällt (Bild 4.6).

Wenn also das Verhältnis Restscherfestigkeit zu peak-Wert ein möglicher Abminderungsfaktor für zyklische Belastung wäre, müßte sich dies bei den mit verschiedenen Dichten gefahrenen Modellversuchen bestätigen.

Eine graphische Darstellung des Vergleichs der Winkel der Restscherfestigkeit zum peak-Wert ist in Bild 4.6 dargestellt.

Bei den als Mehrstufenversuche gefahrenen Triaxialversuchen kann ein Verhältnis Restscherfestigkeit zu peak-Wert nicht bestimmt werden.

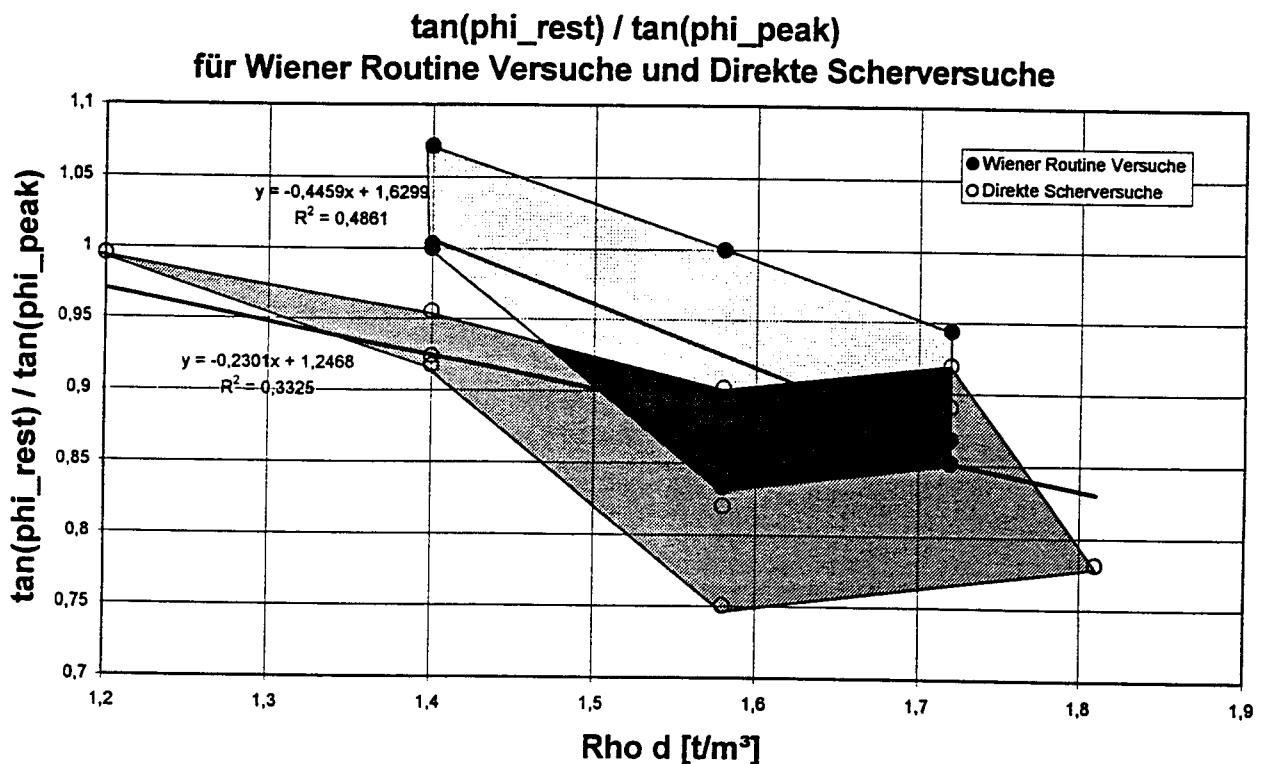


Bild 4.6 Vergleich der Winkel der Restscherfestigkeit zum peak-Wert

4.5 Zyklische Sonderversuche mit Modellcharakter

Es war geplant, ein den früheren Großversuchen in der Versuchsgrube ähnliches Modell eines Pfahls bzw. eines Pfahlabschnittes in einen Versuchsbehälter mit demselben Bodenmaterial, jedoch bei unterschiedlichen Einbauparametern Dichte und Wassergehalt einzubauen und hieran zyklische Dauerversuche zu fahren.

Die verwendete Versuchseinrichtung stand bisher für dynamische Dauerversuche am Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik bereits seit Jahren zur Verfügung. Sie besteht neben einer Triaxialzelle aus einer sog. Ermüdungsprüfmaschine zur Erzeugung statischer und dynamischer Axialbelastungen bis 20 kN über ein mechanisches System. Über die Pneumatikdruckanlage des Labors können in der Zelle auch Zellendrucke bis 10 bar gefahren werden. In früheren Forschungsarbeiten wurden hier Bodenproben im Frequenzbereich von 1 - 20 Hz in "dynamischen Triaxialversuchen" untersucht.

Die Axialkräfte werden durch ein über einen Elektromotor angetriebenes Nachstellwerk auf den Probenkörper aufgebracht und von einer elektronischen Steuerung mittels geschlossener elektronischer Regelkreise aufrecht erhalten bzw. können gesteuert werden. Verformt oder verschiebt sich die Probe infolge der statischen oder dynamischen Belastung während des Versuchs, so wird die gewünschte, mit Potentiometern eingestellte maximale oder minimale Axialkraft unterschritten. Dadurch wird ein Signal ausgelöst, das das Nachstellwerk in Betrieb setzt. Die auf den Probenkörper ausgeübte Kraft wird von der direkt angekoppelten Kraftmeßzelle gemessen. Ihr Signal wird ständig mit dem am Potentiometer voreingestellten Kraftsignal verglichen. Erreicht das Signal der Kraftmeßdose die am Potentiometer eingestellte Kraftgröße, so schaltet das Nachstellwerk ab und unterbricht oder kehrt den weiteren Belastungsprozeß um.

Die auf den Probenkörper einwirkende Kraft wird dadurch konstant gehalten oder zwischen zwei konstanten Werten auf- und abbewegt.

Die Belastungseinrichtung für die geplanten Zyklischen Sonderversuche mit Modellcharakter wurde aus dieser vorhandenen Einrichtung umgebaut. Da für die Dauerversuche mit Modellcharakter quasistatische zyklische Vorgänge ohne dynamische, also durch Trägheitskräfte hervorgerufene Anteile erforderlich waren, wurden hierfür elektronischen Steuerkarten für eine langsame (d.h. nichtdynamische) zyklische Versuchsdurchführung mit einer Lastwechselzeit von einer bis mehreren Minuten bei Konstanthaltung der Maximal- und Minimallastwerte installiert und erprobt.

Es wurde nach einigen Vorversuchen ein wiederverwendbares Modell eines Pfahlabschnittes mit einem Durchmesser von 4,5 cm und einer Höhe von 21 cm aus einem rauhen, sandbeschichteten Aluminiumprofil verwendet. Das Modell wurde mittig im Versuchsbehälter von 30 cm Außendurchmesser fixiert und der Versuchsboden wurde mit der angestrebten Dichte von Hand schichtweise in den Ringraum um das Modell herum eingebaut.

Die Parameter Wassergehalt und Lagerungsdichte des eingebauten Bodens und die auf das eingebaute Bodenmaterial wirkende äußere Spannung aus Auflast sowie die auf das Modell wirkenden axialen Lasten oder Verschiebungen können hierbei variiert werden. Der Überlagerungsdruck kann mit Hilfe einer Sonderanfertigung eines pneumatischen Druckkissens an der oberen und/oder unteren Begrenzung des Bodenvolumens bis zu Drücken von 200 kN/m^2 erzeugt werden. In Bild 4.7 ist ein Schnitt durch die Belastungseinrichtung dargestellt.

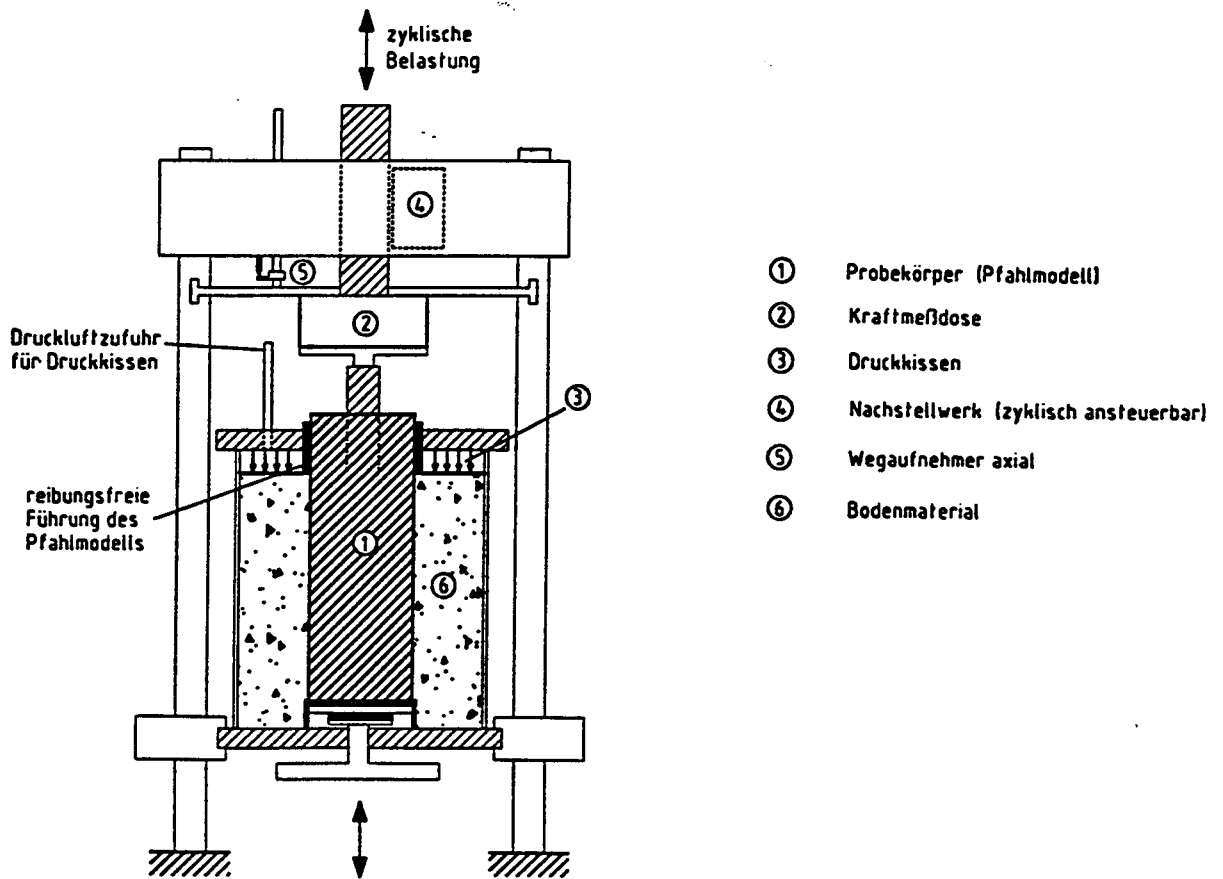


Bild 4.7 Belastungseinrichtung

Der Modellradius weist mit 22,5 mm genau ein Drittel des Radius der Pfähle des Großversuchs von i.M. 67,5 mm auf. Mit dem gewählten Überlagerungsdruck von 50 kN/m^2 wurde die Situation eines Pfahlelementes etwa in Pfahlmitte simuliert. Die Gründe hierfür waren die Überlegung, daß einerseits das Pfahlelement unterhalb der "maßgeblichen" Einbindetiefe (ca. 1 m bis 1,5 m) liegen sollte, andererseits im Großversuch auch hier die größten gemessenen Mantelreibungen aufgetreten waren. Die Übertragungsgesetze bestehen aufgrund der

Betrachtung eines Pfahlelements bei sonst als gleich angenommenen Boden- und Spannungsverhältnissen daher nur in der Auswirkung des unterschiedlichen Radius. Da die sich durch Dilatanz ergebende Änderung der Radialspannung $\Delta \sigma_r$ und proportional dazu auch der Mantelreibung nur vom Radius abhängt, gilt für elastisches Verhalten:

$$\Delta \sigma_r = f(E, \nu) * \Delta r / r \quad (6)$$

wobei die Volumenzunahme des Bodens in der Dilatationszone (Δr) unabhängig vom Pfahlradius r ist. Somit ergibt sich aus der Betrachtung des Dilatanzeinflusses ein Verhältnis der Spannungen von

$$\Delta \sigma_{r \text{ Pfahl}} / \Delta \sigma_{r \text{ modell}} = r_{\text{modell}} / r_{\text{Pfahl}} = 1 / 3 \quad (7)$$

$$\text{bzw. } \Delta \sigma_{r \text{ modell}} = 3 * \Delta \sigma_{r \text{ Pfahl}}$$

Unterstützt wird diese Überlegung seit Beginn der intensiven Untersuchung des Tragverhaltens insbesondere von Ankern durch die in zahlreichen Literaturstellen festgehaltene Beobachtung, daß Anker mit kleinerem Durchmesser unter sonst gleichen Bedingungen höhere Mantelreibungen aufweisen, vgl. z.B. OSTERMAYER (1975). Nicht sicher erscheint indes, bis zu welchen Unterschieden im Durchmesser diese Überlegung gilt.

Werden generelle Überlegungen zu den Übertragungsregeln bzw. Übertragungsmaßstäben bei Modellversuchen betrachtet, kann allgemein angenommen werden:

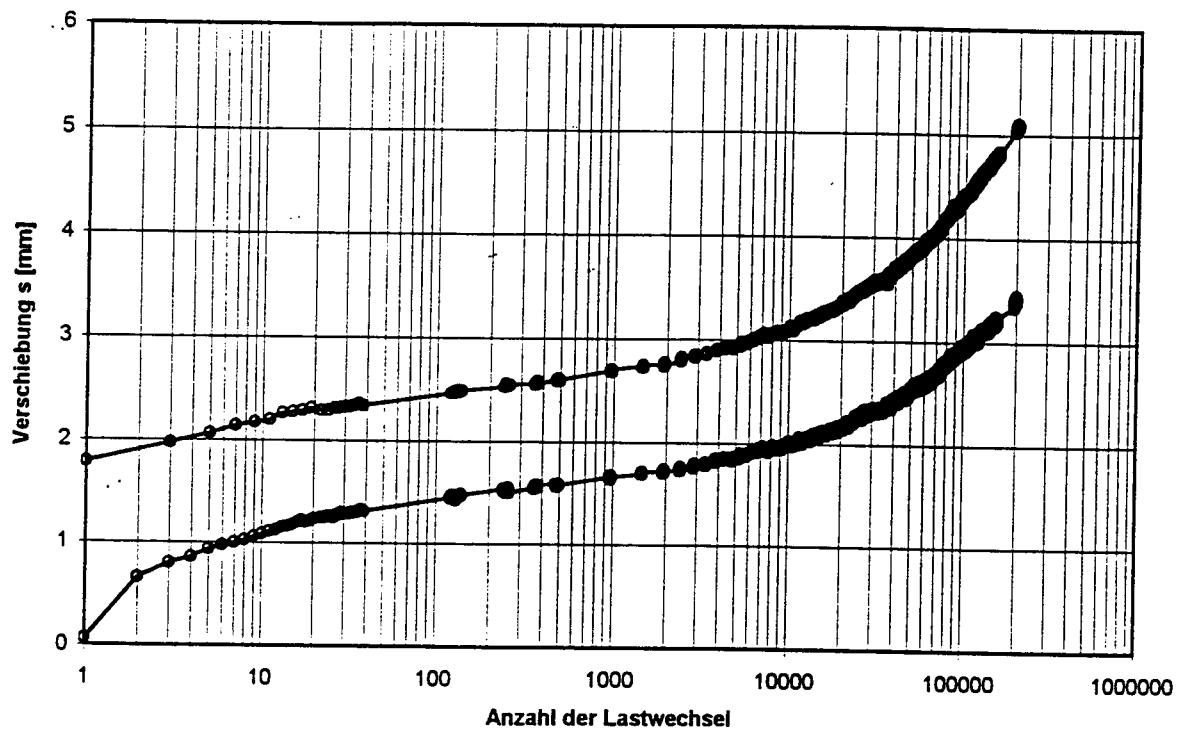
$$\tau_{\text{vergleich}} = \tau_{\text{Modell}} / \tau_{\text{Pfahl}} = F_M / A_M / F_{Pf} / A_{Pf} \quad (8)$$

woraus sich aufgrund der vorhandenen Geometrie

$$\tau_{\text{vergleich}} = 3 * F_M / F_{Pf}$$

ergibt. Das Verhältnis der Kräfte kann nur über Messungen unter Berücksichtigung des Längenmaßstabs bestimmt werden. Die Differenz zur tatsächlich errechenbaren Mantelreibung muß dann auf den o.g. Dilatanzeinfluß zurückgeführt werden.

Pfahl 10/1



Modell - Versuch 311

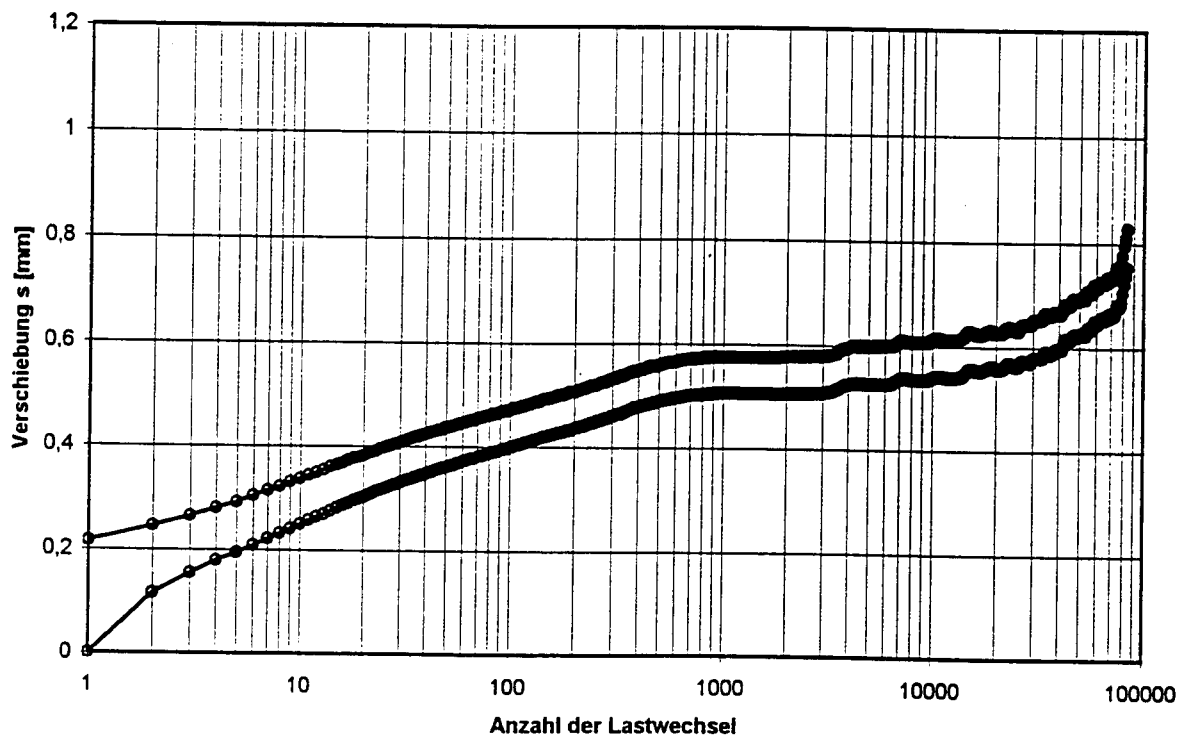


Bild 4.8 Ähnliche Entwicklung der Verschiebungsvorgänge bei Modell und Großversuch (hier Tendenz zum schrittweisen Versagen)

Der zwischen Modell und Großversuch in der Versuchsrube grundsätzlich ähnliche Versuchsablauf bzw. die Entwicklung der Verschiebung ist in Bild 4.8 dargestellt.

Einschränkend muß darauf hingewiesen werden, daß mit der geschaffenen Modelleinrichtung zunächst ausschließlich Schwelllasten gefahren werden können. Ein Umbau auf die Möglichkeit, Wechsellasten zu fahren, erscheint jedoch realisierbar.

4.5.1 Durchgeführtes Versuchsprogramm

Es waren ursprünglich insgesamt 9 Versuche geplant. Es zeigte sich jedoch sehr bald, daß allein für eine bestimmte Parameterkombination aus Wassergehalt und Einbaudichte ca. 5 bis 9 Versuche nötig waren, um einen ausreichenden Überblick über das Verschiebungsverhalten des Modells bzw. eine sichere Abgrenzung des Bereiches zwischen Versagen und Dauerverhalten zu gewinnen. Schließlich wurden 25 zyklische Dauerversuche gefahren. Dazu kamen außerdem noch 12 statische Versuche, die erforderlich waren, um die statischen Grenzlaster als Vergleichs- und Bezugswerte festlegen zu können.

Auf diese Weise wurden insgesamt 4 Parameterkombinationen untersucht, nämlich die Trockendichten von $\rho_d = 1,40 \text{ t/m}^3$ und $1,58 \text{ t/m}^3$ und damit kombiniert die Wassergehalte von $w = 5\%$ und 13% . Alle durchgeführten Versuche sind in den Tabellen in den Anlagen 4.7, Blatt 1 - 4 aufgeführt und außerdem sind die Versuchsverläufe als Verschiebung/log Lastwechsel - Diagramme in den Anlagen 4.8, Blatt 1- 4 graphisch dargestellt.

4.5.2 Ergebnisse der statischen Versuche

In den insgesamt 12 statischen Versuchen wurden die folgenden in Tabelle 4.6 zusammengefaßten Bruchlasten Q_{gz} und zugehörigen rechnerischen Mantelreibungen τ_F ermittelt:

stat. Versuch Nr.	Trockendichte ρ_d (t/m ³)	Wassergehalt w (%)	Bruchlast Q_{gz} (KN)	Mantelreibung τ_F (KN/m ²)
200, 205, 207	1,40	5	0,472	15,9
1, 11C	1,40	13	0,49	16,5
300, 306, 309	1,58	5	1,60	53,9
100, 120, 121	1,58	13	1,64	55,2

Tabelle 4.6 Bruchlasten Q_{gz} und zugehörige rechnerische Mantelreibungen τ_F aus 12 statischen Versuchen

Zunächst ist der Vergleich zu den Großversuchen in der Versuchsgrube ($\rho_d \sim 1,58$ t/m³, $w \sim 7,8\%$) von Interesse. Wie in Kap. 2.3.1 festgestellt, betrug die maximale gemessene Mantelreibung in den Pfahlabschnitten unterhalb der maßgeblichen Einbindetiefe (Tau2-3-4) bei den Zugpfählen 4 bzw. 6 beim Bruch 181 und 179 KN/m². Im entsprechenden Modellversuch wurden Mantelreibungen von 53,9 und 55,2 KN/m² ermittelt, was einem Verhältnis von 0,3 entspricht. Aus (8)

$$\tau_{\text{vergleich}} = 3 * F_M / F_{Pf}$$

ergibt sich mit den Meßwerten beim Bruch jedoch $\tau_{\text{vergleich}} = 3 * 1,6/45 = 0,107$

Nur die Berücksichtigung des o.g. Dilatanzeffekts mit einem zusätzlichen Faktor von etwa 3 kann das gemessene Verhältnis näherungsweise erklären. Für die weitere Auswertung der Modellversuche wurde aufgrund dieser Unsicherheit grundsätzlich das prozentuale Verhältnis "Lastspanne / Q_{Bezug} " verwendet.

Der Vergleich zu den im Labor durchgeführten Scherversuchen ist, wie oben beschrieben, schwierig. Der einzige Versuch, der eine Spannungsspur mit veränderlichem und einen peak aufweisenden $\tau - \sigma$ - Verlauf liefert, ist der Erstbelastungsast des Wiener Routine Scherversuchs. Hier wurden bei der Dichte von $\rho_d \sim 1,58$ t/m³ für vier Wassergehalte durchaus unterschiedliche Scherspannungen ermittelt, so daß eine Interpolation erforderlich wird. Hiernach ergibt sich für die Verhältnisse der Versuchsgrube ein $\tau_{f,\text{peak}}$ von ca. 180 kN/m². Dieser Wert aus einem "ebenen" Laborversuch paßt ausgesprochen gut zu den Werten der Großversuche, nicht jedoch zu den Modellversuchen.

4.5.3 Ergebnisse der zyklischen Versuche

Die Lastspannen der durchgeführten zyklischen Dauerversuche wurden so gewählt, daß auf jeden Fall die Versagensgrenze einer Parameterkombination eingegrenzt werden konnte.

Die Lastspanne wurde wie bei den Großversuchen auf die 2-fache Zuggrenzlast bezogen. In Tabelle 4.7 und Bild 4.9 und Bild 4.10 ist eine Gruppe von Versuchen mit gleichen Einbauparametern als Tabelle, als Verschiebung/log Lastwechsel - Diagramm und - wie bei den Großversuchen - in der doppellogarithmischen Darstellung der Verschiebungsrate /Anzahl der Lastwechsel dargestellt. Letztere Auswertung wurde analog den Großversuchen vorgenommen, gelang jedoch nicht für alle Versuche und teilweise waren erheblich größere Streuungen und schlechtere Bestimmtheitsmaße zu verzeichnen.

Vers.Nr.	201	202	204	206	208
w (%)	5,2	5,2	5,2	5,2	5,2
ρ_d (t/m ³)	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
Zyklische Lastspanne in KN und % von Q_{Bezug}	0,425 45%	0,35 37%	0,25 26%	0,32 34%	0,36 38%
Anzahl der erreichten Lastwechsel	7	1638	894	4135	61
Max. Verschiebung	3,98	1,26	0,21	0,58	3,39
Versagen erreicht	ja	nein	nein	nein	ja

Tabelle 4.7 Durchgeführte Versuche bei einer Parameterkombination
(w = 5,2% und $\rho_d = 1,40$ t/m³)

Alle Zyklischen Modellversuche wurden solange gefahren, bis entweder der Bruch oder ein auch unter Einbeziehung des Kriteriums der Verschiebungsrate als "beruhigt" angesehener Zustand erreicht war. Das Kriteriums der Verschiebungsrate, entwickelt aus den Ergebnissen der Großversuche vgl. Kap 2.2, erwies sich als nützliches Hilfsmittel, insbesondere auch unter dem Aspekt des Zeitdruckes zur Einsparung überflüssiger Versuchszeiten. Bei allen

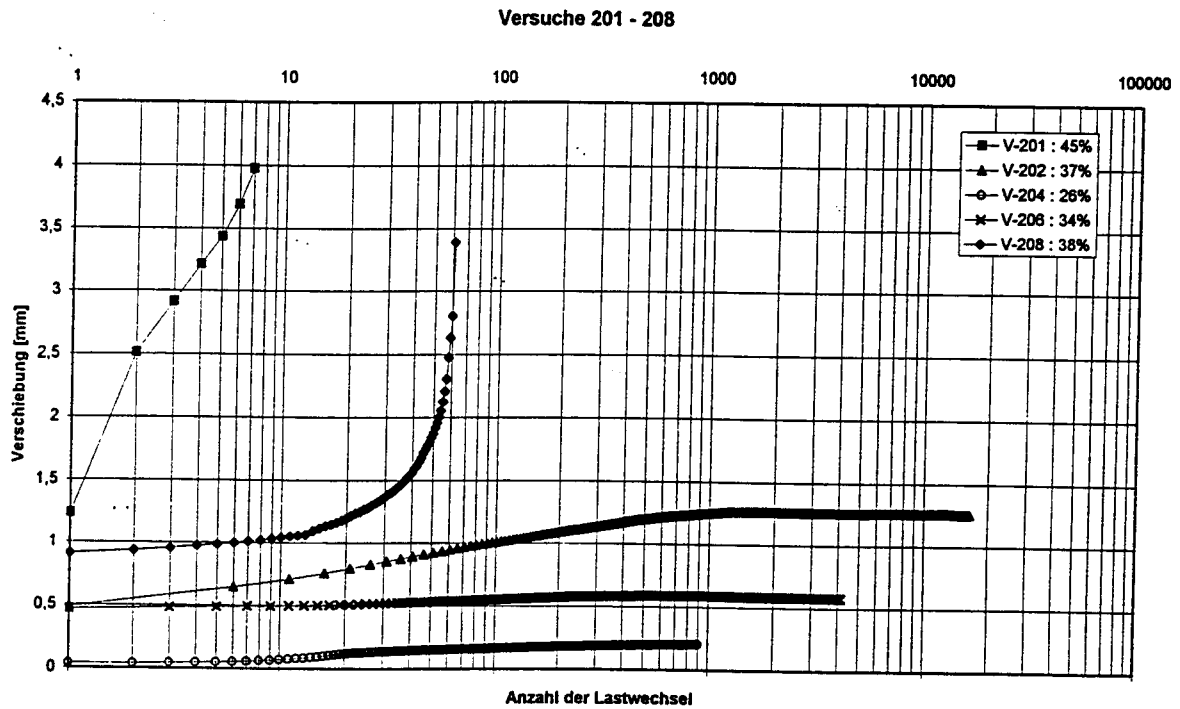


Bild 4.9 Halblogarithmische Darstellung der Verschiebung / Anzahl der Lastwechsel

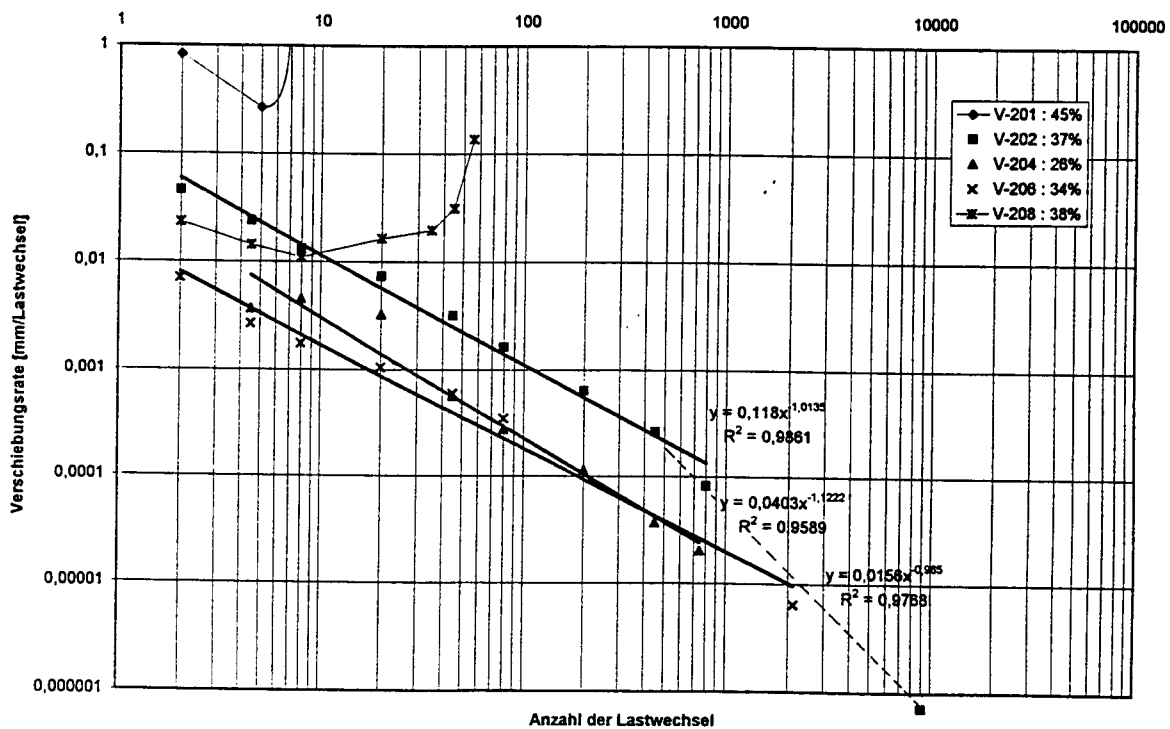


Bild 4.10 Doppellogarithmische Darstellung der Verschiebungsrate / Anzahl der Lastwechsel

Versuchen fiel auf, daß die Grenze zwischen Versagen und Nichtversagen im Vergleich zu den Großversuchen relativ scharf ausgeprägt war.

Es ergaben sich in der Auswertung folgende, in Tabelle 4.8 zusammengefaßten

Versagensgrenzen:

Versuch Nr.	Trockendichte ρ_d (t/m^3)	Wassergehalt w (%)	Bruchlast Q_{gz} (statisch) (KN)	Lastspanne der Versagensgrenze in KN und % von $Q_{Bezug} = 2Q_{gz}$
200 bis 208	1,40	5	0,472	0,35 kN 37%
1 bis 11C	1,40	13	0,49	0,33 kN 34%
300 bis 311	1,58	5	1,60	1,08 kN 34%
100 bis 121	1,58	13	1,64	1,09 kN 33%

Tabelle 4.8 Versagensgrenzen bei den zyklischen Versuchen

Wie die Auswertung zeigt, schwankt zwar in Abhängigkeit von den Bodenparametern der absolute Lastbereich der Versagensgrenze erheblich, aber der prozentual auf die Bezugslast Q_{Bezug} bezogene Wert liegt in engen Grenzen von 33 bis 37 % von Q_{Bezug} (bzw. 66% und 74% Q_{gz}). Er liegt bei geringeren Dichten prozentual geringfügig höher und fällt mit zunehmendem Wassergehalt leicht ab.

Diese Erkenntnis unterstützt erstens Konzepte, die die zyklischen Grenzen mehr oder weniger unabhängig von den Bodeneinbauparametern prozentual auf statische Versuchs- bzw.

Grenzwerte beziehen. Darüberhinaus bestätigen diese Ergebnisse exakt diejenigen aus den Großversuchen, bei denen ab Lastspannen von 37 % von Q_{Bezug} Versagen aufgetreten ist (Pfahlversuch 5/1). Auch die früher abgeleiteten Erkenntnisse, denen zufolge mit diesen höheren Lastspannen lediglich Lastwechselzahlen zwischen 100 bis wenigen tausend vor dem Versagen erreichbar sind, haben sich in den Modellversuchen bestätigt.

Die Formulierung einer Versagensgrenze entspricht etwa dem aus der Literatur (z.B. TURNER J.P.; KULHAWY F. H. 1990) bekannten Konzept eines "critical level of repeated loading = CLRL". Die hier genannten Versagensgrenzen stimmen mit den von KULHAWY aufgrund von Modellversuchen genannten annähernd überein.

Neben den Versuchen am Sand wurde auch ein erster Dauerversuch an dem bindigen Bodenmaterial "Kriebergschluff" durchgeführt. Bei einem Wassergehalt von 13 % und einer Dichte von $\rho_d = 1,72 \text{ (t/m}^3\text{)}$ wurde eine statische Bruchlast von 34,9 kN erreicht. Im zyklischen Dauerversuch mit einer Lastspanne von 20 kN ($= 28 \% Q_{\text{Bezug}}$) wurde bei einer Lastwechselzahl von 22583 und einer Gesamtverschiebung von 0,233 mm kein Versagen erreicht.

5 Schlußfolgerungen

Die im Rahmen der früheren Forschungsarbeiten durchgeführten Großversuche deckten nur einen kleinen Bereich der in der Praxis vorkommenden Möglichkeiten ab. Aus den Ergebnissen dieser Versuche wurden für die zugrundeliegenden Verhältnisse "zulässige Lastspannen" formuliert.

Bei Pfählen in mitteldicht gelagerten Sanden über dem Grundwasser wurde die "zulässige Lastspanne" aus Schwell- oder Wechsellasten als **Anteil der zulässigen statischen Zugbelastung** angegeben. Die zulässige statische Zugbelastung $zul Q_z$ ist relativ einfach nach DIN 1054 aus statischen Zug-Probebelastungen zu ermitteln oder aus Erfahrungswerten (z.B. aus DIN 4014) abzuschätzen.

In Abhängigkeit von der zu erwartenden Lastwechselzahl wurden seinerzeit folgende zulässige Lastspannen angegeben:

zu erwartende zulässige Lastwechselzahl	Lastspanne
1	1,00 $zul Q_z$ ($\sim 0,50 Q_{gz}$)
100	0,80 $zul Q_z$ ($\sim 0,40 Q_{gz}$)
10.000	0,68 $zul Q_z$ ($\sim 0,34 Q_{gz}$)
100.000	0,56 $zul Q_z$ ($\sim 0,28 Q_{gz}$)
1.000.000 und mehr	0,40 $zul Q_z$ ($\sim 0,20 Q_{gz}$)

In der erweiterten Auswertung der früheren Großversuche in Kap.2 dieses Berichts wird gezeigt, daß die Schwell- und Wechselbelastungsversuche durchaus in Analogie zu der von Kriechversuchen bekannten Methode ausgewertet werden können. Ein entsprechender Potenzansatz wird vorgestellt und damit die Möglichkeit einer genauen rechnerischen Nachbildung der bei den Schwelllastversuchen gemessenen Verschiebungsverläufe demonstriert (Bild 2.5).

Darüberhinaus können auf diese Weise Prognoseberechnungen für das Erreichen einer bestimmten Verschiebung, z.B. 10 mm, was mit dem Versagen einer Konstruktion gleichzusetzen wäre, durchgeführt werden (Bild 2.5 und 2.6).

Außerdem wird im vorliegenden Bericht dargestellt, daß auch aus statischen Probelastungen und Erfahrungswerten Parameter für den Potenzansatz abgeleitet werden können, mit denen der Verschiebungsverlauf von **Schwellastversuchen** in guter Näherung vorhergesagt werden kann (Bild 2.11).

Bei **Wechselastversuchen** wurde auch für niedrige Lastspannen nach einer großen Anzahl von Lastwechseln eine Wiederzunahme der Verschiebungsrate beobachtet, was letztlich zum Eintreten des Versagens führt. Für **Wechselastversuche** wird eine Abschätzung derjenigen Lastspanne angegeben, bei der die minimale Verschiebungsrate gegen Null geht und der Wechselastversuch somit auch auf unbegrenzte Dauer nicht versagen würde ("Dauerfestigkeit" = mögliche Wechselastspanne für unbegrenzte Belastungsdauer). Sie liegt erwartungsgemäß sehr niedrig und kann mit etwa 10 % (von Q_{Bezug}) abgeschätzt werden, vgl. Bild 2.9.

Neben der erweiterten Auswertung der früheren Großversuche war der Zweck des aktuellen Forschungsvorhabens zunächst die Klärung der Frage, ob für unterschiedliche Bodenverhältnisse auch aus Laborversuchen die Bestimmung eines derartigen **Anteils der zulässigen statischen Zugbelastung** als Bezugsgröße für Sicherheit bei zyklischer Beanspruchung abgeleitet werden kann. Da die standardmäßigen Scherversuche (Direkter Rahmenscherversuch, Triaxialversuch) statische Versuche sind, die außerdem die am Pfahl vorliegenden

Spannungsverhältnisse nur eingeschränkt richtig wiedergeben, konnte dies nur auf dem Weg eines Vergleichs zwischen den Winkeln der Restscherfestigkeit und des peak- Werts versucht werden.

Die Ergebnisse der standardmäßigen Scherversuche zeigen jedoch, daß das auf diese Weise gefundene Verhältnis die bei den zyklischen Großversuchen gefundenen Ergebnisse **nicht** zutreffend beschreibt. Das bedeutet, die Ermittlung der Restscherfestigkeit in statischen Laborversuchen reicht nicht aus, den vollen Umfang der Abminderung der Tragfähigkeit unter zyklischer Belastung zu beschreiben.

Auch die sog. Wiener-Routine-Scherversuche führten im Hinblick auf die zyklische Tragfähigkeit zu keiner treffenderen Aussage.

Der Vergleich zeigt also, daß der Winkel der Restscherfestigkeit im statischen Laborversuch allein noch kein sicherer Anhalt für die zu erwartende Abminderung der Tragfähigkeit unter zyklischer Dauerbelastung ist. Hier ist von weiteren Einflüssen, in erster Linie sicher von der allmählichen Verminderung der Radialspannungen infolge Abbau des Dilatationseffektes, auszugehen. Dieser Einfluß konnte im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens nicht untersucht werden.

Wie in Tabelle 5.1 zusammenfassend dargestellt ist, entsprach das aus der Auswertung der Laborversuche ermittelte Verhältnis des Winkels der Restscherfestigkeit zu peak-Wert auch nicht dem Verhältnis der Tragfähigkeiten der durchgeführten **Modellversuche**.

Versuchsboden Sand	bei lockerer Lagerung	bei mitteldichter und dichter Lagerung
Direkter (Rahmen-) Scherversuch (ϕ_{rest}/ϕ_{peak})	1,0	bis 0,75
Wiener Routine Scherversuch (ϕ_{rest}/ϕ_{peak})	1,07	bis 0,85
Modellversuche (Tragfähigkeit zyklisch /statisch)	0,74 und 0,68	0,66 und 0,68

Tabelle 5.1 Das aus der Auswertung der Laborversuche und in den Modellversuchen ermittelte Verhältnis ϕ_{rest}/ϕ_{peak} bzw. Tragfähigkeit zyklisch /statisch

Im Gegensatz zu den standardmäßigen Scherversuchen konnten mit den Modellversuchen sehr gut mit den Großversuchen vergleichbare Ergebnisse erzielt werden. Hierbei konnten auch die Versagensgrenzen prozentual bezogen auf die statischen Grenzlasten in zyklischen Dauerversuchen reproduziert und auf andere Parameterkombinationen an einem Sand mit unterschiedlichen Lagerungsdichten (locker, mitteldicht, dicht) bei verschiedenen Wassergehalten unterhalb und bis einschließlich des Proctorwassergehalts ausgedehnt werden.

Zusammenfassend kann hieraus festgestellt werden, daß die seinerzeit angegebenen "zulässigen Lastspannen" in Zuordnung zu der zu erwartenden zulässigen Lastwechselzahl sowohl unter Einbeziehung der Prognoserechnungen aus der erweiterten Auswertung der früheren Großversuche sowie auch der Ergebnisse der Modellversuche aufrecht erhalten werden können.

Sie können darüberhinaus nach den Ergebnissen des vorliegenden Forschungsvorhabens erweitert angewendet werden auf Sandböden in lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung bei Wassergehalten bis zum Proctorwassergehalt.

Durch die neuen Versuch noch nicht abgesichert sind sie bei sehr lockerer und sehr dichter Lagerung und bei Wassergehalten oberhalb des Proctorwertes.

Sie entsprechen im Vergleich nicht genau dem sog. "critical level of repeated loading", oft kurz als "CLRL" bezeichneten Konzept (z.B. von TURNER J.P./ KULHAWY F.H.(1990). Dort wird die Anzahl der Lastwechsel nicht in der gleichen Weise gewichtet, von der Größenordnung der zulässigen "level" her ergibt sich jedoch eine teilweise gute Übereinstimmung besonders für Sicherheitsbeiwerte für hohe Lastwechselzahlen.

Ein weiterer Vergleich mit Hilfe des in der Literatur mehrfach vorgestellten Diagramms ("Interaction Diagram" der NGI-Veröffentlichungen, "Cyclic Stability Diagram" nach POULOS) ist in Bild 5.1 dargestellt. In diesem Diagramm wird die zyklische Lastspanne und der Mittelwert der Lastspanne jeweils durch Bezug auf die Grenzlast normalisiert und als x- und y- Achse aufgetragen. Die Belastungssituation eines Versuchs kann in der Weise dargestellt werden, daß jeder Versuch als Punkt abgebildet wird. Die Punkte der Großversuche, die zu einem tatsächlich erreichten Versagen geführt haben, sind gekennzeichnet. Sie weisen eine Lastspanne von größer 37 % auf. Für die Versuchspunkte zwischen 24% und 37% wurde in Kap. 2.2.2 eine rechnerische Prognose für die erforderliche Anzahl von Lastwechseln bis zum "Versagen" abgeleitet.

Insgesamt passen die eigenen Versuchspunkte zu den genannten Literaturergebnissen, wobei sie von den erreichten Lastwechselzahlen weit darüber hinausgehen.

Wie weiterhin eingetragen ist, bilden die vorgeschlagenen eigenen "zulässigen Lastspannen" horizontale Bereiche in diesem Diagramm (Bild 5.1). Nicht ausdrücklich berücksichtigt ist

bisher die Tatsache, daß hierbei der Maximalwert der zyklischen Lastspanne den statisch zulässigen Wert $zulQ_z$ überschreiten kann.

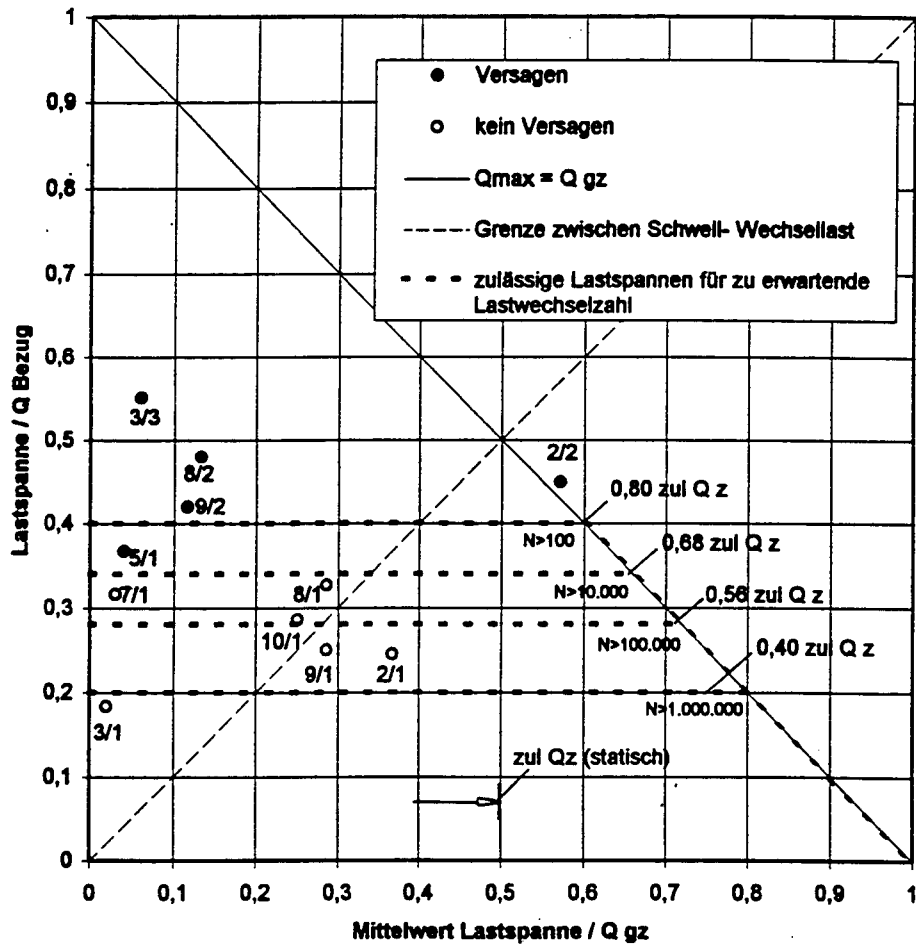


Bild 5.1 Vergleichsdiagramm der Versuchspunkte der Großversuche

Lasten (Lastspanne und Mittelwert) normalisiert bezüglich Grenzlast

Die NGI-Veröffentlichungen (Probelastungen in bindigen Böden) schlagen hier gekrümmte Linien vor (vgl. Bild 3.1, S.37), offenbar um ein zu nahes Heranrücken des Maximalwertes der Lastspanne an die Grenzlast zu verhindern. Hierfür liegt bis jetzt keine eigene versuchstechnische Erfahrung vor, während in den NGI-Berichten mehrere Versager-Versuche in dieser Zone aufgeführt werden. Diese Ergebnisse erscheinen bei einem Vergleich mit dem statischen Sicherheitskonzept auch vollkommen plausibel.

Zusätzlich zu den bereits vorgeschlagenen o.g. "zulässigen Lastspannen" wird für den praktischen Gebrauch weiterhin empfohlen, daß der Maximalwert der zyklischen Lastspanne den statisch zulässigen Wert $zulQ_z$ nicht überschreiten sollte. Dieser Gesichtspunkt müßte bei weiteren Untersuchungen überprüft werden.

In Bild 5.2 sind auch die Modellversuchsergebnisse in dieser Darstellung als Punkte markiert. Sie unterstützen die bisherigen Erkenntnisse und das bisherige Sicherheitskonzept und können in dieselbe Darstellung einbezogen werden. Auch einige Modellversuchsergebnisse weisen auf die Notwendigkeit hin, den Maximalwert der zyklischen Lastspanne wie bei den Großversuchen auf den statisch zulässigen Maximalwert zu begrenzen.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß in der vorliegenden Forschungsarbeit weitere wichtige Erkenntnisse zum Verhalten von Verpreßpfählen unter zyklischer Dauerbelastung gewonnen wurden. Die in die durchgeführten Standardlaborversuche gesetzten Hoffungen konnten nicht im erwarteten Umfang erfüllt werden. Dies scheint teilweise auch gerätebedingt zu sein, möglicherweise führen die weiteren geplanten Verbesserungen besonders des Direkten Rahmenscherversuchs zu treffenderen Ergebnissen. Von anderen Laborversuchen

ist der in der NGI-Literatur positiv bewertete "simple shear test" besonders hervorzuheben, allerdings ist dieses Gerät in Deutschland kaum verbreitet.

Die Modellversuche in Sanden mit unterschiedlicher Lagerungsdichte hingegen brachten direkt vergleichbare Ergebnisse, so daß diese Versuchstechnik für weitere Untersuchungen geeignet erscheint.

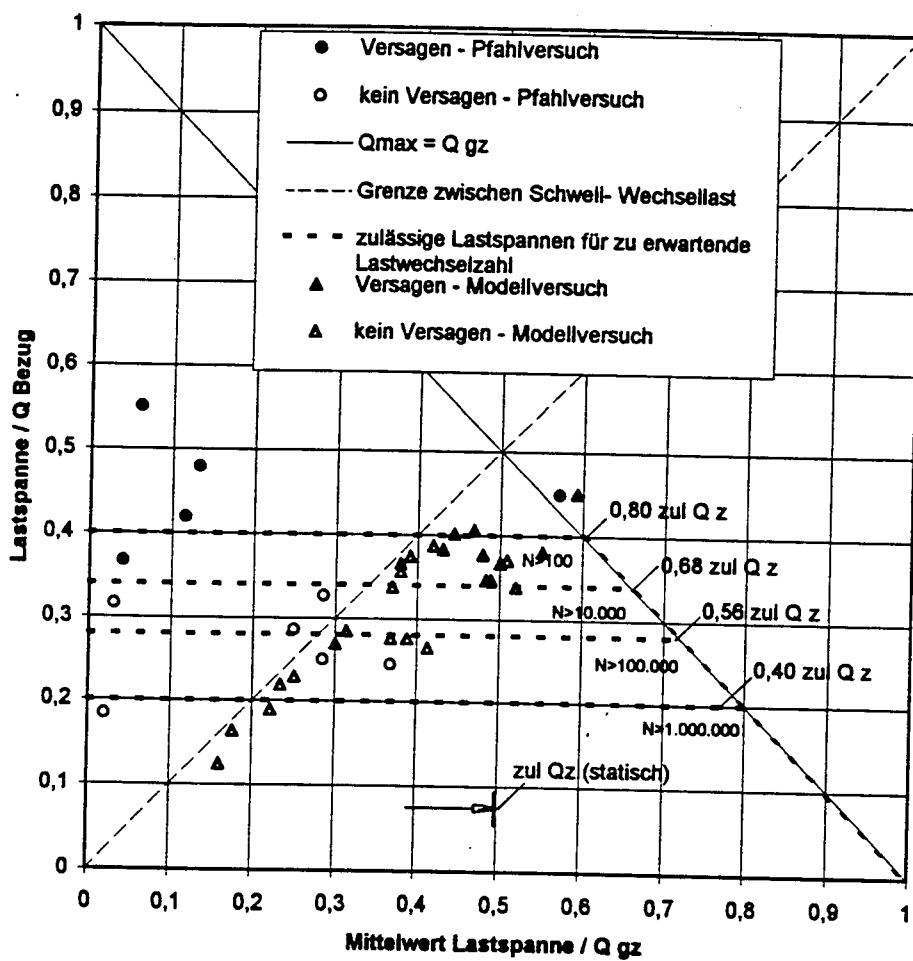


Bild 5.2 Vergleichsdiagramm der Versuchspunkte der Großversuche und Modellversuche Lasten (Lastspanne und Mittelwert) normalisiert bezüglich Grenzlast

Für weitere Untersuchungen werden folgende Vorschläge gemacht:

In **Sanden** sollten vorrangig vor allem höhere Wassergehalte deutlich über dem Proctorwert bis hin zum gesättigten Zustand untersucht werden. Hier wird aufgrund der wenigen vorliegenden Versuchsergebnisse eine gravierende Abnahme der Tragfähigkeiten erwartet. Im Hinblick auf die Lagerungsdichte scheinen die zyklischen Tragfähigkeiten dagegen prozentual bezogen auf die jeweiligen statischen Grenztragfähigkeiten nicht gravierend unterschiedlich zu sein.

Auch die Frage der Begrenzung des Maximalwerts der zyklischen Lastspanne sollte nochmals untersucht werden.

Bei **bindigen Böden** deuten die Erkenntnisse aus der Literatur darauf hin, daß zumindest in steifen und halbfesten bindigen Böden ein den "zulässigen Lastspannen" von Sanden ganz ähnliches Konzept möglich ist. Der durchgeführte Tastversuch an einem bindigen Boden fügt sich außerdem gut in das NGI-Diagramm (Versuche an bindigen Böden) ein und führte bei einer Lastspanne von 28% von Q_{Bezug} nicht zum Versagen. Es wird daher ähnlich wie beim Sand auch bei bindigem Boden eine deutlich höhere Lastspanne für Versagen innerhalb von wenigen Zyklen bzw. eine Korrelation zwischen Anzahl der Zyklen und zulässiger Lastspanne erwartet. Weitere Versuchsreihen in bindigen Böden werden empfohlen, sie sollten bei mindestens 3 verschiedenen Wassergehalten in den Konsistenzbereichen weich, steif und halbfest durchgeführt werden.

6 Stand der erbrachten Leistungen

Im Rahmen des vorgesehenen Forschungsvorhabens sind Versuche und Untersuchungen durchgeführt worden, die in der folgenden Tabelle zusammengefaßt dargestellt werden. Gleichzeitig sind die davon erbrachten Leistungen bzw. prozentuale Anteile davon aufgeführt:

vorgesehen	durchgeführt	Anteil
Literaturüberblick Literaturauswertungen	ja	100%
Ergänzende Auswertung der vorhandenen Versuchsergebnisse	ja	100%
Umbau eines a) Rahmenschergeräts b) Dauerprüfstandes für zyklische Versuche sowie Erprobung der Prüfstände, Aufbau einer Steuerungs- und Datenerfassungsanlage	vollständig vollständig	100% 100%
9 Direkte (Rahmen-) Scherversuche	11	120%
9 zyklische Scherversuche (in Anlehnung an den "Wiener Routinescherversuch")	11	120%
9 Triaxialversuche (Ø100mm) als Elementversuche mit ausgeschalteter Endflächenreibung und Messung der Volumenänderung	9	100%
9 zyklische Dauerscherversuche (Sonderversuche mit Modellcharakter) bis zu 100.000 Lastwechsel	21	230%
Auswertung und Berichterstellung	ja	100%
GESAMT		> 100%

Literatur:

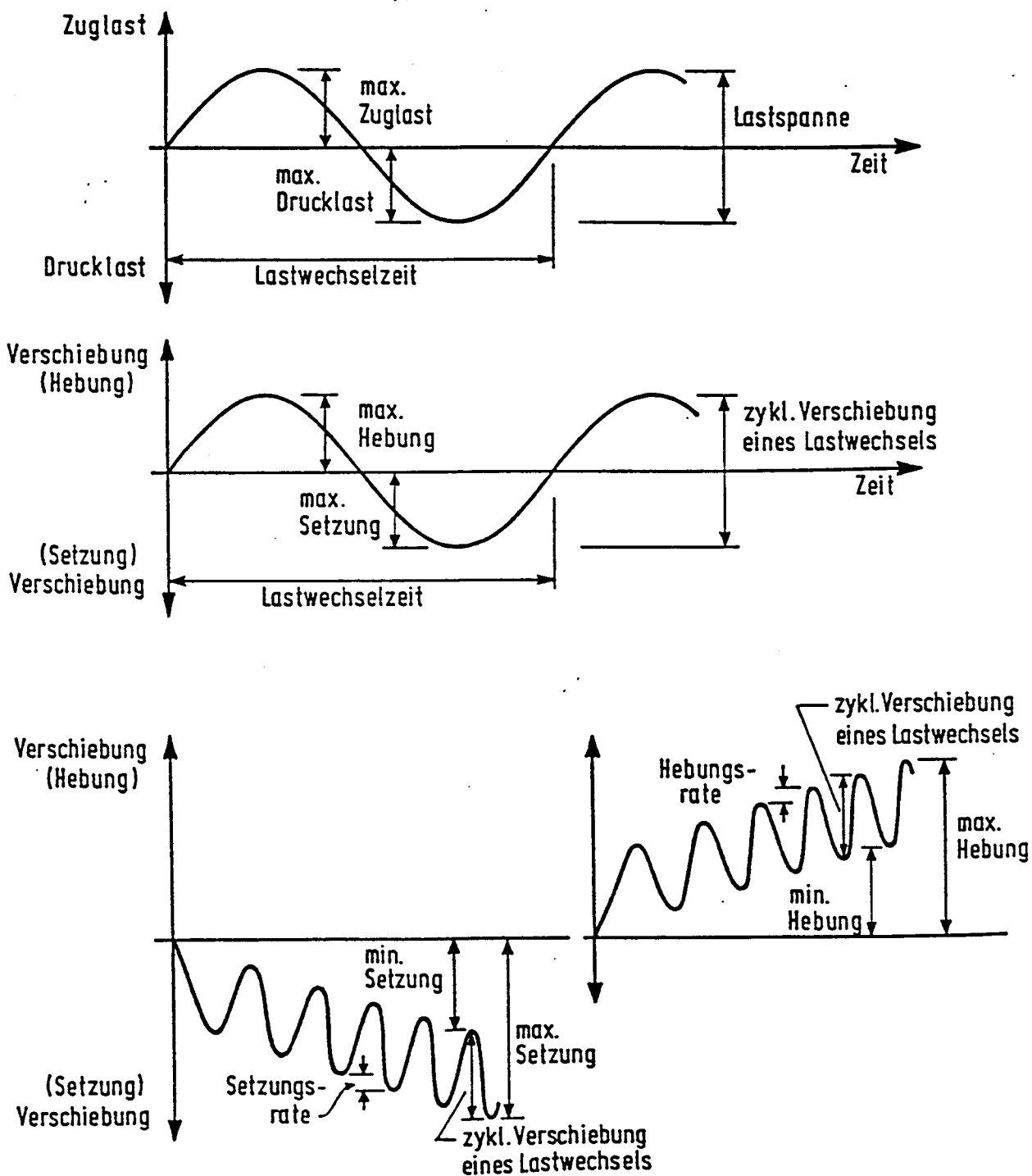
- BEA R.G. (1992) Pile Capacity for Axial Cyclic Loading, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 118, No. 1, January 1992
- FLOSS R; WÄLZEL E.; OSTERMAYER H.(1990) Bestimmung der Langzeitfestigkeit von Böschungen, Schlußbericht zum Forschungsvorhaben FA 5.069 G 80 M im Auftrag des Bundesministers für Verkehr
- FRANKE E.(1992) Grundbauwerke Kap. 3.3 "Pfähle", Grundbautaschenbuch, 4. Auflage, Teil 3, S. 173 ff., Verlag Ernst und Sohn
- GRUBER N.; KORECK H.-W.; SCHWARZ P. (1985) Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle, Schriftenreihe Heft 5 Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Hrsg. Prof. Dr.-Ing. Floss
- HYDE A.F.L. ; BROWN S.F. (1976) The plastic deformation of a silty clay under creep and repeated loading, Geotechnique Vol. XXVI, Nr.1, March 1976
- HODJERA B.(1979) Das Verhalten von Böden unter dynamischer Dauerbelastung, Geotechnik, Jahrgang 2 (1979) Heft 2, S. 84ff.
- JELINEK R.; SCHEELE F. (1978) Das Kriechverhalten von Verpreßankern, Forschungsbericht der vom Bundesministerium für Verkehr geförderten Forschungsarbeit (FA.15.006 S 73 B)
- KARLSRUD K. /HAUGEN T. (1986) Behaviour of Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Results of Field Model Tests, NGI-Publ. Nr. 166
- KARLSRUD K./ NADIM F./HAUGEN T.(1987) Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Field Tests and Computational Modelling, NGI-Publ. Nr. 169
- KARLSRUD K./KALSNES B./NOWACKI F. (1992) Response of Piles in soft Clay and Silt Deposits to static and Cyclic Axial Loading based on recent instrumented Pile load Tests, NGI-Publ. Nr. 188
- LASHINE A.K.F.(1973) Deformation characteristics of a silty clay under repeated loading, Proc. 8. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Moskau, Vol. 1.1, pp. 237
- OSTERMAYER (1975) Costruction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors, Conf. Diaphragm walls and anchorages, London 1975, pp.141.
- OSTERMAYER H.; WERNER H.-U. (1972) Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik, Baugrundtagung 1972 Stuttgart

- POULOS H.G. (1989) Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 115, No. 6, June 1989
- POULOS H.G. (1988) Cyclic Stability Diagram for axially loaded Piles. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 114, No. 8, August 1988
- LEE C.Y.; POULOS H.G. (1991) Tests on Model Instrumented Grouted Piles in Offshore Calcareous Soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Vol. 117, No.11, Nov. 1991
- SCHEELE F. (1982) Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigen Böden, Heft 1 der Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik TU München
- SINGH A.; MITCHELL J.K.(1969) Creep potential and creep rupture of soils, Proc. 7. Int Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Mexiko vol. 1, pp. 379ff.
- TROCHANIS. A. M.; BIELAK J.; CHRISTIANO P.P.(1987) Hysteretic Dissipation of Piles under cyclic load, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 113, No. 4, April 1987
- TURNER J.P./ KULHAWY F.H.(1990) Drained uplift capacity of drilled shafts under repeated axial loading, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 116, No. 3, March 1990
- TURNER J.P. / KULHAWY F.H.(1987) Prediction of drilled shaft displacements under repeated axial loads, Conf. Prediction and Performance in Geotechnical Eng., Calgary 1987
- WERNICK E. (1978) Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens, Heft 75 der Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, TU Karlsruhe
- LEHANE B.M. ;JARDINE R.J. ; BONDA.J. ; R. FRANK (1993) Mechanisms of Shaft Friction in Sand from Instrumented Pile Tests, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 119, No. 1, January 1993

Verzeichnis der Anlagen 2.1 bis 4.9 (72 Blatt)

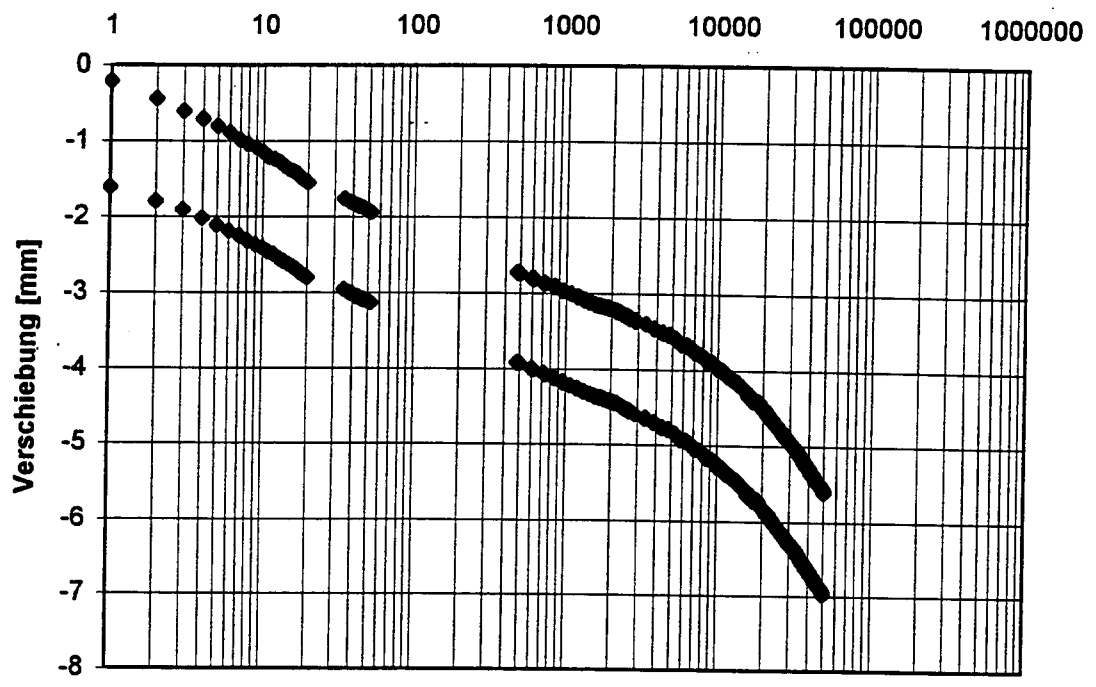
- Anlage 2.1 Begriffe wie Lastwechselzeit, Lastspanne, Verschiebungsrate
- 2.2 Blatt 1 - 4, Verschiebung und Verschiebungsraten Schwellastversuche
- 2.3 Blatt 1 - 6, Verschiebung und Verschiebungsraten Wechsellastversuche
- 2.4 Blatt 1 - 2, Verschiebungsgeschwindigkeit statischer Probelastungen
- 2.5 Auswertung von Kriechversuchen aus JELINEK R.;
SCHEELE F. (1978)
- 2.6 Blatt 1 - 4, Vergleichsrechnung für das Verschiebungsverhalten
der Versuche 2/2, 8/1, 9/1 und 10/1
- 2.7 Blatt 1 - 2, DMS-Meßwerte statischer Probelastungen
- 2.8 Blatt 1 - 2, Mantelreibung statischer Probelastungen
- 2.9 Blatt 1 - 4, Mantelreibung zyklischer Probelastungen
- 3.1 Blatt 1 - 18, Literaturlauswertung
- 4.1 Kornverteilungskurven Sand
- 4.2 Kornverteilungskurve Schluff
- 4.3 Blatt 1 - 2, Proctor-Versuche Sand
- 4.4 Blatt 1 - 4, Bsp. für Auswertung Rahmenscherversuche
- 4.5 Blatt 1 - 4, Beispiel für Auswertung "Wiener Routine - Scherversuch"
- 4.6 Blatt 1 - 4, Beispiel für Auswertung Triaxialversuche
- 4.7 Blatt 1 - 4, Tabelle der durchgeführten Modellversuche
- 4.8 Blatt 1 - 4, Verschiebung/log Lastwechsel - Diagramme Modellversuche
- 4.9 Blatt 1 - 4, Verschiebungsrate/log Lastwechsel - Diagramme Modellversuche

Begriffe



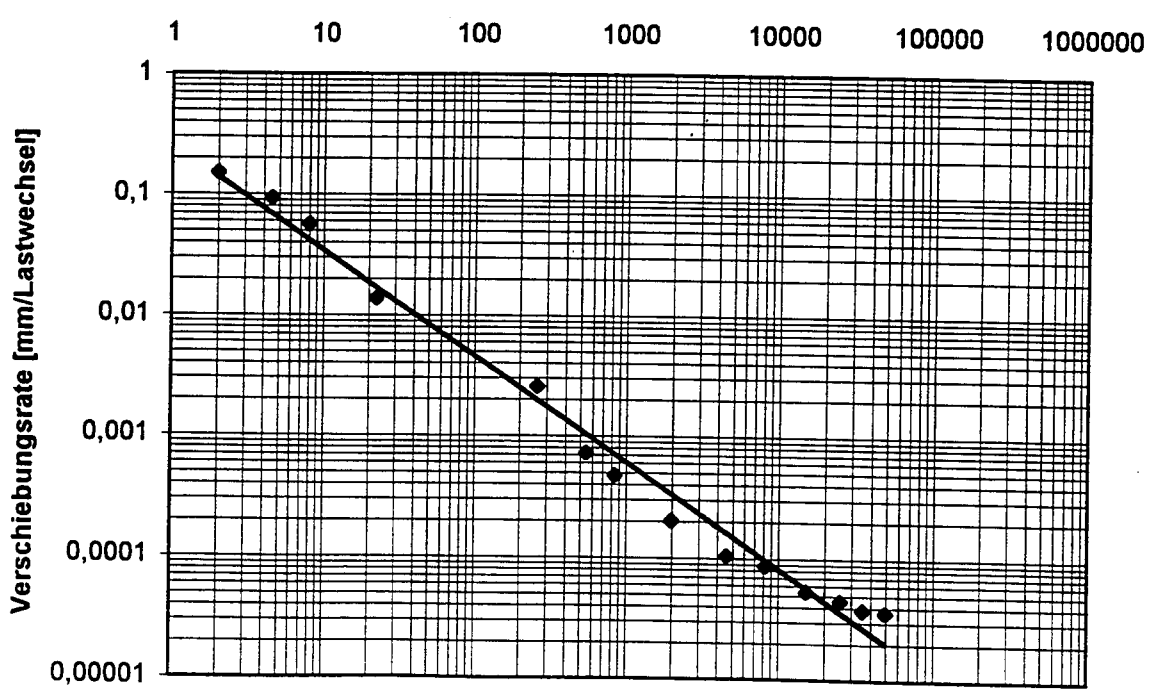
Verschiebung und Verschiebungsrate
Schwellbelastung Pfahl 2/2

Pfahl 2/2



Anzahl der Lastwechsel

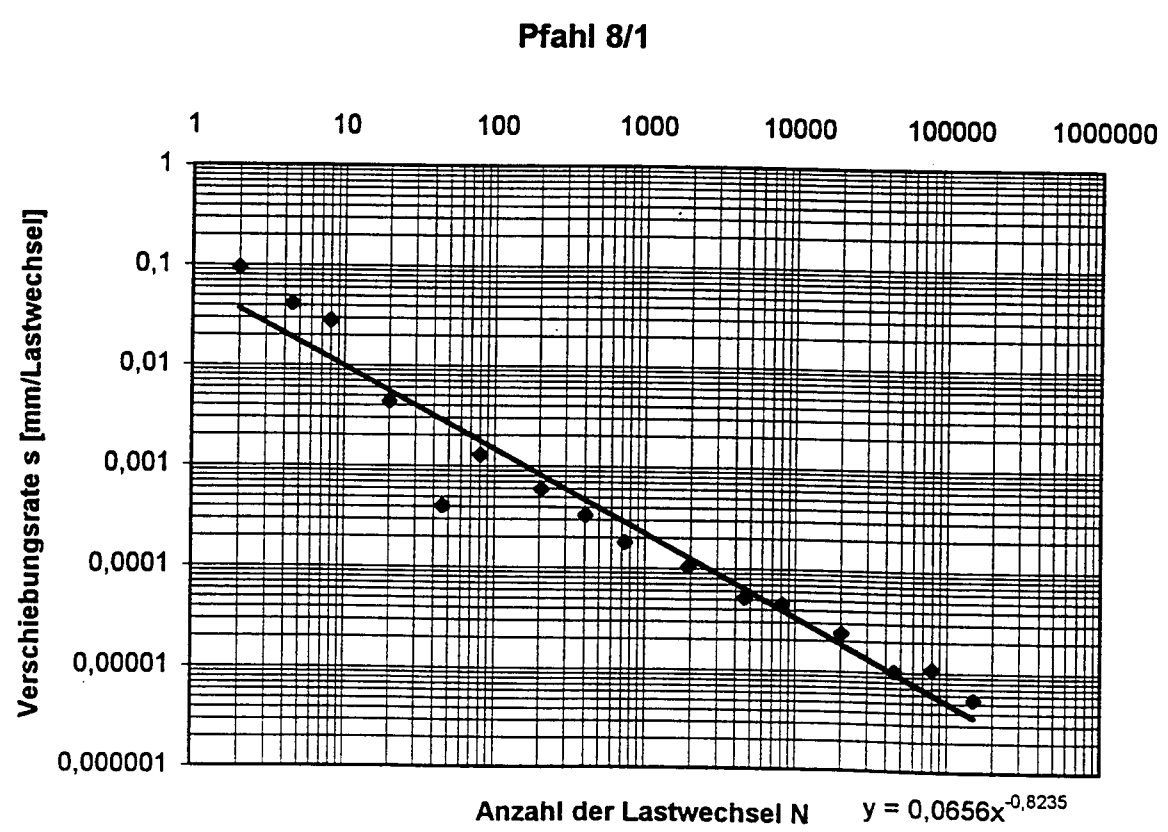
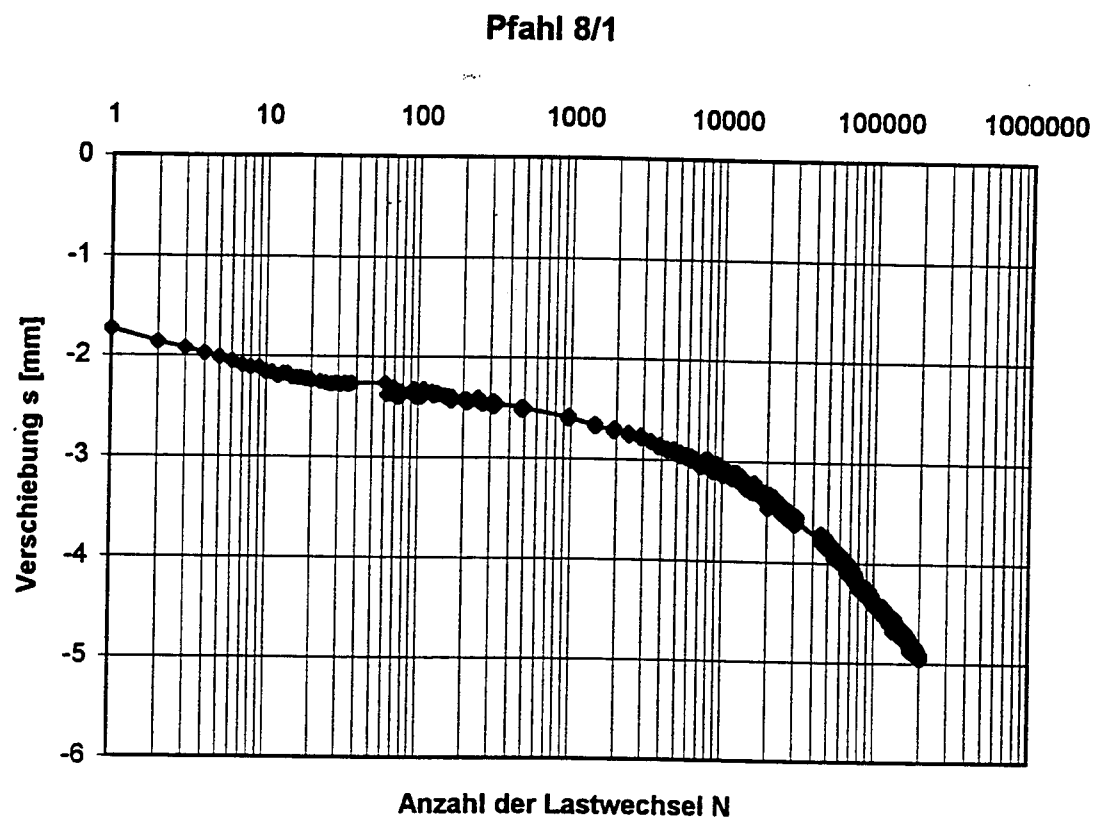
Pfahl 2/2



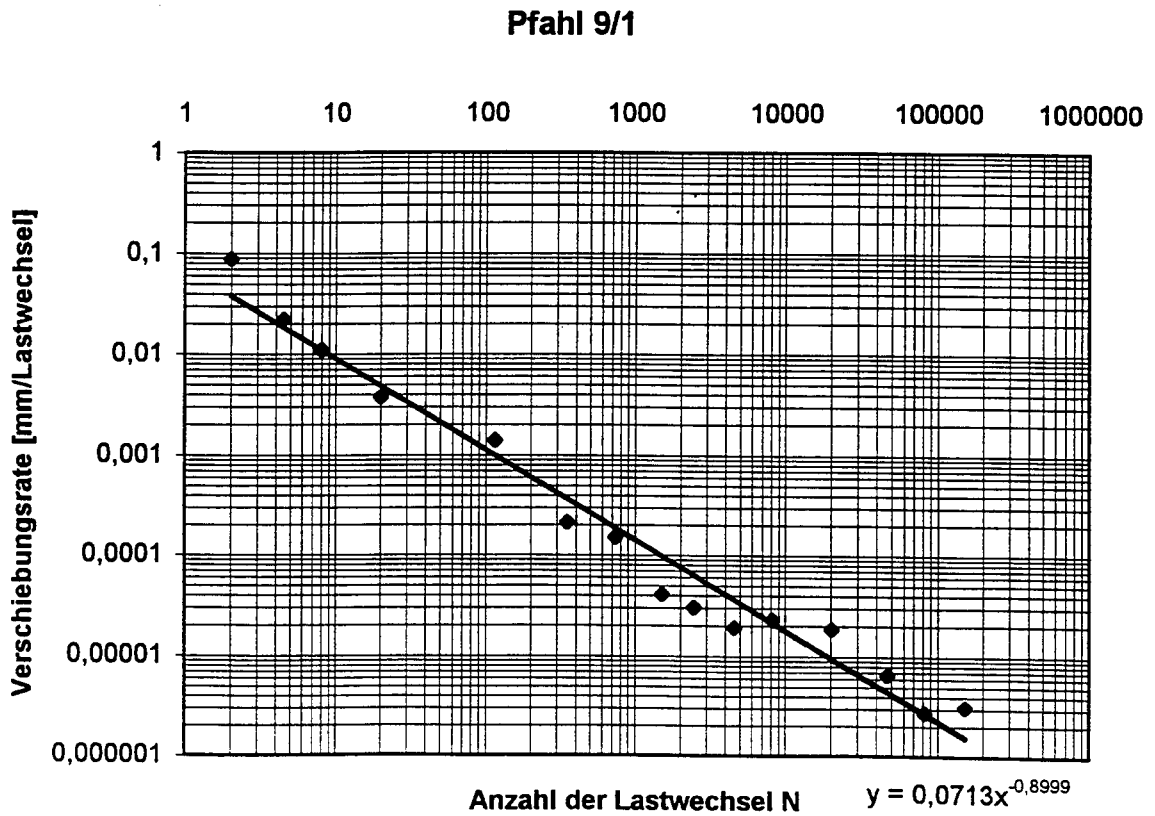
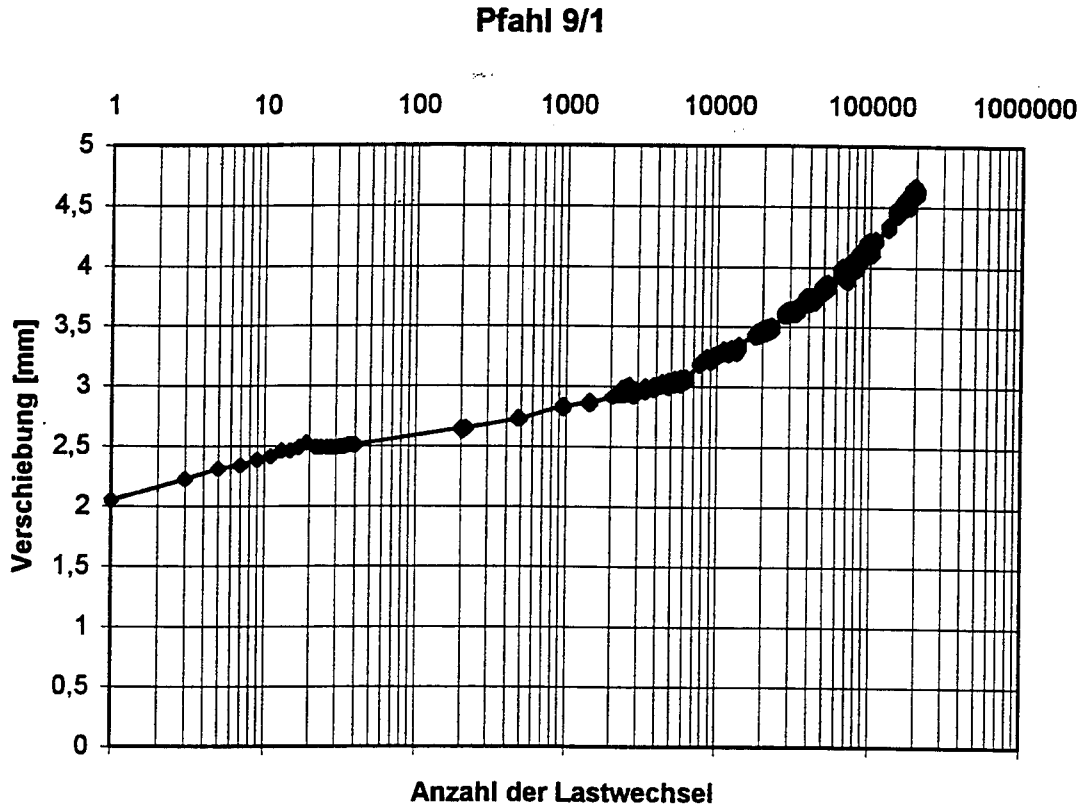
Anzahl der Lastwechsel

$y = 0,2567x^{-0,8743}$

Verschiebung und Verschiebungsrate
Schwellbelastung Pfahl 8/1

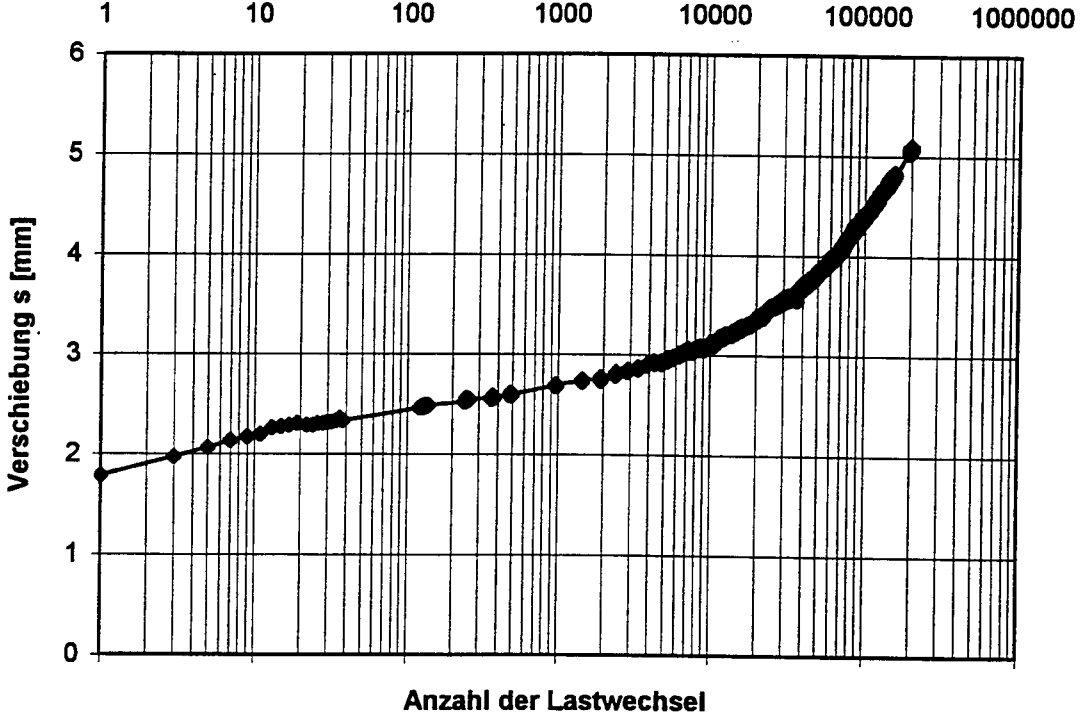


Verschiebung und Verschiebungsrate
Schwellbelastung Pfahl 9/1

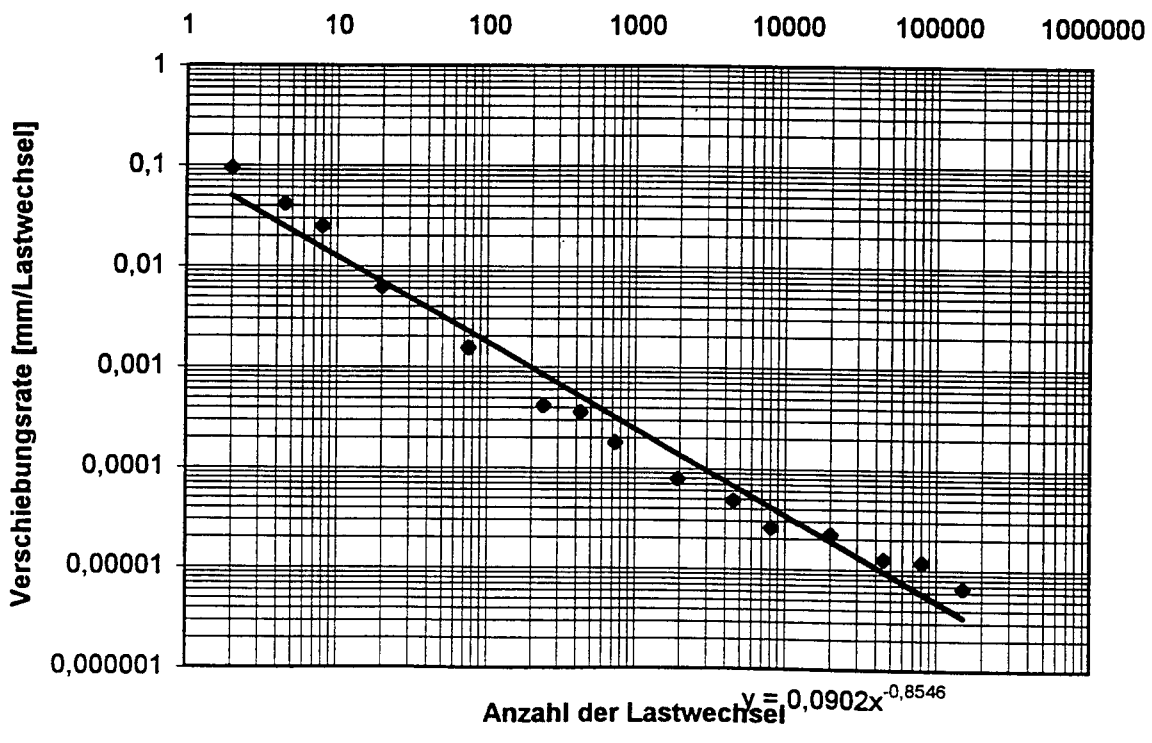


Verschiebung und Verschiebungsrate
Schwellbelastung Pfahl 10/1

Pfahl 10/1

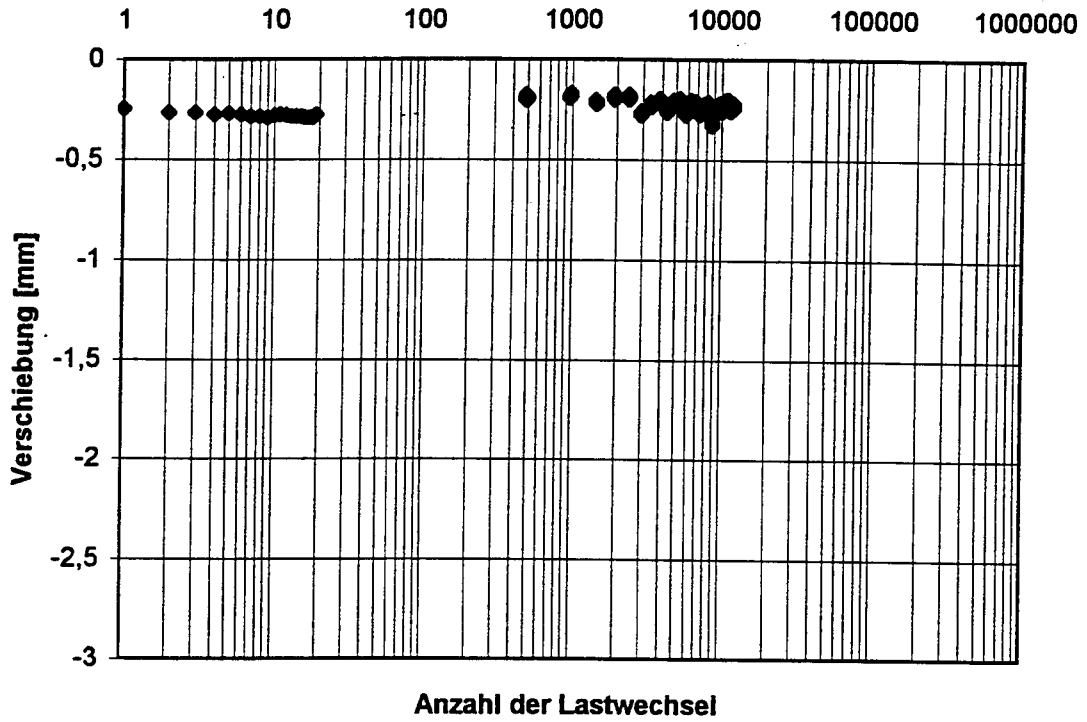


Pfahl 10/1

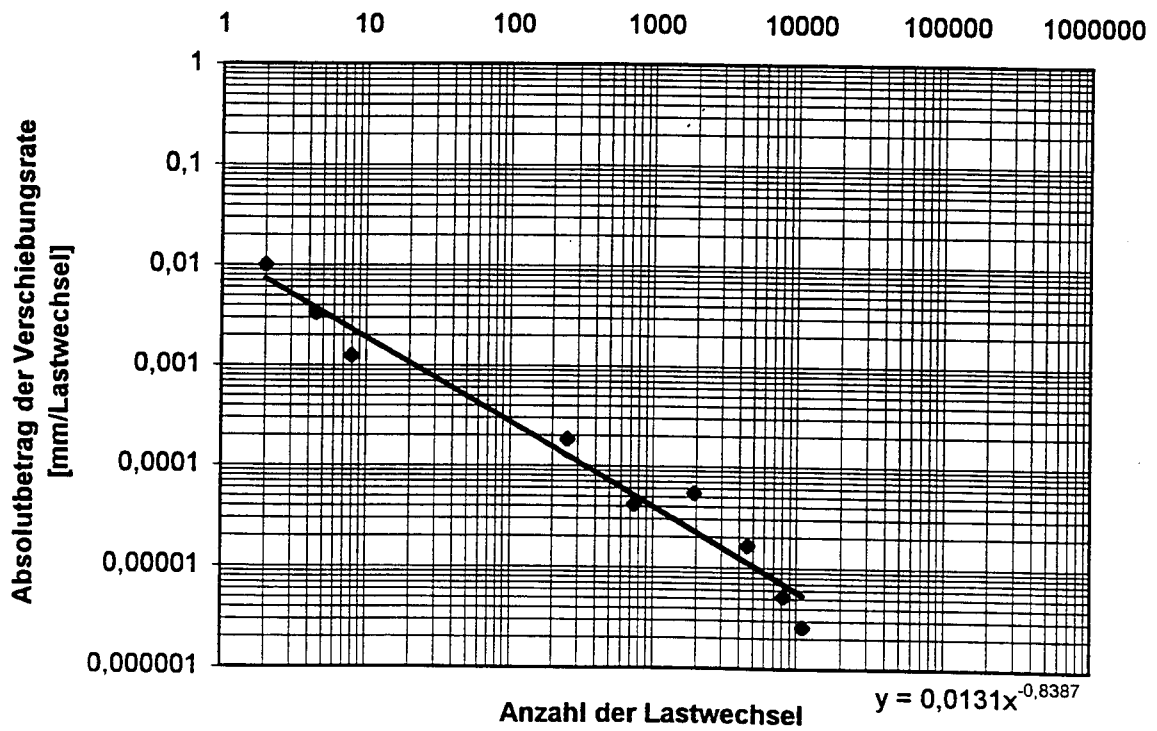


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 3/1

Pfahl 3/1

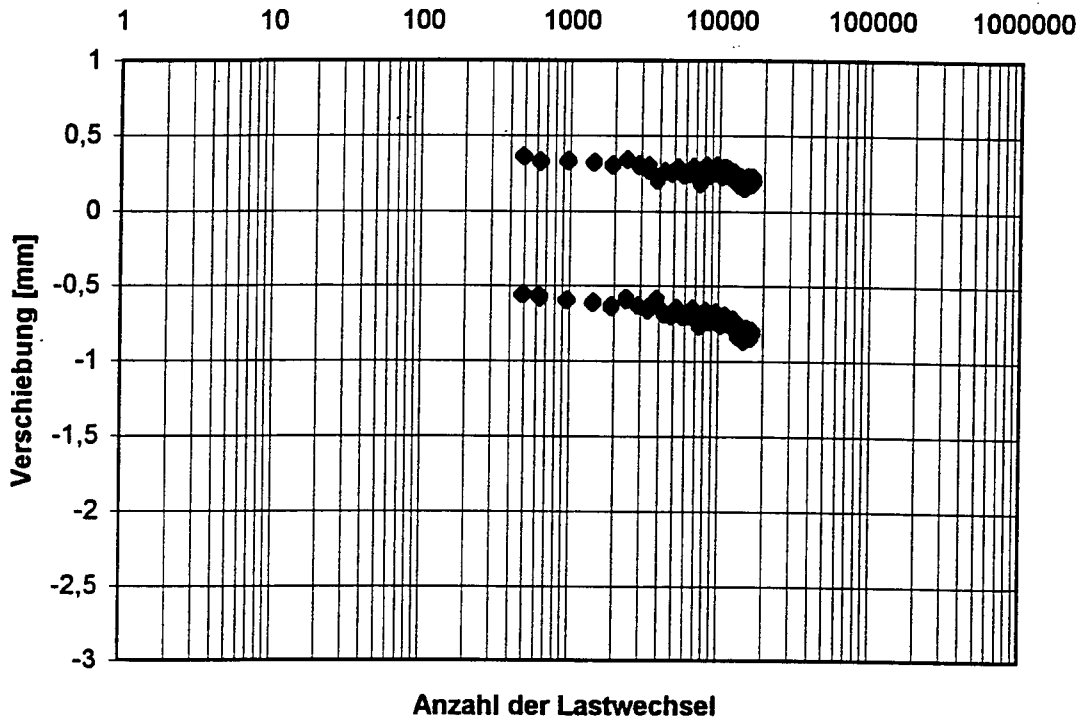


Pfahl 3/1

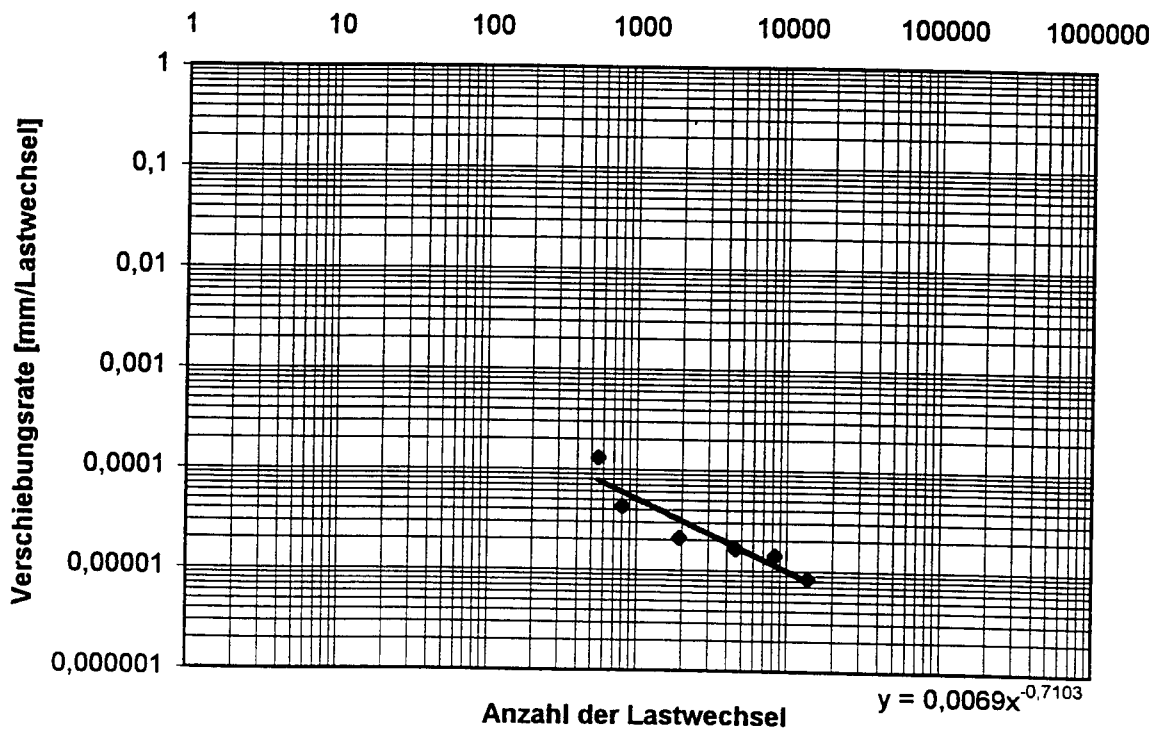


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 3/2

Pfahl 3/2

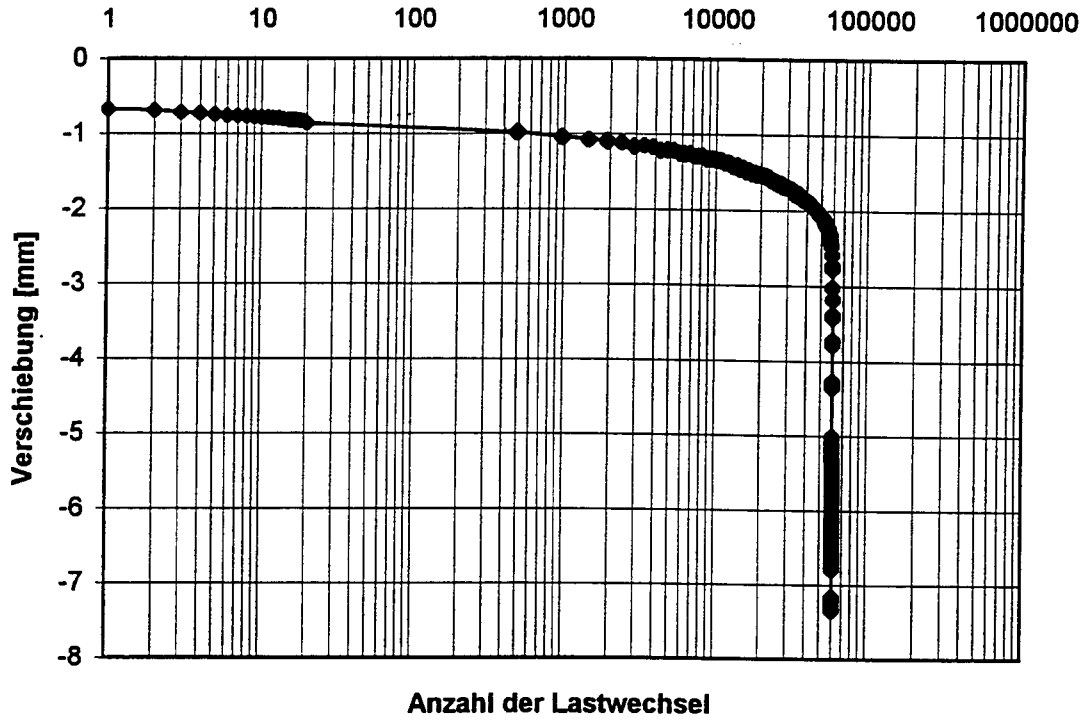


Pfahl 3/2

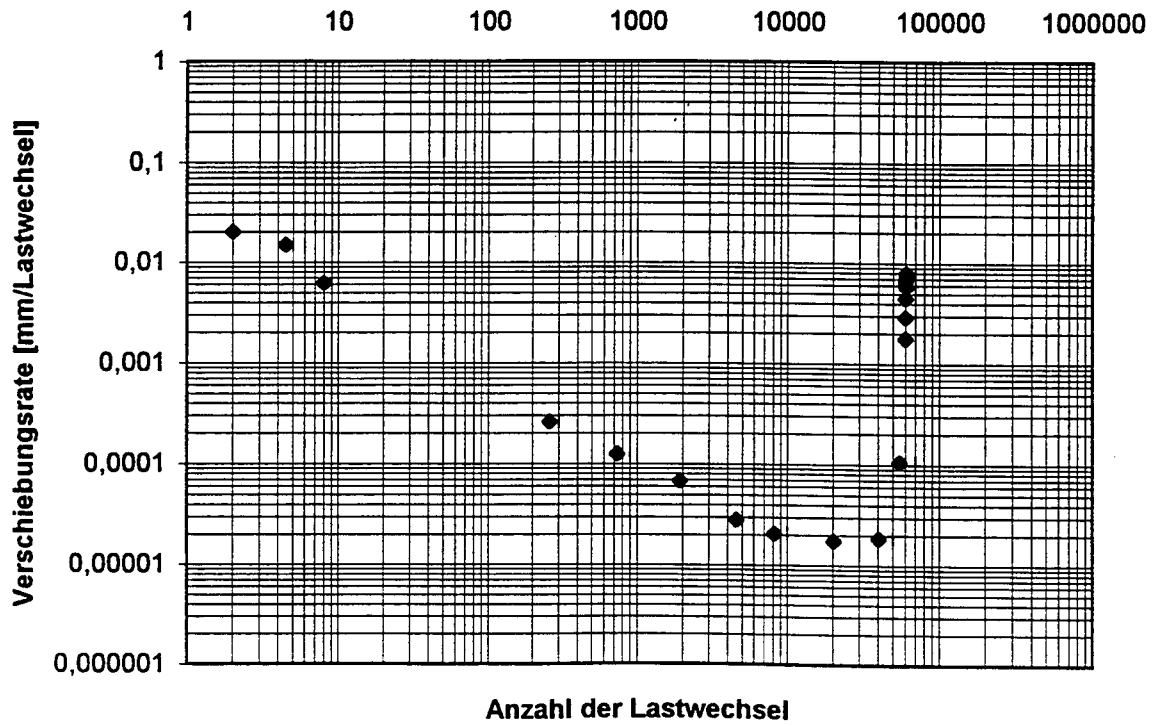


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 5/1

Pfahl 5/1

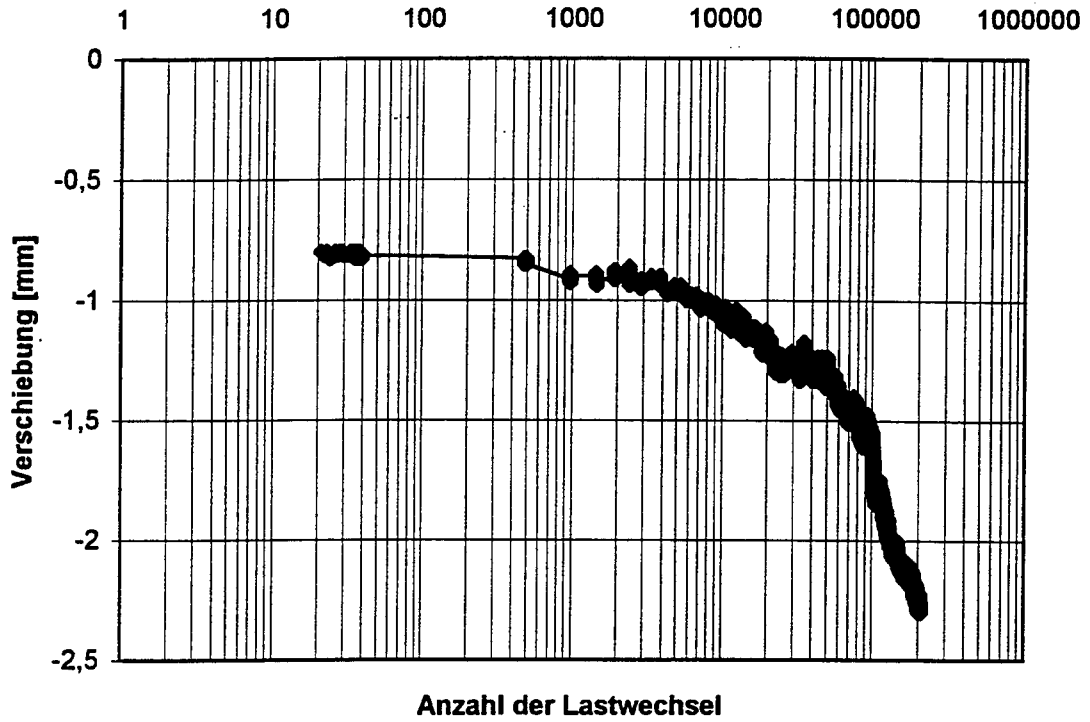


Pfahl 5/1

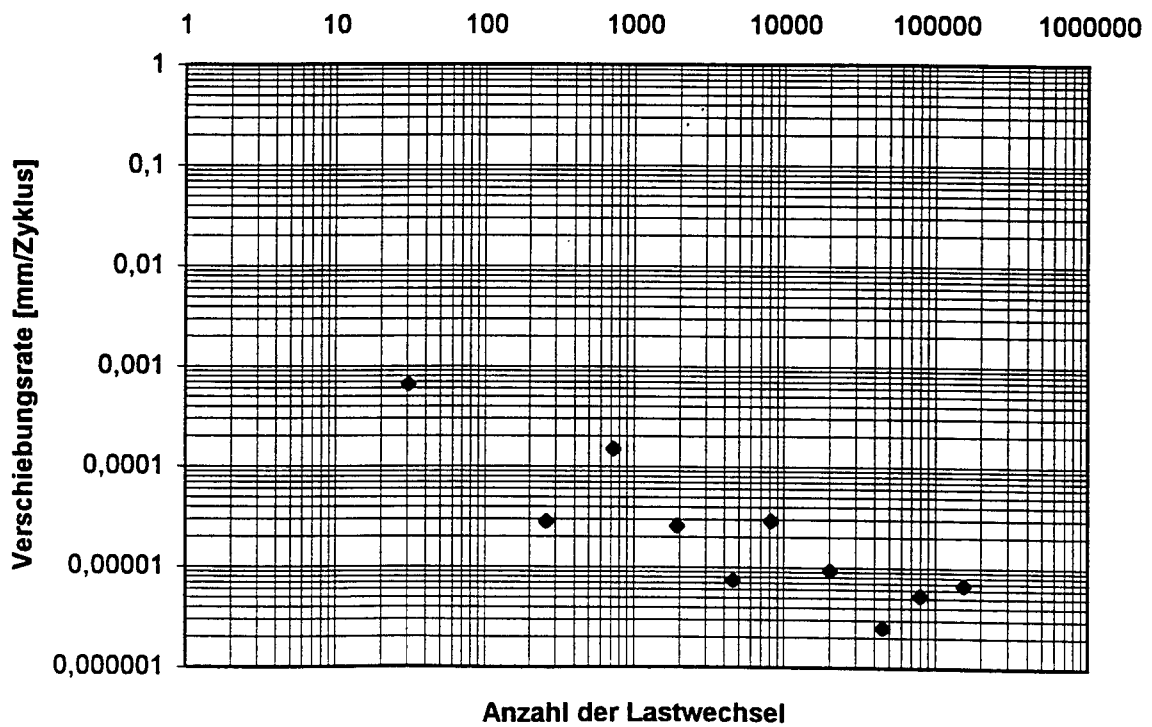


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 7/1

Pfahl 7/1

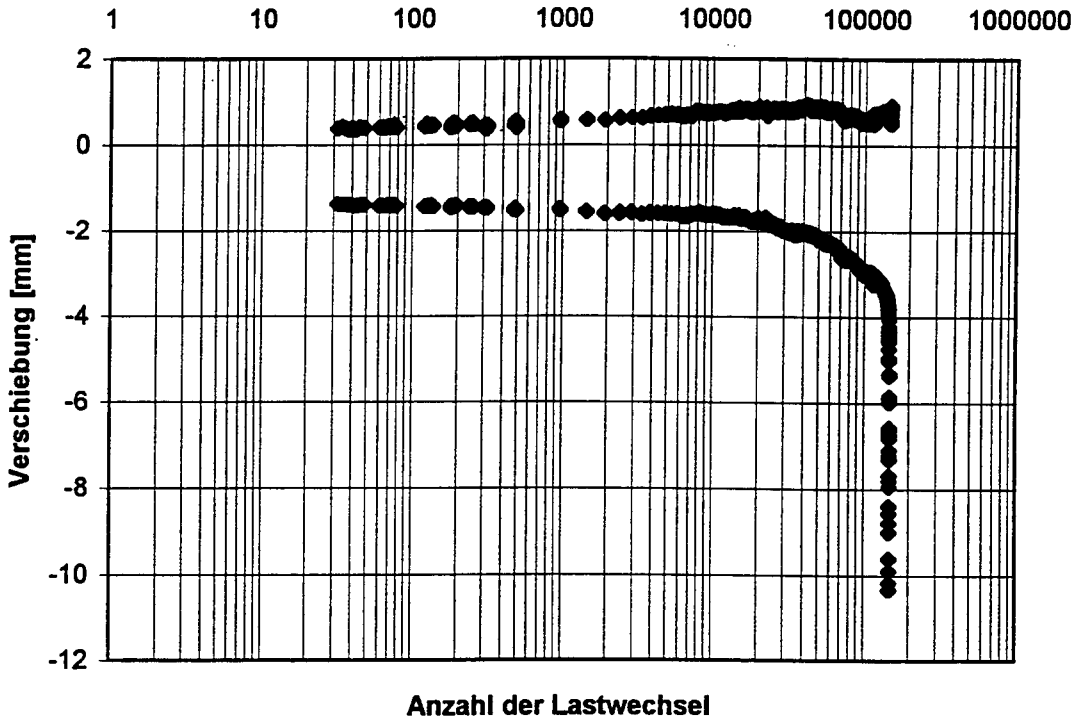


Pfahl 7/1

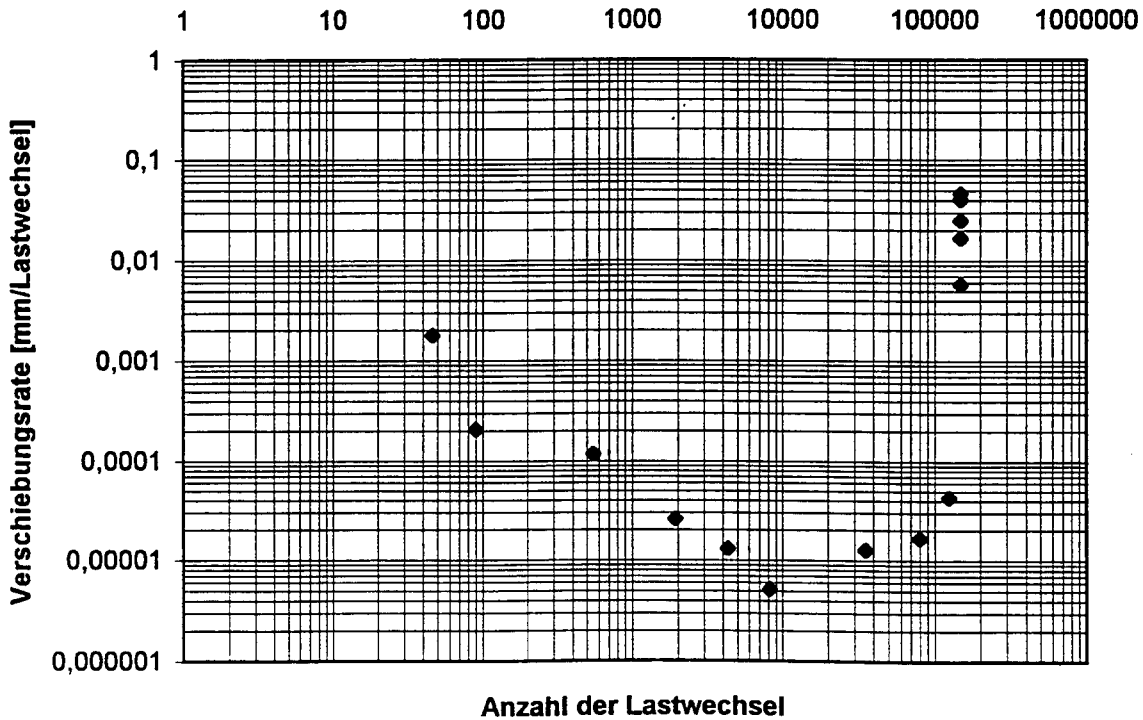


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 8/2

Pfahl 8/2

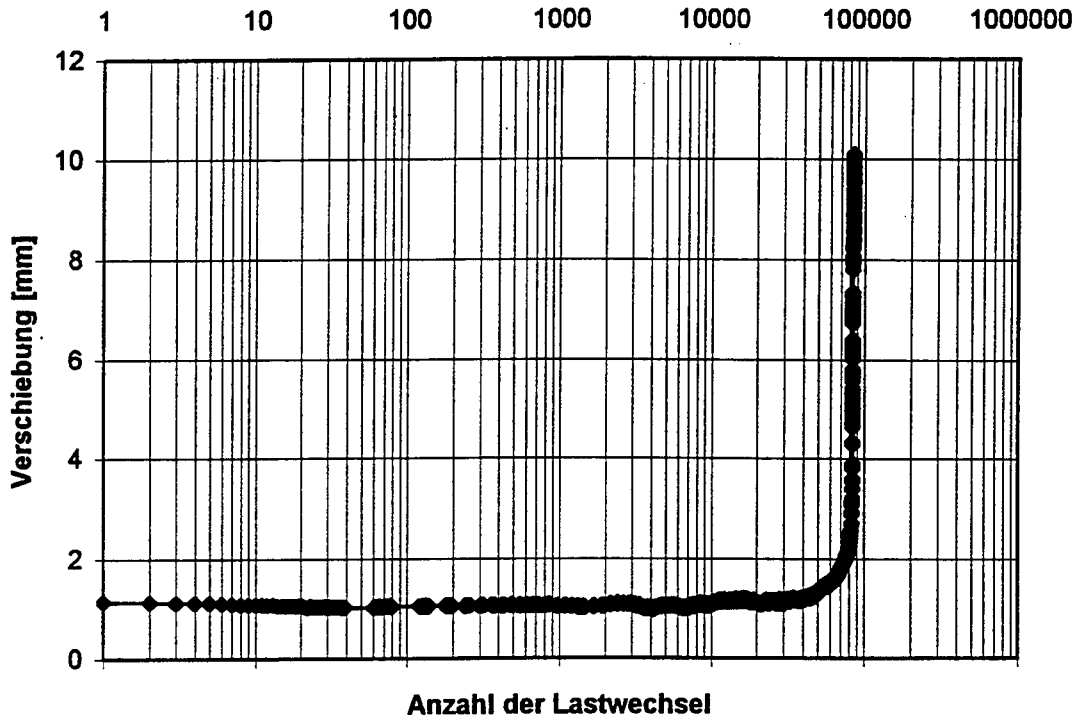


Pfahl 8/2

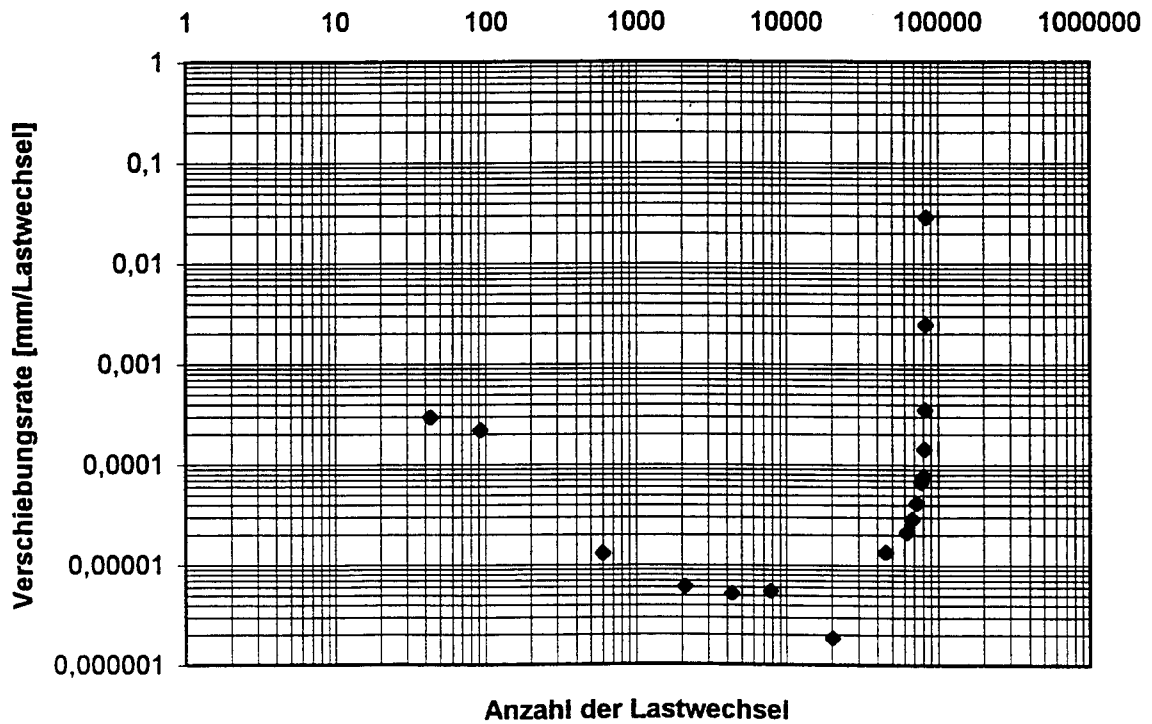


Verschiebung und Verschiebungsrate
Wechselbelastung Pfahl 9/2

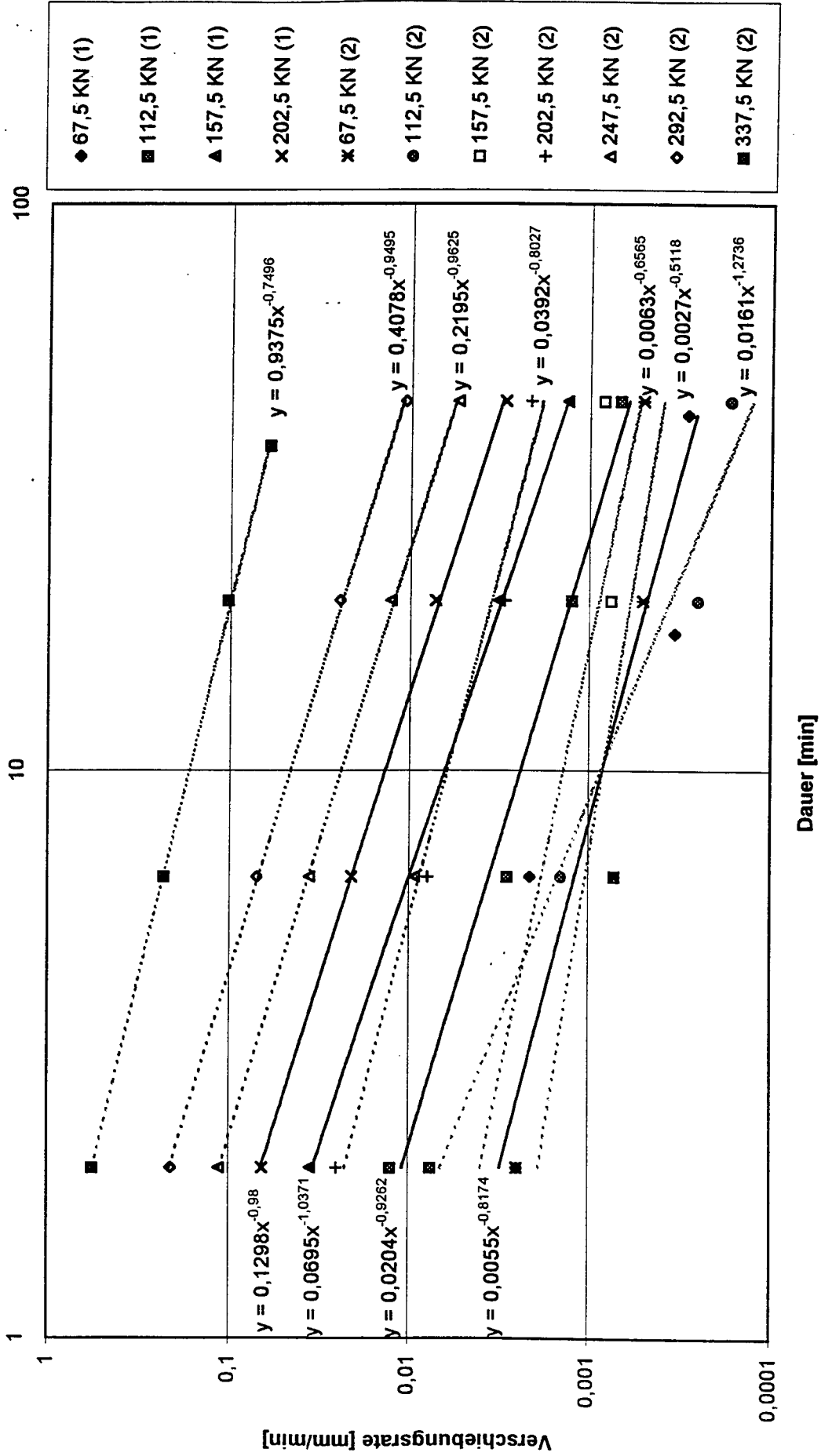
Pfahl 9/2



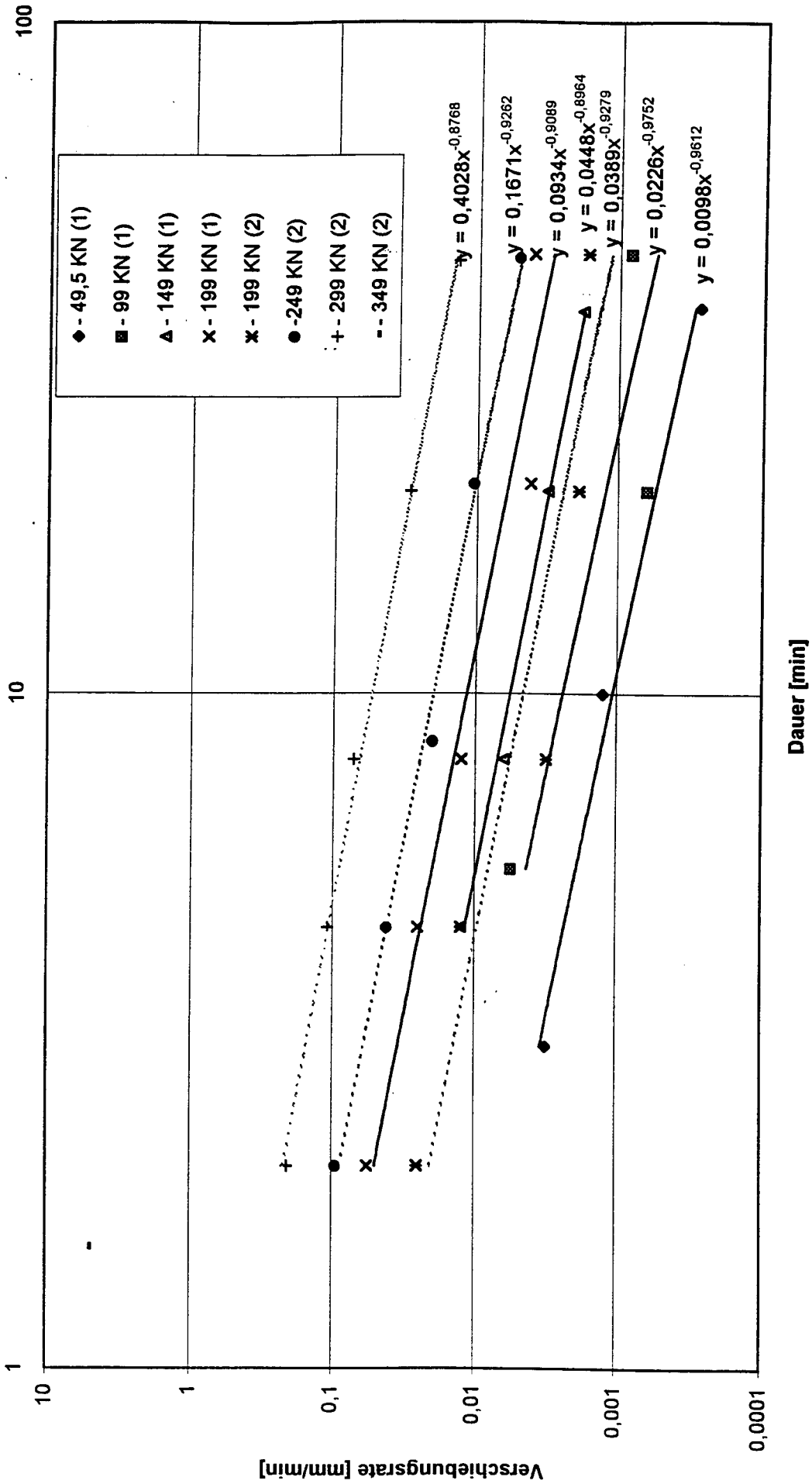
Pfahl 9/2



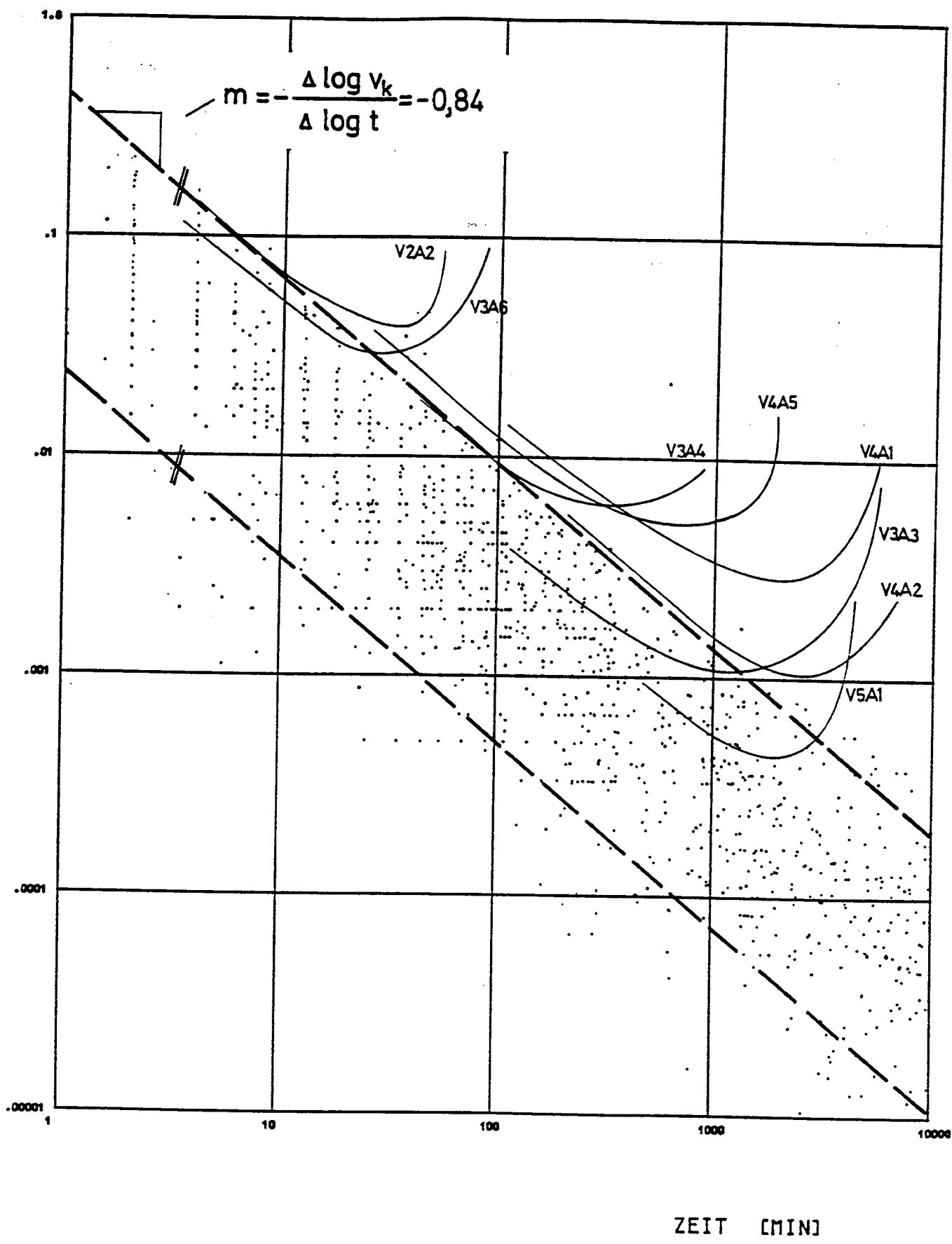
Pfahl 1, Statischer Druckversuch, 1. Beanspruchung / Erst- & Wiederbelastung



Pfahl 6, Statischer Zugversuch, 1. Beanspruchung / Erst- & Wiederbelastung



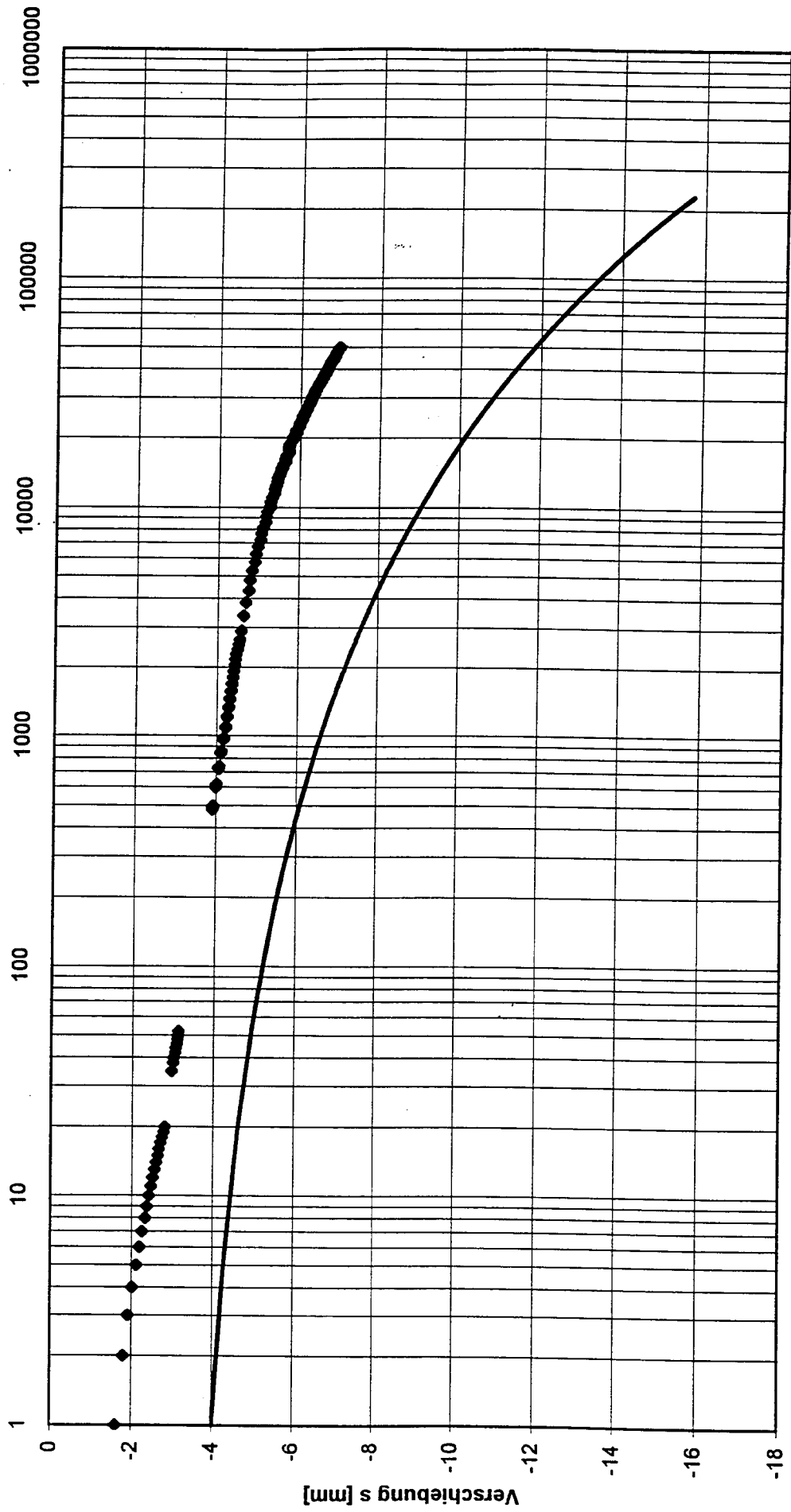
Ankerprüfungen aus SCHEELE (1978)



LANGZEITBELASTUNG
 VERSUCHSREIHEN 2 BIS 5

Flugzeuge aus statischen Weiten

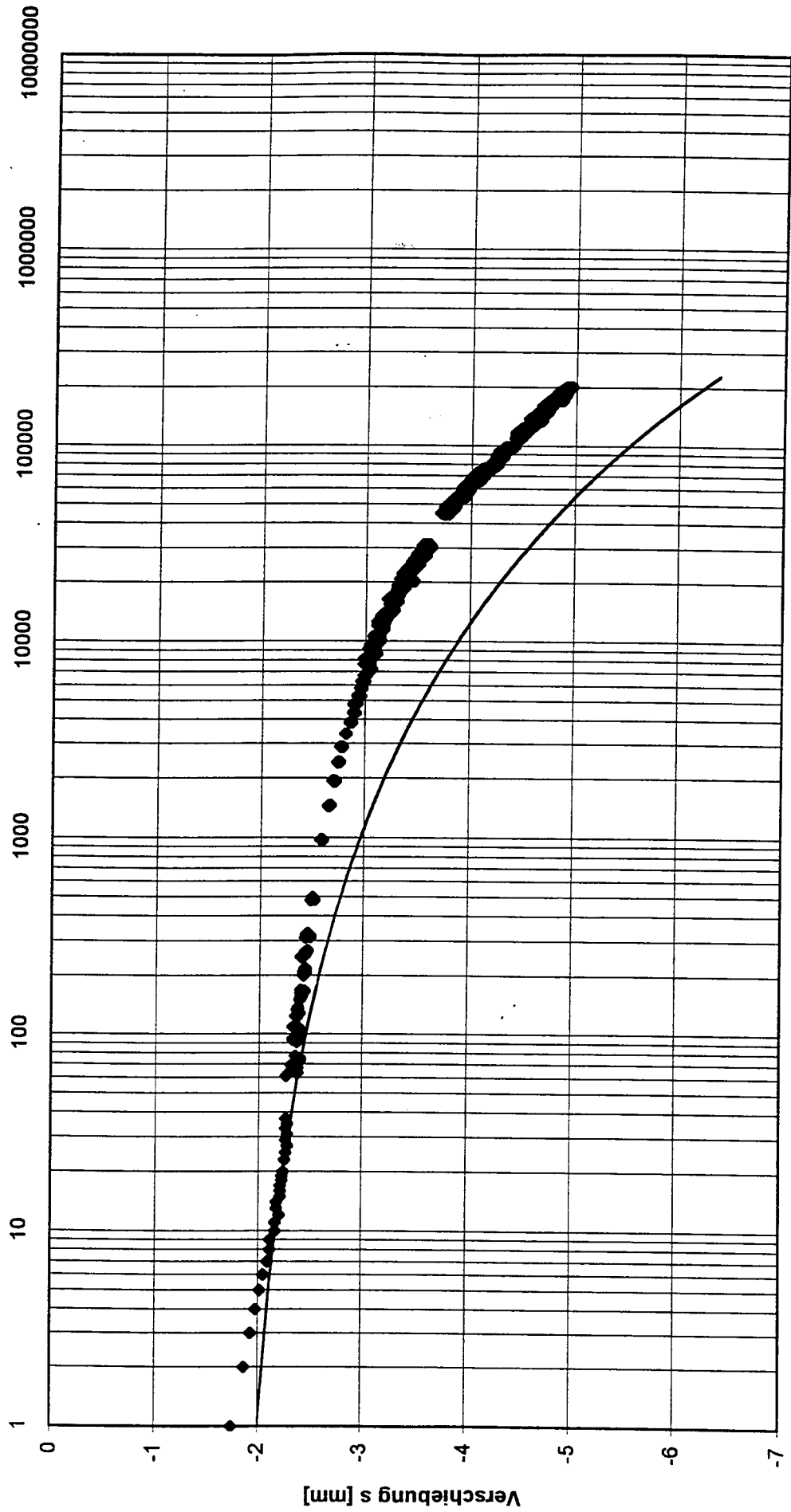
Pfahl 2/2



Anzahl der Lastwechsel N

Flugzeuge aus statistischer Verteilung

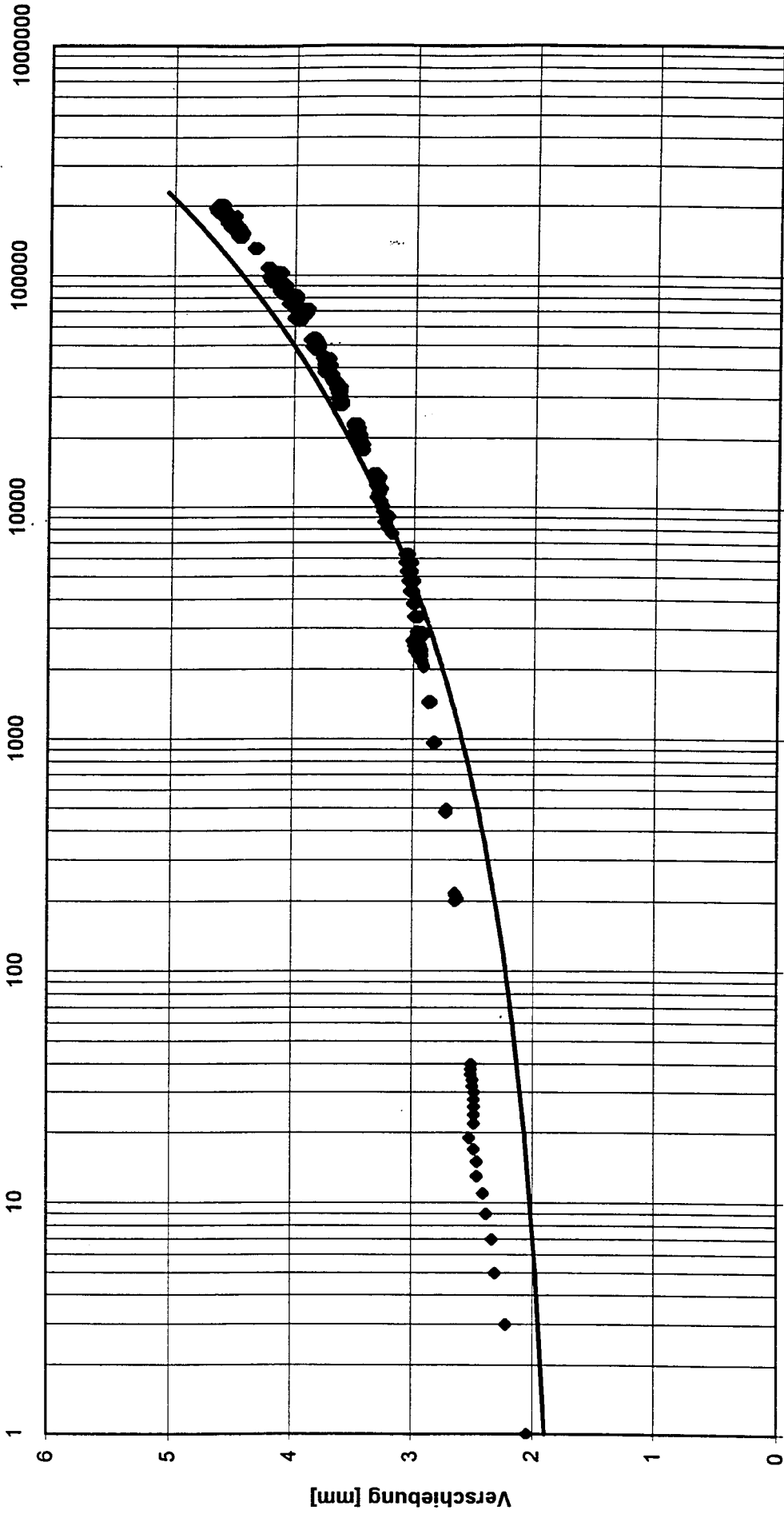
Pfahl 8/1



Anzahl der Lastwechsel N

Flugzeuge aus statistischer Verteilung

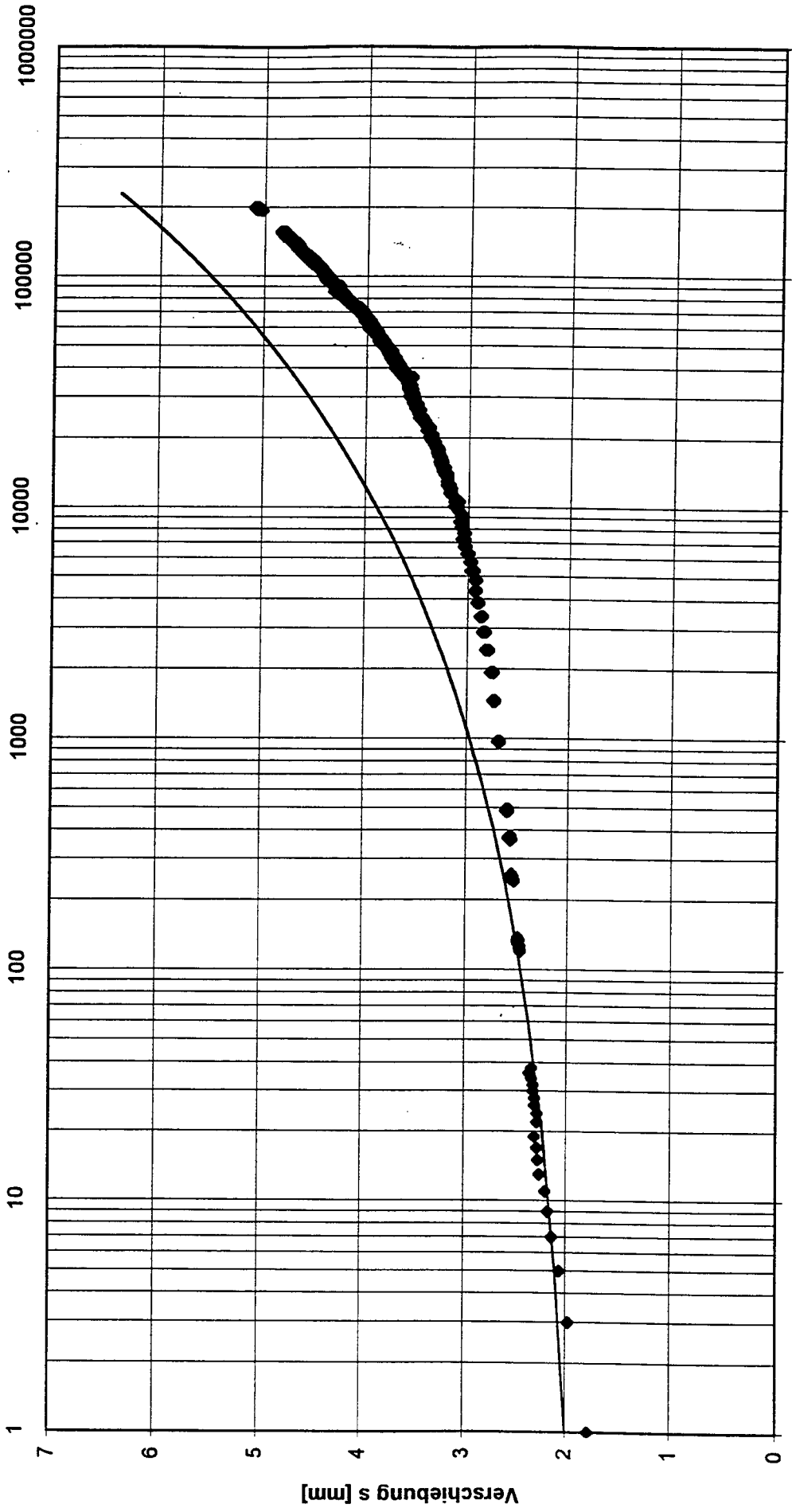
Pfahl 9/1



Anzahl der Lastwechsel

Ergebnisse aus statischen Versuchen

Pfahl 10/1

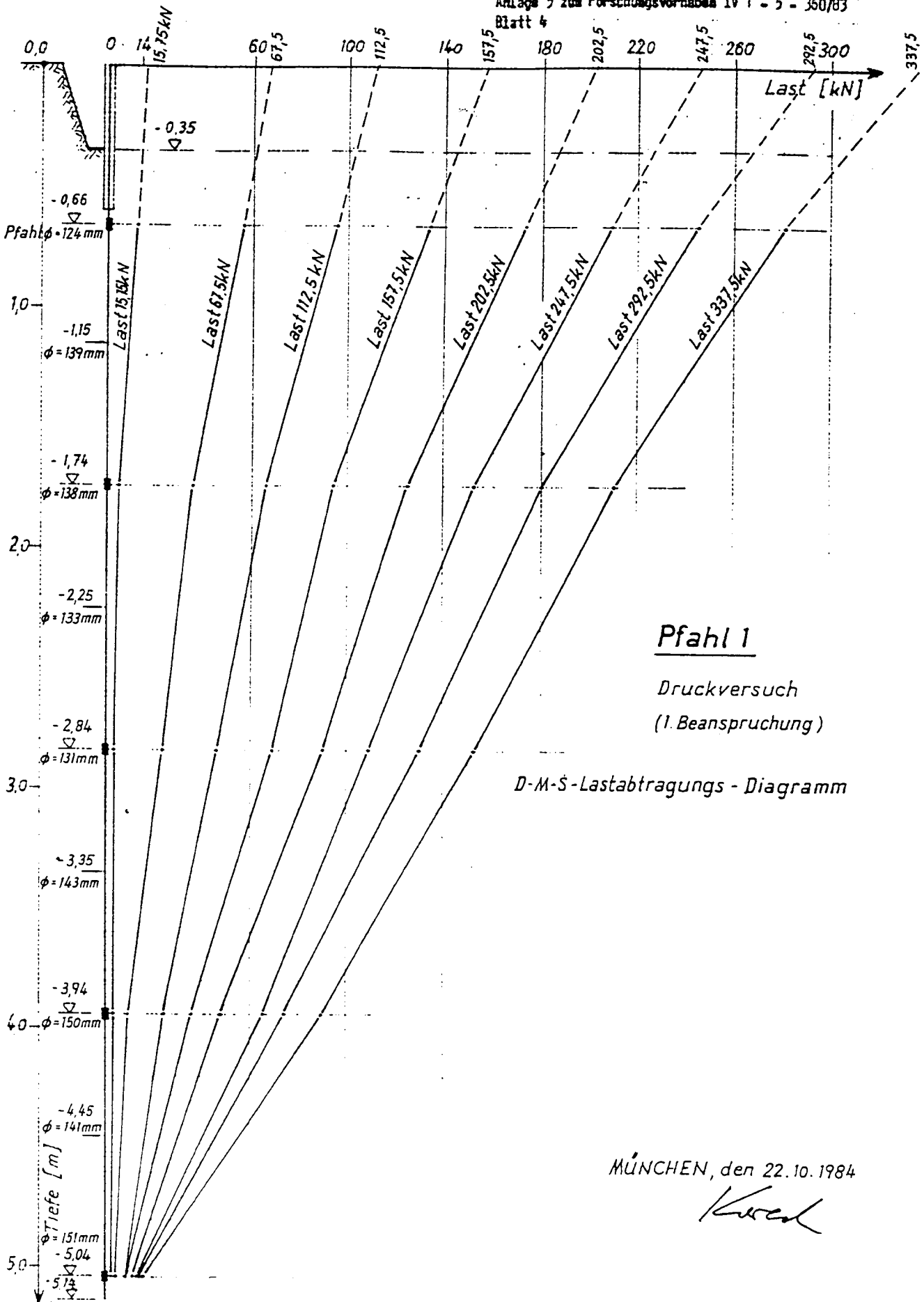


Anzahl der Lastwechsel

Anlage 2.7 Blatt1
 Beispiele von DMS – Meßwerten
 bei früheren statischen Versuchen

r.
4

Anlage 5 zum Forschungsvorhaben IV 1 - 5 - 360/83
 Blatt 4



Pfahl 1

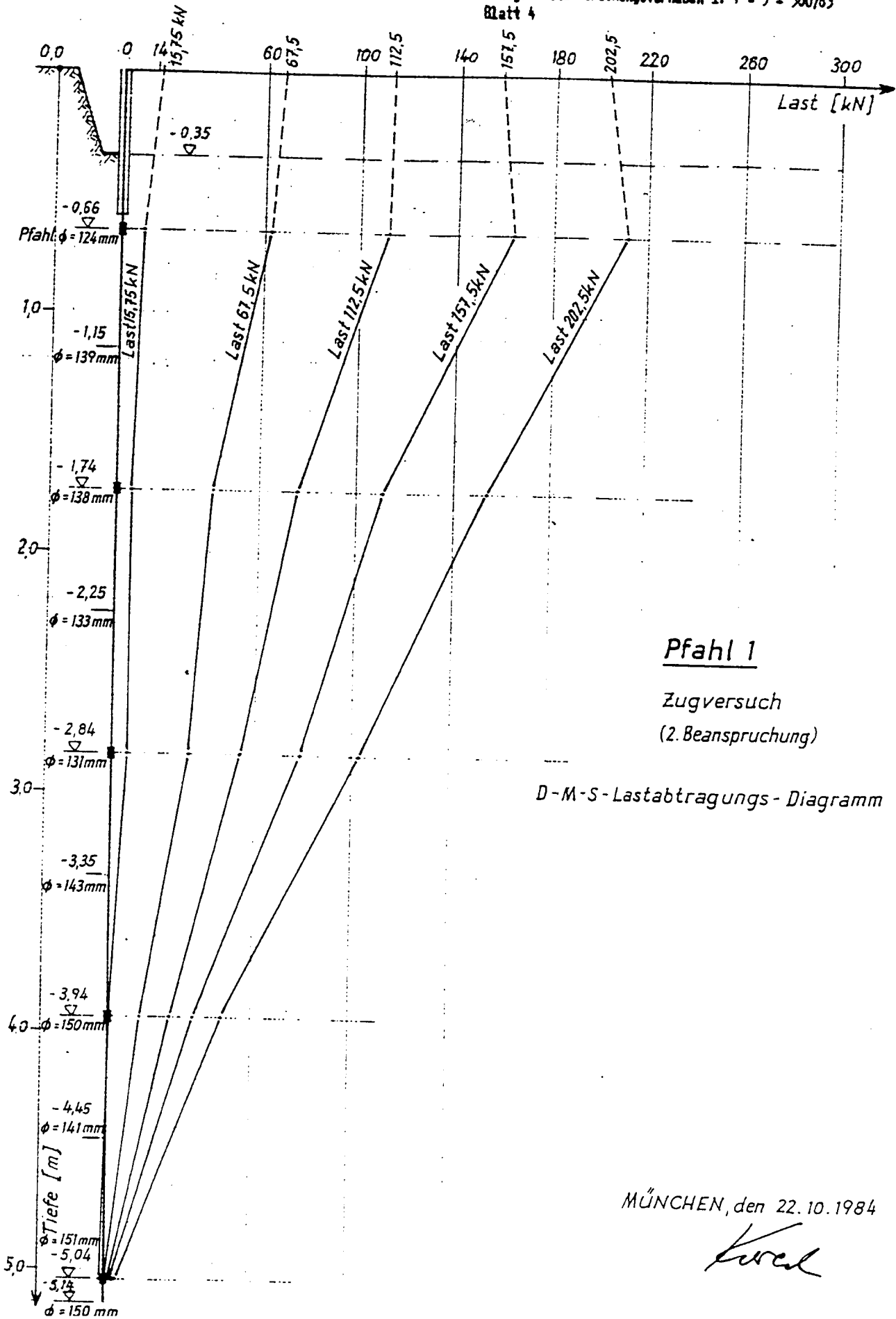
Druckversuch
 (1. Beanspruchung)

D-M-S-Lastabtragungs - Diagramm

MÜNCHEN, den 22.10.1984

Kersch

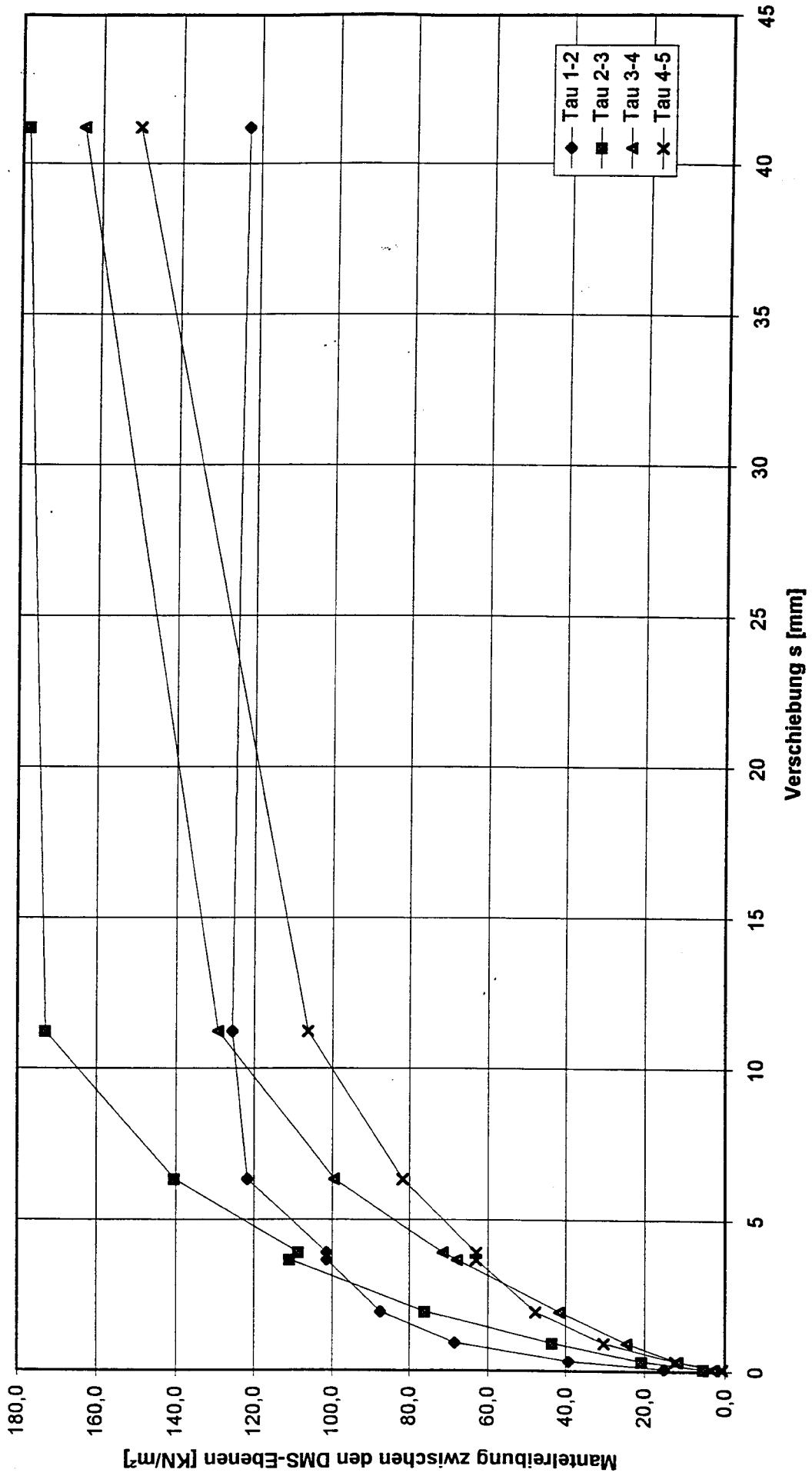
Anlage 6 zum Forschungsversuchen IV 1 - 5 - 360/83
 Blatt 4



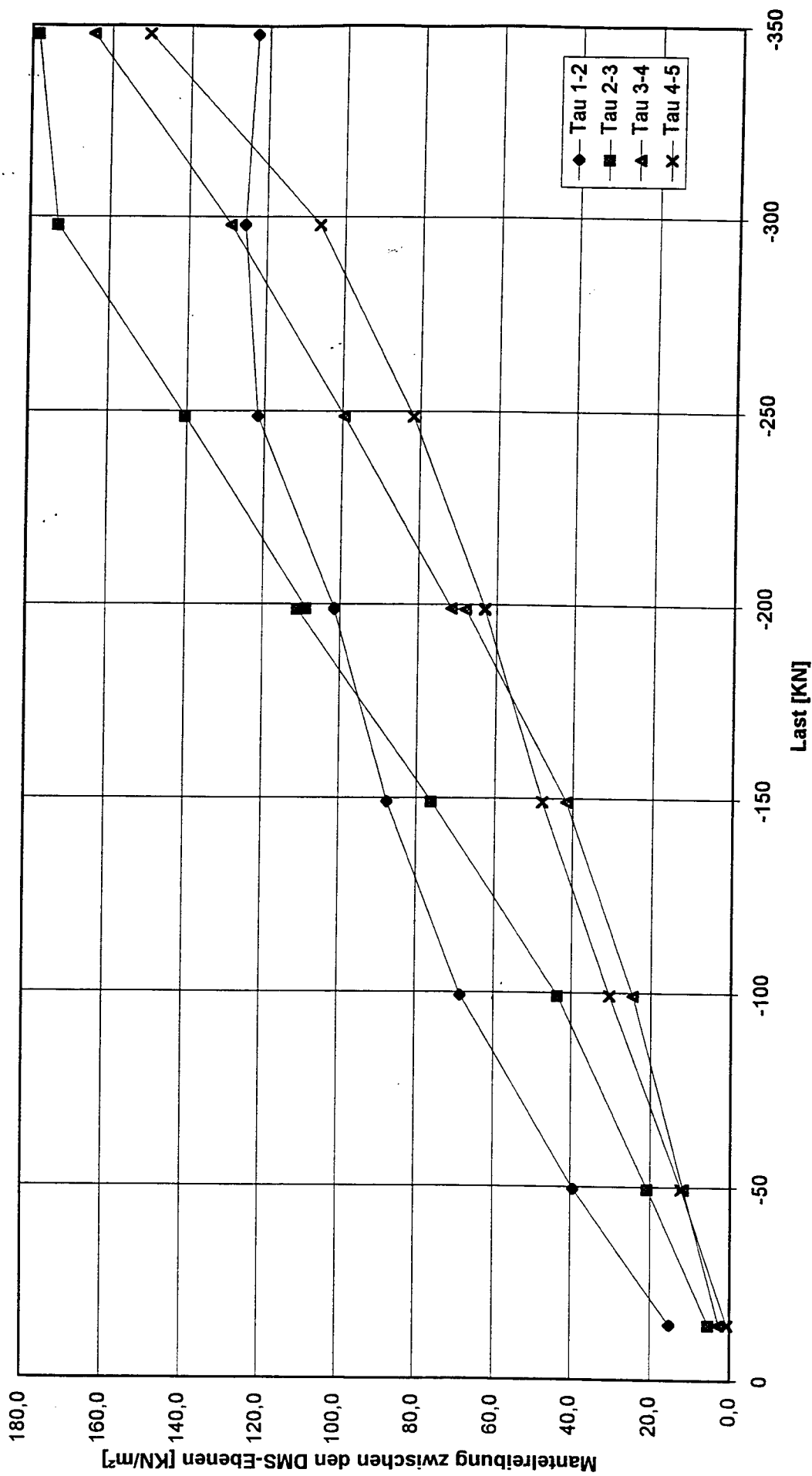
MÜNCHEN, den 22.10.1984

Kewel

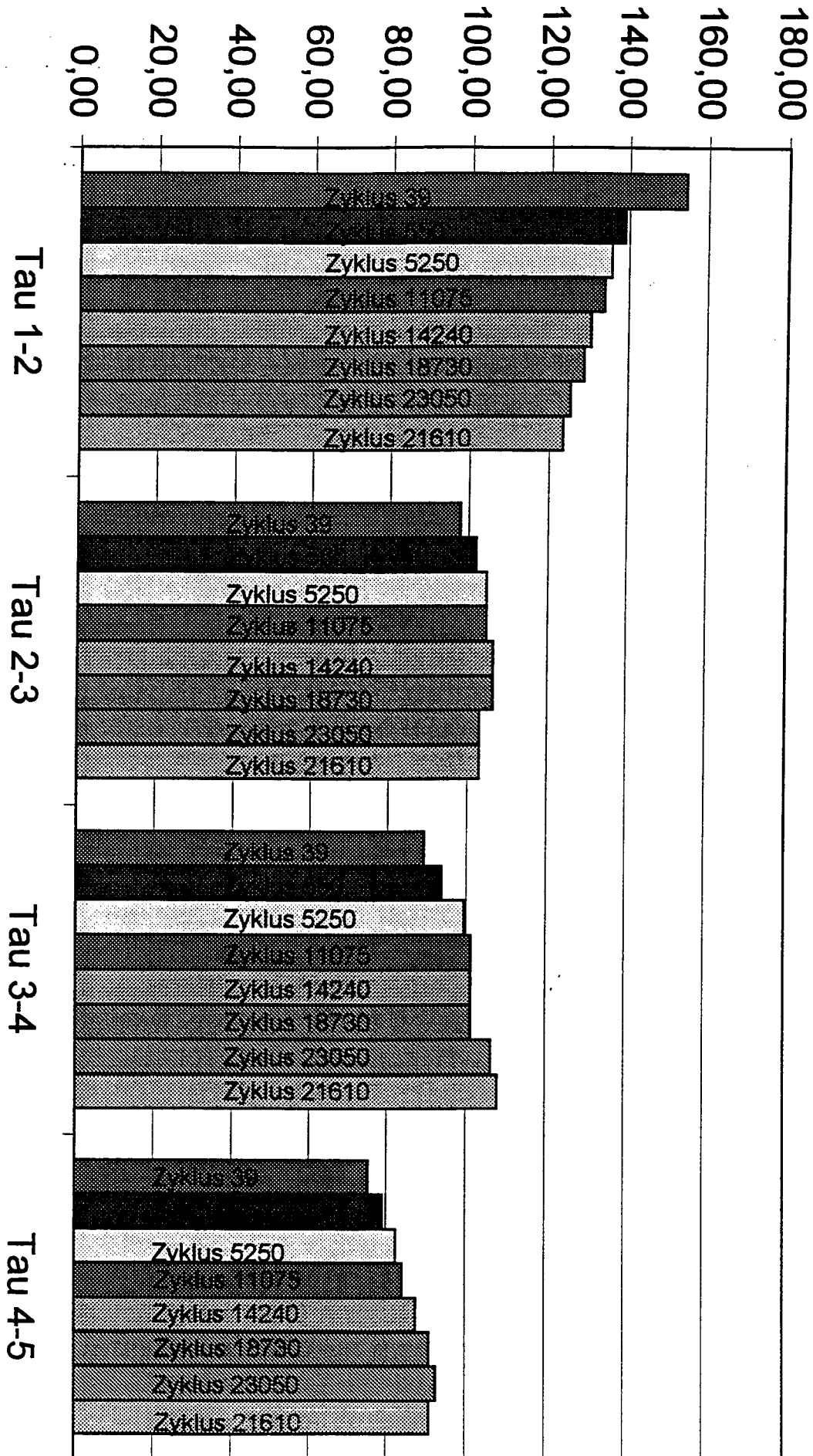
Pfahl 6, Statischer Zugversuch, 1. Beanspruchung / Erst- & Wiederbelastung



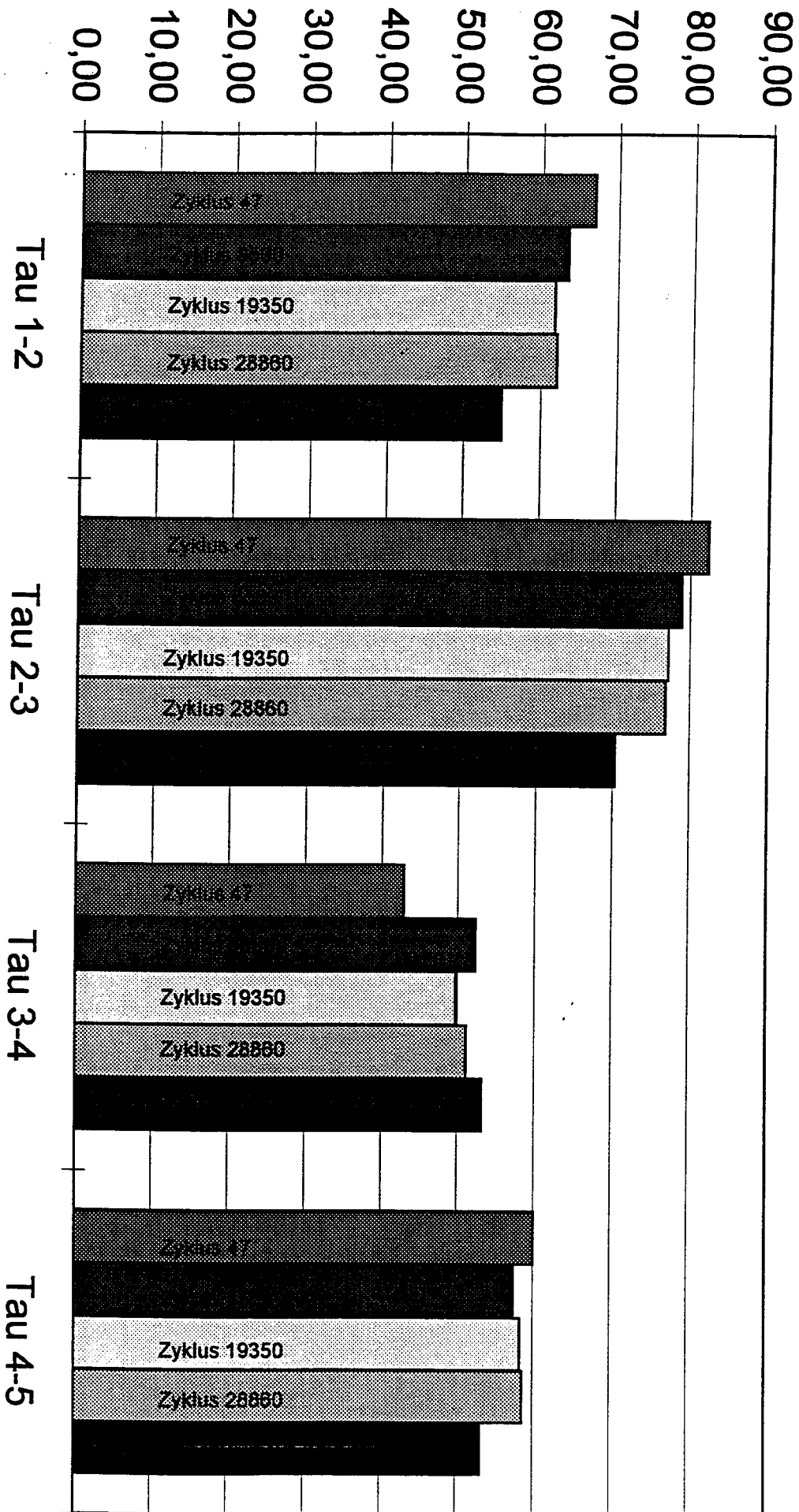
Pfahl 6, Statischer Zugversuch, 1. Beanspruchung / Erst- & Wiederbelastung



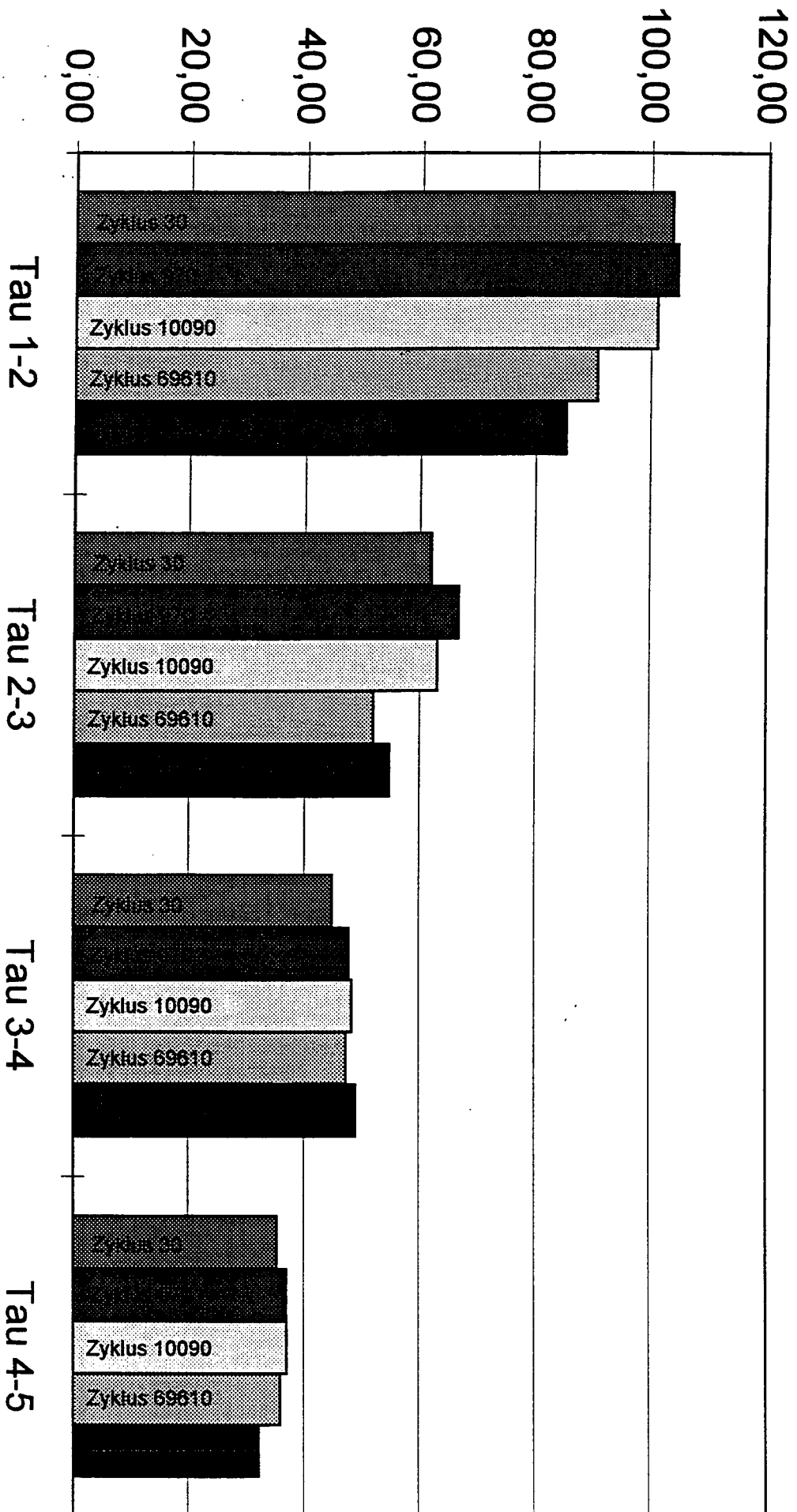
Pfahl 3/3 : Mantelreibung zwischen denDMS-Ebenen [kN/m²]



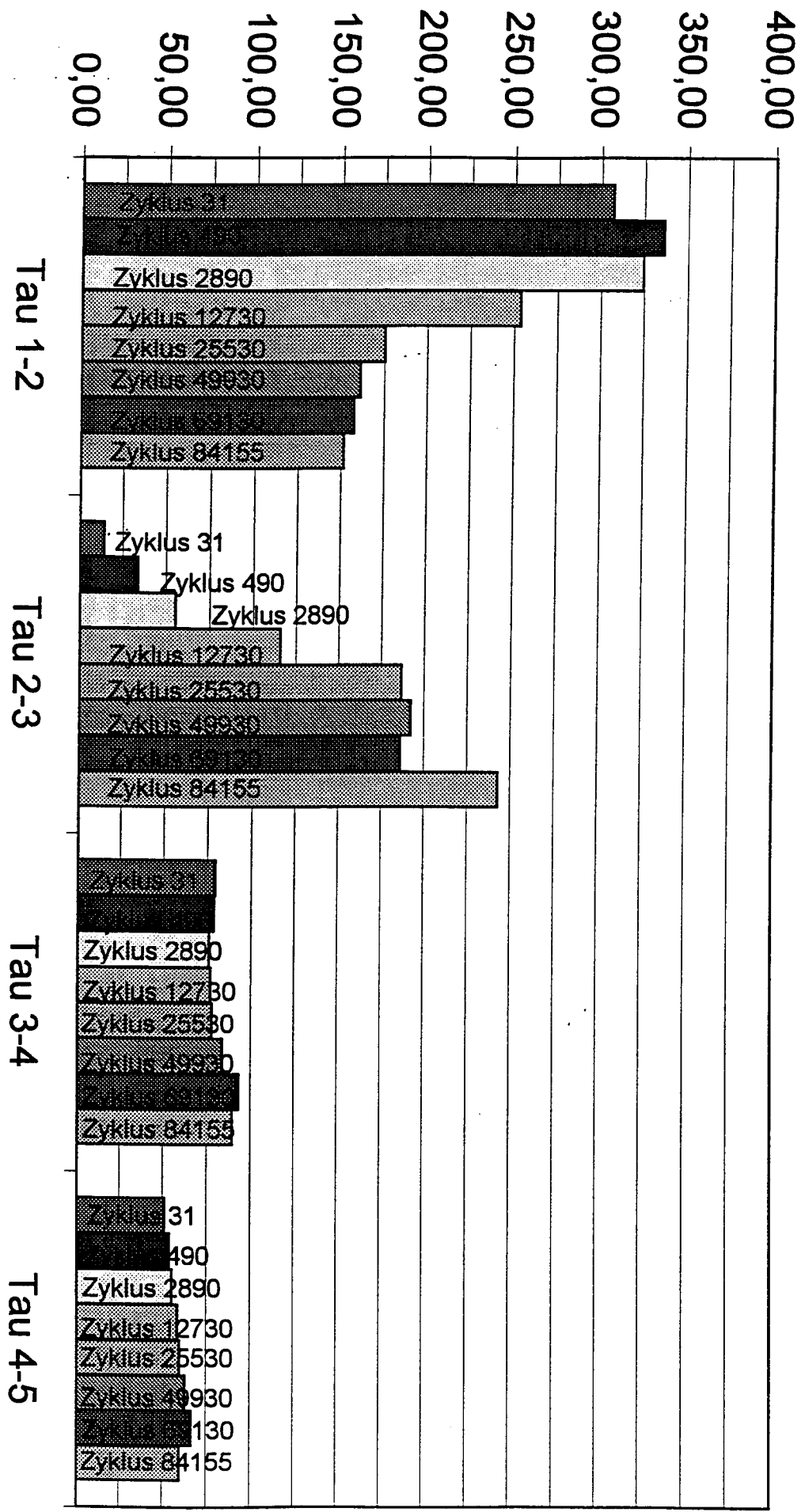
Pfahl 5/1 : Mantelreibungswischen den DMS-Ebenen [kN/m²]



Pfahl 9/1 : Mantelreibung zwischen den DMS-Ebenen [kN/m²]



Pfahl 9/2 : Mantelreibung zwischen den DMS-Ebenen [kN/m²]



Lehrstuhl und Prüfamnt
für
Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe
Heft 5

**Beiträge zum Tragverhalten
axial zyklisch belasteter Pfähle**

von
Norbert Gruber
H.-W. Koreck
Peter Schwarz

München, 1985

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik

LITERATURÜBERSICHT
ZU ZYKLISCH BELASTETEN PFÄHLEN

1. Einleitung

Bei Sichtung des Literaturmaterials über zyklische axiale Belastung von Ankern oder Pfählen zeigt sich, daß auf diesem Gebiet bisher wenige gezielte Untersuchungen durchgeführt worden sind. Insbesondere über Versuche mit Wechselbelastungen sind kaum Veröffentlichungen vorhanden. Inhalt und Ergebnisse der für wichtig erachteten, einschlägigen Arbeiten sollen hier kurz zusammengestellt werden. Hierbei werden Unterscheidungen getroffen zwischen den nicht unmittelbar vergleichbaren Gruppen verschiedener Modellversuche und den wenigen bekannt gewordenen Feldversuchen. Ziel dieser Literaturübersicht ist es nicht, eine Modellvorstellung zum Tragverhalten, ein bestimmtes Rechenverfahren oder eine Theorie zu favorisieren oder vergleichend anzuwenden. Vielmehr sollen dem am Thema interessierten Leser Stellen genannt und auch in kurzer Form inhaltlich dargelegt werden, an denen sich weitere Informationen finden lassen.

2. Begriffe

Zur Förderung eines einheitlichen Sprachgebrauchs und zur besseren Vergleichbarkeit werden folgende Begriffe festgelegt:

Der Oberbegriff zyklische Belastung (cyclic loading) beinhaltet sowohl Schwellbelastung, d.h. Zug- oder Druckschwellbelastung (repeated loading, one-way cyclic loading) als auch Wechselbelastung (alternating loading, two-way cyclic loading). Wechselbelastung ist durch Umkehrung des Vorzeichens der Laststrichung gekennzeichnet. Dies ist bei Schwellbelastung nicht der Fall.

Zyklische Belastung soll außerdem quasi-statisch und nicht dynamisch sein, d.h. Trägheitskräfte sind vernachlässigbar klein.

Als (Last-)Amplitude soll immer der gesamte, von der zyklischen Belastung mehrfach und meist periodisch durchlaufene Bereich bezeichnet werden ("Spitze-Spitze-Wert").

Mögliche Reaktionen des Baukörpers können nach GOLDSCHNEIDER/GUDEHUS (1976) sein (Bild 1):

- schrittweises Versagen: Die Verschiebung des Gründungskörpers erfährt bei jedem Lastwechsel einen bleibenden Zuwachs in der gleichen Größenordnung. Sie nimmt also etwa proportional mit der Anzahl N der Lastwechsel zu, was mit einem Versagen gleichbedeutend ist.
- Shakedown:

Die bleibenden Deformationen führen allmählich zu einem stabilen Zustand, der nur noch zyklische elastische Verformungen zeigt.

- Beruhigung: Die Zunahme der bleibenden Verformungen wird mit der Lastwechselzahl immer schwächer derart, daß sie im Mittel nur noch mit $\log N$ anwächst. Bei diesem Zustand sind die Deformationen innerhalb der Lebensdauer des Bauwerks abzuschätzen.

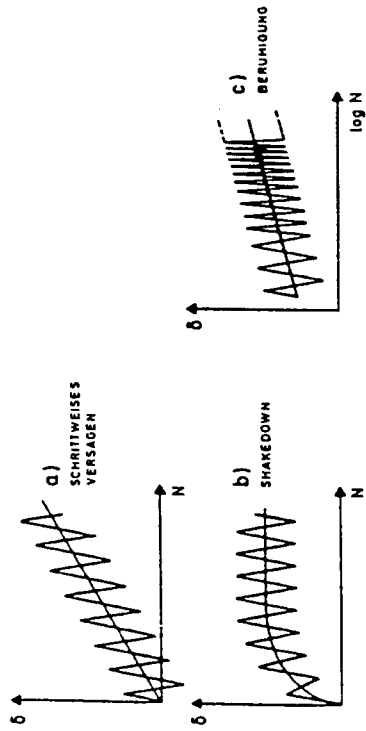


Bild 1 Mögliche Reaktionen des Baukörpers nach GOLDSCHNEIDER/GUDEHUS (1976)

3. Versuche an Modellpfählen

Hier sind in erster Linie einige an der University of Sheffield/England durchgeführte Versuchsreihen zu nennen. CHAN (1976), (s.a. CHAN/HANNA, 1980) führte eine Untersuchung mit zyklischer Belastung an Modellpfählen aus Aluminiumrohren durch. Seine Versuchsapparatur bestand aus einem zylinderförmigen Metallbehälter von 38 cm ϕ und 96 cm Höhe, der stehend auf einem festen Rahmen montiert war. Eine Abdeckplatte trug die Belastungseinrichtung und besaß eine Führung für den Pfahlschaft.

Das verwendete Bodenmaterial war ein lufttrockener, gleichförmiger Mittelsand mit einem mittleren Korndurchmesser von 0,24 mm. Er wurde durch Einrieseln mit einer Fallhöhe von 40 cm in den Metallbehälter eingebaut und anschließend mit einem oberflächigen Druck von 100 kN/m² beaufschlagt.

Als Modellpfahl wurde ein Aluminiumrohr von 10 mm ϕ verwendet, das durch Bestückung mit Dehnmessstreifen in sechs verschiedenen Ebenen die Messung der Axiallast ermöglichte. Es wurde mit Hilfe einer hydraulischen Presse in den Sand gedrückt. Die Einbindetiefe betrug 57 cm, dies entsprach einem Verhältnis $l/d = 30$.

Die zyklische Belastung des Pfahles wurde mechanisch über ein Hebelsystem innerhalb einer Zykluszeit von 1 Minute aufgebracht und war in etwa trapezförmig. Bild 2 zeigt einen Schnitt durch diese Versuchsanordnung. In Dauerversuchen wurden zum Teil bis zu 200.000 Lastzyklen erreicht. Die Ober- bzw. Untergrenzen der zyklischen Belastung werden im Bericht als Bruchteile der vorher ermittelten statischen Bruchlasten (Q_c -Bruchlast im Druckbereich, Q_t -Bruchlast im Zugbereich) angegeben.

In drei großen Versuchsserien wurden Zugschwell-, Druckschwell- und Wechselbelastungen durchgeführt.

Bei den Schwellbelastungen wurden in Abhängigkeit von der Lastamplitude verschiedene Versuchsabläufe beobachtet. Im Falle größerer Amplituden als $0,5 Q_c$ bzw. $0,5 Q_t$ wuchs die Verschiebungsrate bereits nach dem ersten Lastzyklus stark an und führte schnell zum Versagen durch zunehmende Setzung oder Herausziehen des Pfahles.

Bemerkenswert bei den kleineren Lastamplituden war das zwischenzeitliche Auftreten eines scheinbar stabilen Zustandes mit Tendenz zur Beruhigung. Jedoch wurden mit steigender Lastwechselzahl letztlich wieder sogenannte instabile Zustände mit zunehmenden Verschiebungen erreicht. Beispielsweise traten bei einer Druckschwellamplitude von $0,15 Q_c$ ab 2 000, bei $0,1 Q_c$ erst ab 31 000 Lastwechseln wieder größer werdende Verschiebungen pro Zyklus auf. Bei den Zugschwellversuchen trat diese Änderung für $0,3 Q_t$ bei 1 810, für $0,2 Q_t$ bei etwa 11 000 Lastwechseln auf. Einzige Ausnahme bildete eine Zugschwellamplitude von $0,15 Q_t$, bei der die Verschiebungen auch nach 200 000 Lastwechseln noch abnahmen.

In der dritten Versuchsserie wurden Wechselbelastversuche durchgeführt, wobei die Grenze im Druckbereich bei $0,15 Q_c$ beibehalten wurde, während die Zuglastgrenze zwischen 0 und $0,3 Q_t$ variiert wurde. Bild 3 zeigt die Verschiebungskurven der 5 Versuche. Schon geringe Zugkraftanteile von $0,05 Q_t$ und $0,1 Q_t$ verschlechterten das Tragverhalten erheblich.

Die Verschiebungen nahmen im Gegensatz zu den Schwelllastversuchen bereits nach etwa 1 000 Lastzyklen stark zu. Bei den größeren Zugkraftanteilen von $0,2 Q_t$ und $0,3 Q_t$ kehrte sich die Bewegungsrichtung nach 750 bzw. schon 150 Lastzyklen um und die Pfähle wurden herausgezogen.

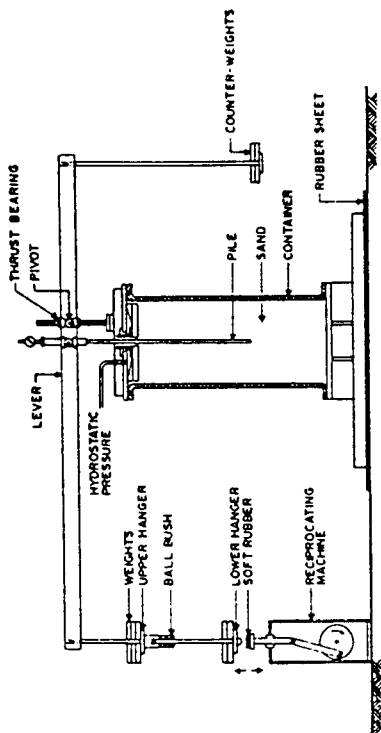


FIG. 1.—Apparatus for Repeated Loading Tests

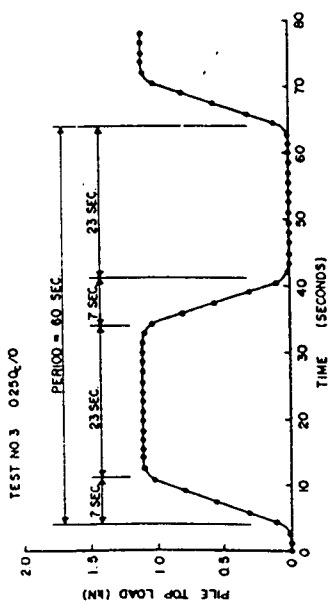


FIG. 2.—Characteristics of Repeated Loads

Bild 2 Versuchsanordnung und typischer Belastungsablauf nach CHAN (1976)

mit einer Dauer des Belastungszyklus von 1 Minute. Als Bodenmaterial wurde ein trockener Fein- bis Mittelsand verwendet, der durch eine bestimmte vorhergehende Belastungsgeschichte unterschiedliche Überverdichtungsverhältnisse (OCR-Werte) erhielt.

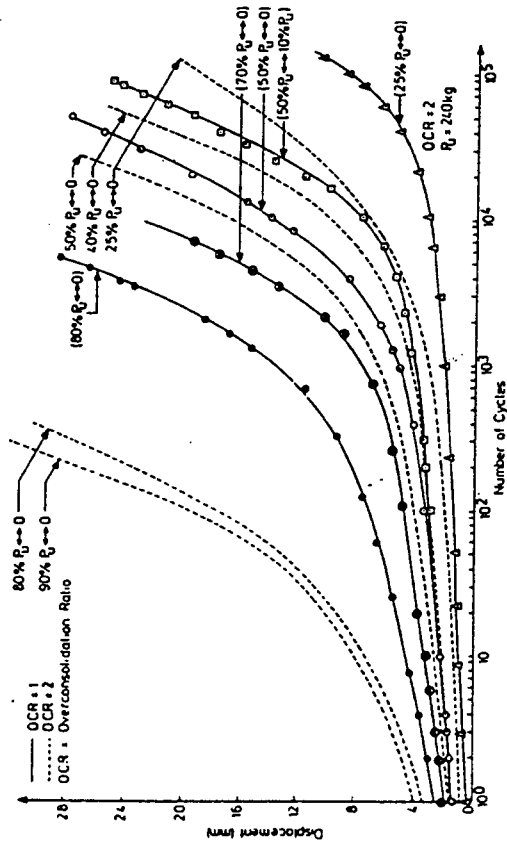


Fig. 5 (a, above and b, below). Displacement—log number of load cycles relationship: repeated load tests

Bild 4 Beispiel für Verschiebungskurven unter Zugschwellbelastung nach HANNA (1978)

Die erste Versuchsserie umfaßt Zugschwellbelastungen bis zu 100 000 Lastwechseln (Bild 4). Die Verschiebungskurven verlaufen im halblogarithmischen Maßstab zunächst flach und linear und biegen später in Abhängigkeit von der Amplitudengröße in Bereiche größerer Verformungen ab. Aus diesen Ergebnissen und Darstellungen wurden folgende Tendenzen abgeleitet:

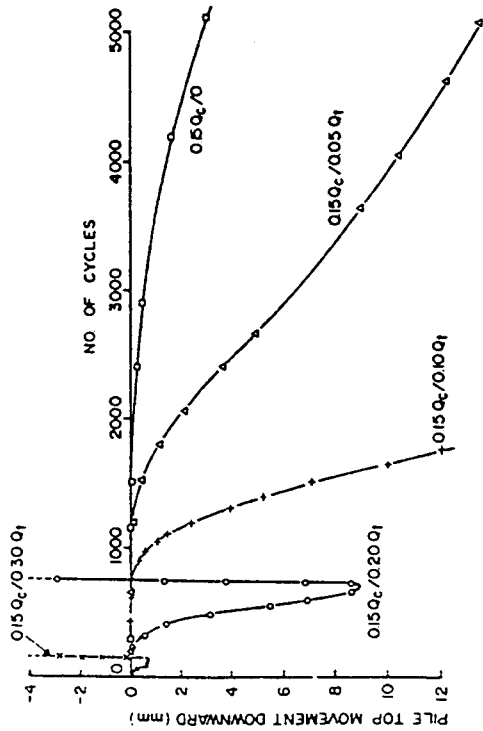


FIG. 12.—Pile Movements in Series No. 3

Bild 3 Beispiel für Verschiebungskurven unter Wechselbelastung nach CHAN (1976)

Die Autoren nehmen an, daß von den möglichen Ursachen für die Abnahme der Tragfähigkeit vor allem der Abbau der Pfählschaft infolge zyklischer Belastung maßgeblich ist.

Über weitere, ausführliche Laborversuchsreihen wird von HANNA u. a. (1978) berichtet. Benutzt wurde dabei eine Versuchsordnung ähnlich der vorher beschriebenen. Die Höhe des Stahlzylinders wurde auf 53 cm, die Einbindetiefe auf 40 cm reduziert. Verwendet wurde nunmehr ein Modellanker, der am unteren Ende eine kleine Ankerplatte erhielt. Die Grenzen der Belastung wurden wieder in Bruchteilen der statischen Bruchlast angegeben. Die Form der Belastungskurve war trapezförmig

- Die Verschiebung hängt in erster Linie von der Größenordnung der Lastamplitude ab. Je größer die Amplitude, desto weniger Zyklen führen zum Versagen.
- Der OCR-Wert des Sandbodens hatte keinen großen Einfluß. Alle Kurven eines bestimmten Last-Levels lagen innerhalb eines relativ engen Bereiches.
- Der Punkt, an dem bei einem einzelnen Versuch das Versagen eintrat, konnte nicht exakt angegeben werden.

Um die Problematik des Verformungsverlaufs transparenter zu machen, wurde eine doppellogarithmische Darstellung gewählt, wobei die Verformungsrate über der Anzahl der Lastzyklen aufgetragen wird. Wie Bild 5 zeigt, ergeben sich für einen weiten Bereich der Last sehr ähnliche Kurven. Einer zunächst linear fallenden Geraden folgt eine kleine Unregelmäßigkeit, die dann wieder in eine Gerade mit abnehmender Verformungsrate übergeht. Man erkennt, daß die Verformungen allmählich abnehmen, aber niemals vollständig zur Ruhe kommen. Versagen in Form eines plötzlichen Herausziehens des Ankers trat in keinem Fall ein. Als mögliche Erklärung für die nie vollständig zur Ruhe kommende Ankerschiebung führen die Autoren zwei Gründe an:

- Verschleißerscheinungen bei den Sandkörnern
- Sandkörner fließen in einen allmählich entstandenen Hohlraum unterhalb der Ankerplatte.

Zur Abschätzung der Lebensdauer eines zyklisch belasteten Ankers wurde aus den Versuchsdaten ein Diagramm erstellt, in dem für verschiedene zulässige Verformungen die Anzahl der zulässigen Lastzyklen als Funktion der Lastamplitude aufgetragen ist. Hieraus wird der Schluß gezogen, daß eine untere Lastgrenze existieren muß, unterhalb der auch eine sehr große Anzahl von Lastzyklen zu vernachlässigbar kleinen Verformungen führt.

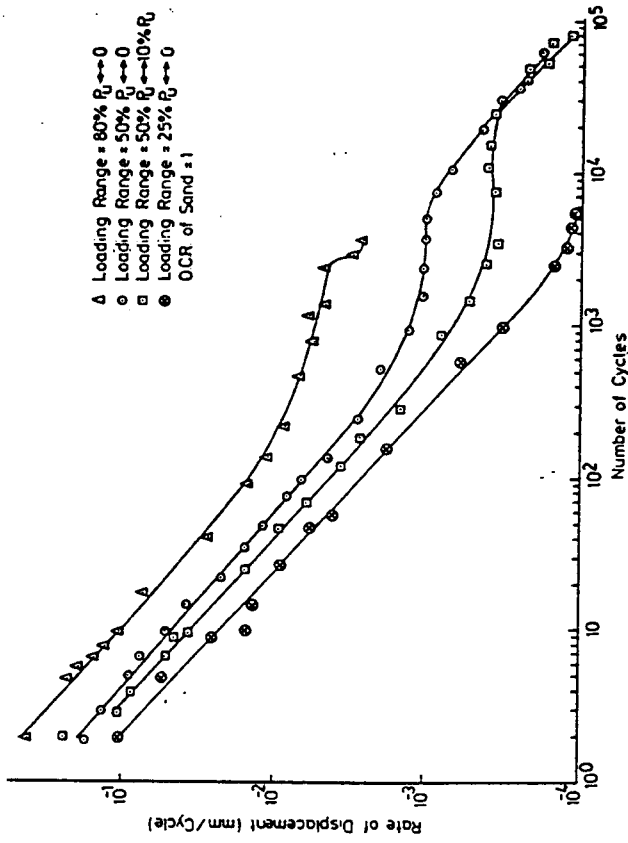


Fig. 7. Rate of anchor displacement—log number of load cycles relationship: repeated load tests

Bild 5 Beispiel für Verschiebungsraten unter Zugschwellbelastung nach HANNA (1978)

In einer zweiten Versuchsserie wurden Wechsellastversuche durchgeführt, bei denen ein wesentlich anderes, schlechteres Tragverhalten des Ankers festgestellt wurde.

Bereits nach kurzer Zeit nahmen die Verschiebungen zu und führten zum Versagen.

Die Autoren unterstreichen die Auswirkungen durch einen drastischen Vergleich: Ein Wechsellastbereich von -10 % bis +25 % verursachte bereits nach 40 Zyklen die gleiche Verschiebung wie eine Schwelllast von 0 bis +25 % erst nach 25 000 Zyklen.

HANNA (1982) zieht aufgrund der Vielzahl durchgeführter Versuche folgende grundsätzliche Schlußfolgerungen:

1. Zyklische Belastung von Ankern verursacht sich addierende Ankerbewegungen.
2. Die Größe der Lastamplitude ist von Bedeutung und kann die Lebensdauer des Ankers bestimmen.
3. Vorspannen eines Ankers verlängert seine Lebensdauer hinsichtlich zyklischer Belastung.
4. In körnigen Böden findet ein allmählicher Zusammenbruch des Kornaufbaus nahe der Ankeroberfläche statt. Dies bewirkt wiederum eine Änderung der Dichte und eine Reduzierung der Normalspannungen am Ankerschaft, begleitet von Bewegungen des Ankers.

GUDEHUS/HETTLER (1981) und HETTLER (1981) berichten im Rahmen einer umfangreichen Untersuchung über monoton und zyklisch belastete Modellfundamente in Sandboden. Hierbei wurden auch Zugschwellversuche an Modellpfählen aus Stahl mit glatter Oberfläche, 32 cm Länge und 2,7 cm Durchmesser durchgeführt. Als Bodenmaterial wurde ein trockener Mittelsand verwendet, der durch Einrieseln in einen Versuchskasten eingebaut wurde. Oft wurde ein nichttriviales schrittweises Versagen beobachtet.

Auch bei einer Schwelllastamplitude von nur 8 % der statischen Bruchlast ergab sich ab ca. 120 Zyklen eine lineare Zunahme der Verschiebungen, schließlich wurde der Pfahl infolge der Verkürzung der Haftlänge herausgezogen. Erst unterhalb dieser Amplitude, bei ca. 6 %, trat eine Beruhigung ein (Bild 6).

Von den Autoren wird betont, daß - zumindest im Fall des axial belasteten Pfahles - eine Übertragung vom Modell auf in-situ Verhältnisse ohne weitere Analyse des Scherfugeneinflusses nicht möglich sei.

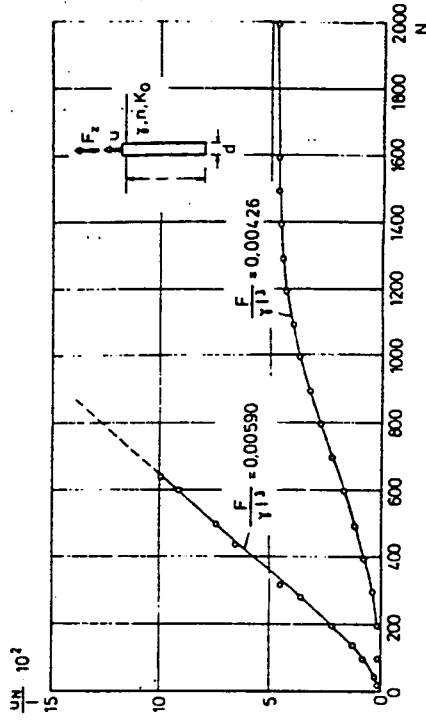


Abb. 5.15 Verschiebung u_N/l in Abhängigkeit von der zyklischen Last $F/\gamma l^3$ für $F/\gamma l^3 \leq 0,00590$

Bild 6 Beispiel für Verschiebungskurven unter Zugschwellbelastung nach HETTLER (1981)

BOULON/DESRUDES/FORAY/FOEGUE (1980) stellen ein numerisches Modell für Gründungen unter zyklischer Belastung vor. Beispiele für die Anwendung auf Pfähle unter zyklischer Belastung werden beschrieben und den Ergebnissen eines Modellversuchs gegenübergestellt.

In diesem Versuch wurde ein Stahlrohr von 1,60 m Länge und 5,5 cm Durchmesser in einer Versuchsgrube mit Sand druckschwellbelastet. Bei einer Frequenz von 0,05 Hz wurden drei verschiedene Lastamplituden mit jeweils mehreren tausend Lastwechseln aufgebracht und die Setzungen sowie Spannungen im Pfahl und teilweise auch im Boden gemessen.

Als wichtigste Ergebnisse dieser Untersuchungen werden folgende Punkte genannt:

- Abbau der Mantelreibung im oberen Pfahlabschnitt bei gleichzeitiger Zunahme des Spitzendrucks
- Bodenverfestigung unter dem Pfahlfuß
- Auch bei kleinen zyklischen Amplituden wurde keine klare Stabilisierung der Setzungen beobachtet.

Auf dem Gebiet des sog. "Offshore-Engineering" befassen sich in den letzten Jahren eine Reihe von Autoren mit den Problemen zyklisch belasteter Offshore-Gründungen, u.a. Pfahlgründungen. Theoretische Ansätze, vor allem Vorschläge für FE-Berechnungen, wurden mehrfach gemacht. Ziel dieses Literaturberichts soll jedoch die Darstellung hauptsächlich durchgeführter Labor- oder Feldversuche sein.

Erwähnung finden soll eine Besonderheit des Offshore-Engineering, nämlich im Meeresboden meist eingerammte, manchmal aufklappbare Metallanker, die mit der zu verankernden Konstruktion durch Stangen oder Kabel verbunden sind (embedment anchor, ground anchor, marine anchor).

Zyklische Belastungsversuche solcher Anker sind von BEMBEN/KALAJIAN/KUPFERMAN (1973) und BEMBEN/KUPFERMAN (1975) durchgeführt worden. In der ersten Arbeit werden Diagramme für ein "zyklisches Kriechmaß" in Abhängigkeit von Amplitudenhöhe, Einbettungstiefe und Bodenart angegeben. In der zweiten Arbeit wurde auch versucht, in einem vierstelligen räumlichen Laborversuch hinter einer Plexiglasscheibe die mechanischen Vorgänge in der Umgebung solcher Anker, z. B. Saugeffekte und Bewegung von Körnern, sichtbar zu machen. Schließlich werden zwei Sicherheitsfaktoren empfohlen, die zum einen den Oberwert der Schwelllastamplitude auf 40 % der statischen Tragfähigkeit einschränken, zum anderen innerhalb der gewünschten Lebensdauer nur eine bestimmte Verschiebung zu lassen.

Eine weitere interessante Untersuchung von ANDREADIS/HARVEY/BURLEIGH (1981) wurde am Queen Mary College, University of London, durchgeführt. Hierbei wurden verschiedene Modellformen metallener Anker, wie sie im Meeresboden eingerammt werden, in einem Stahlbehälter von 2,44 m Durchmesser und 1,22 m Höhe in vollständig gesättigtem fein- bis Mittelsand mit einer Frequenz von 0,5 Hz schnellend belastet. Bei verschiedenen Lastamplituden wurden bis zu 10^6 Lastzyklen durchgeführt. Bei dieser Art von Anker spielen in erster Linie die Einbettungstiefe, aber auch Form und Größe der Ankerplatte eine erhebliche Rolle.

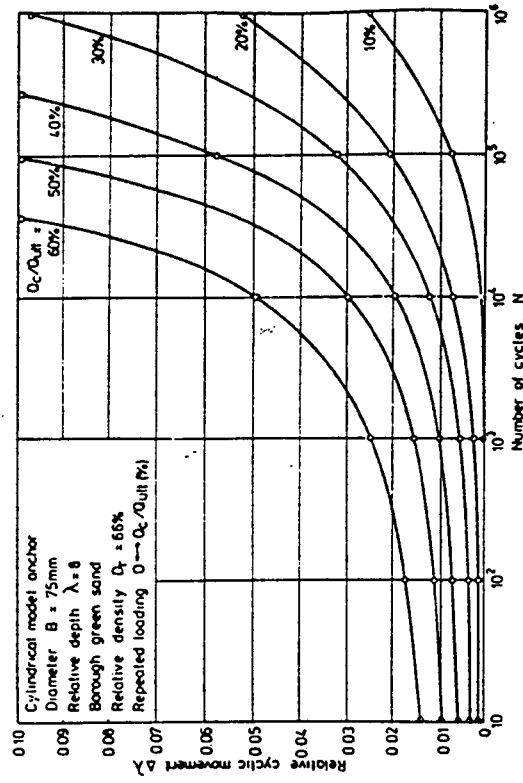


FIG. 12.—Repeated Load Tests: Relative Anchor Movement (Log Number of Cycles Relationship)

Bild 7 Beispiel für Verschiebungskurven unter Zugschwellbelastung nach ANDREADIS/HARVEY/BURLEIGH (1981)

Für die Ankerverschiebungen, aufgetragen gegen $\log N$, ergaben sich jeweils Scharen von hyperbolischen Kurven für verschiedene Lastamplituden (Bild 7). Als Versagen wurde die Wiederrücknahme der "Nettobewegung pro Zyklus" in Bezug zur Gesamtverschiebung bezeichnet. Ankerverschiebungen von 10 % der relativen Einbettungstiefe (= Einbettungstiefe/Ankerdurchmesser) werden bereits einem Versagen gleichgesetzt.

Abgesehen von diesen besonderen Ankerformen, sind auch einige Untersuchungen an Modellpfählen veröffentlicht worden:

HOLMQUIST/MATLOCK (1976) untersuchten neben den Einflüssen auf das statische Tragverhalten auch Schwell- und Wechselbeanspruchungen an einem Modellpfahl. Es handelte sich um ein Aluminiumrohr von 2,54 cm Durchmesser und ca. 100 cm Länge, das in einen aufbereiteten, weichen Ton in einem Metallzylinder eingedrückt wurde. Angaben zur Tragfähigkeit sind auf die mit der Miniatur-Scherflügelsonde ermittelten Scherfestigkeiten bezogen.

Unter Schwellbelastung wurde keine signifikante Herabsetzung der Tragfähigkeit festgestellt. Im Gegensatz hierzu führte eine weggesteuerte Wechselbeanspruchung zu einer Verminderung der Tragfähigkeit auf 30 % der ursprünglichen statischen Bruchlast. Aufgrund der Versuchsergebnisse werden Empfehlungen für statische, Schwell- und Wechselbelastungen ausgesprochen - bezogen auf den mit der Scherflügelsonde ermittelten maximalen Wert der Scherfestigkeit. Diese Empfehlungen werden durch Hinweise auf die Versuchsumstände deutlich eingeschränkt.

Eine ähnliche Untersuchung wurde von GROSCH/REESE (1980) veröffentlicht. Modellpfähle mit einem Durchmesser von 2,54 cm wurden am Fuß flacher Bohrlöcher in den anstehenden hochplastischen Ton eingedrückt. Es wurden weggesteuerte Schwell- und Wechselbelastungen durchgeführt, wobei die Messung der Kraftübertragung im Pfahl durch Dehnungsgeber erfolgte und zusätzliche Porenwasserdruckmessungen vorgenommen wurden. Bei allen

Versuchen wurde eine Reduzierung der Kraftübertragung in Bezug auf den statischen Maximalwert auf 39 % bis 46 % festgestellt.

Die Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen waren nach Auffassung der Autoren nicht in Übereinstimmung zu bringen mit gängigen Modellvorstellungen auf der Grundlage des Konzepts der effektiven Spannungen und des Critical-State-Soil-Konzepts. Stattdessen wurde die Zerstörung der Bindungen zwischen den Bodenpartikeln und ihre Umorientierung parallel zur Richtung der Scherdehnung als Hauptursache des Rückganges der Kraftübertragung angesehen.

Im Hinblick auf moderne Offshore-Pfahlgründungen, d. h. offene Stahlrohre bis zu 100 m Länge und 2,5 m Durchmesser, die einer großen Zahl von Lastwechseln ausgesetzt sein können, wurden an der Technischen Universität Delft Modellversuche durchgeführt (VAN WEELE, 1979).

In wassergesättigtem Quarzsand wurde eine vertikal eingebettete Stahlplatte von Tiefe \times Breite \times Dicke = 550 \times 400 \times 12 mm druckschwellbelastet. Mit Periodendauern zwischen 5 und 60 Sekunden wurden bis zu 10 000 Zyklen mit verschiedenen Lastamplituden gefahren. Bei einem Oberwert der Amplitude von rund 55 % der statischen Bruchlast (inklusive eines statischen Vorlastanteils) kam es zum Versagen. Mantelreibung und Spitzendruck konnten nicht getrennt beurteilt werden. Dies gelang mit einem Standardpenetrometer mit 10 cm² Spitze und 100 cm² Mantelfläche, wobei mit Periodendauern zwischen 0,2 und 10 Sekunden ohne wesentlichen Vorlastanteil bis zu 200 000 Zyklen gefahren wurden.

Um Setzungen kleiner als 10 % des Fußdurchmessers nach 10 000 Zyklen zu erhalten, mußte auch der Oberwert des Spitzendruckes unter 10 % seiner statischen Bruchlast bleiben. Die Druckschwellgrenzlast wurde zu 25 bis 33 % von q_s und 60 bis 70 % von τ_m angegeben.

POULOS (1981) vergleicht die Ergebnisse bzw. Annahmen einer FE-Analyse mit den Ergebnissen von Modellversuchen. Die Vorgehensweise der Analyse, u. a. Annahme eines linear-elastischen Kontinuums, des Konzepts totaler Spannungen sowie die einfache Abschätzung vieler Eingangsparameter sei an dieser Stelle nicht diskutiert.

Bei den Berechnungen für einen typischen Offshore-Pfahl - einem Stahlprofil von 100 m Länge in einer tonigen Ablagerung - ergab sich ein Wechsellastlevel von $\pm 50\%$ der statischen Bruchlasten als Grenzwert. Bei einer Steigerung der Wechselbelastung auf $\pm 60\%$ war mit einem Versagen nach etwa 5 000 Zyklen zu rechnen.

Bei den Modellversuchen wurden Aluminiumstäbe von 2 cm Durchmesser und 25 cm Länge in einem mit aufbereitetem Ton gefüllten Behälter von 15 cm Durchmesser und 23 cm Länge verwendet. Das Ende des Stabes wurde durch den Boden des Behälters hindurchgeführt. Somit wurden ausschließlich Mantelreibungseffekte gemessen. Die statischen Bruchlasten wurden vor und nach einer Wechselbeanspruchung von jeweils 1 000 Zyklen ermitelt. Hierbei ergab sich bei einem Wechsellastlevel kleiner $\pm 60\%$ bis $\pm 70\%$ im allgemeinen nur eine geringe Reduzierung. Bestätigt wurde das, auch theoretisch angenommene, relativ plötzliche Versagen bei einem höheren Lastlevel. Ansonsten wurde vom Autor eine weitgehende Übereinstimmung zwischen dem in der Berechnung vorhergesagten Verhalten und dem Modellversuch konstatiert.

4. Feldversuche an Pfählen

Erfahrungen und Ergebnisse von Feldversuchen an Pfählen finden öfter nur im Rahmen größerer Abhandlungen oder Fachbücher kurze Erwähnung. Im Grundbautaschenbuch weist FRANKE (1982) darauf hin, daß bei einer Reihe von Probebelastungen mit Schwellbelastung eine Abnahme der Mantelreibung bei entsprechend zunehmendem Spitzendruck beobachtet wurde. Bei höheren Schwellbelastungsanteilen sollte deshalb der Mantelreibungsanteil vorsichtig angesetzt werden. Für rechnerische Vorausschätzungen

bei Wechselbeanspruchung werden Sicherheitswerte von $n = 2,5$ und $n = 3,0$ empfohlen, doch wird betont, daß eine sichere Kenntnis über die Wahl solcher Werte fehlt.

In den Niederlanden wird bei Pfahlprobepbelastungen seit Jahren häufig auch eine zyklische Komponente mit eingeführt. Hierbei werden am Ende jeder statischen Laststufe in der Regel drei bis fünf Ent- und Wiederbelastungszyklen gefahren und die zusätzlich entstehenden Verformungen beobachtet.

Zu erwähnen sind hier die frühen Versuche von VAN DER VEEN (1953). Er schrieb der zyklischen Belastung einen ähnlichen Einfluß wie dem Zeitfaktor zu und kam zur Voraussage eines semilogarithmischen linearen Setzungsverlaufes in Abhängigkeit von der Anzahl der Zyklen.

BEGEMANN (1969) geht in den LGM-Mitteilungen ausführlich auf den Aspekt zyklischer Belastung bei Zug- und Druckversuchen ein. Vorgestellt wird ein "point of hesitation"-Kriterium, bei dem mit Hilfe einiger Lastzyklen ein kritischer Lastlevel bestimmt wird. Bei Druckversuchen an Stahlprofilen wurde dieser Wert meist bei 50 % bis 55 % der statischen Bruchlast gefunden, in einem Fall mit 200 Zyklen pro Stufe fiel er allerdings auf 33 % ab. Unter Wechselbelastung wurde ein Rückgang der Mantelreibung auf 30 % des ursprünglich berechneten Wertes beobachtet. Obwohl diese Abnahme u. U. auch geringer sein kann, wird die Empfehlung ausgesprochen, auch bei Zugschwellbelastung nur 30 % des rechnerischen Wertes für die Mantelreibung im mittleren Pfahlabschnitt anzusetzen.

Im Zuge einer Dockgründung untersuchte BEGEMANN (1973) die Auswirkung zyklischer Belastung auf ein Stahlprofil (PSP 30, H-Profil) in einem Sandboden. Serien von abwechselnd aufeinander folgenden Zug- und Druckschwellversuchen wurden durchgeführt, wobei die Last in Stufen aufgebracht und am Ende jeder Stufe viermal bis auf 0 zurückgenommen wurde.

Als kritischer Lastlevel ("point of hesitation") wurde die Laststufe bezeichnet, bei der mit 4 Zyklen eine Zusatzverformung von 0,2 mm erreicht wurde (Bild 8). Sie lag bei etwa 50 % der statischen Grenzlast. Die bleibenden Verformungen pro Zyklus nahmen mit steigenden Lasten immer mehr zu. Die Mantelreibung sank bei einer Belastung bis über die statische Grenztragfähigkeit um etwa 33 %. Bei einem erneuten Belastungsversuch nach 2 Monaten konnte keine Wiederherstellung der ursprünglichen Mantelreibung festgestellt werden.

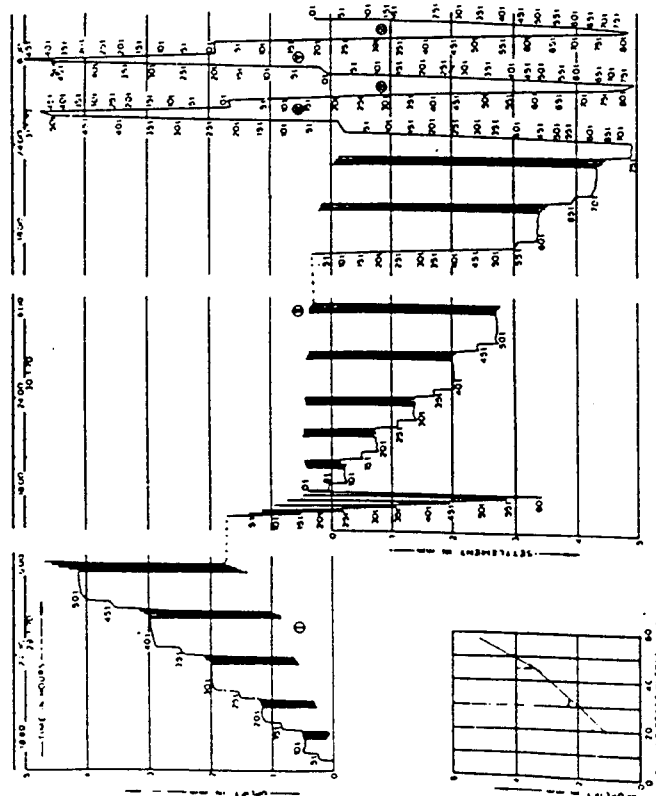


FIG. 5. RESULTS OF TEST VIII

Bild 8 Beispiel für eine Pfahlprobebelastung nach BEGEMANN (1983)

In einer kurzen Überprüfung der Daten von ca. 70 niederländischen Pfahlprobebelastungen kommt VAN WEELE (1979) zu folgenden allgemeinen Feststellungen:

- Bei Zugpfählen oder nur auf Mantelreibung beanspruchten Pfählen blieb die Zunahme der Pfahlbewegung binnen 5 Zyklen vernachlässigbar, solange die Lastamplitude kleiner 2/3 der statischen Bruchlast war.
- Bei Druckpfählen, die weitgehend nur auf Spitzendruck beansprucht waren, wurde eine Zunahme der Setzungen bereits bei 1/3 der statischen Bruchlast beobachtet.

TROFIMENKOV/MARIUPOLSKII (1965) führten zyklische Pfahlversuche durch, bei denen die Lastamplitude stufenweise erhöht wurde. Bei diesen Versuchen wurden etwa 200 Schraubenpfähle, die in der UdSSR vorwiegend für die Gründung von Masten verwendet werden, mit Pfahlplattendurchmessern D zwischen 0,25 und 1,0 m bis zu einer Tiefe von 7 m eingebaut. Bodenarten waren weiche bis steife Tone sowie feuchte und vollständig gesättigte Sande von geringer bis mittlerer Dichte. Die Belastungen wurden durch hydraulische Einrichtungen aufgebracht. Das Versuchsprogramm beinhaltete neben kontinuierlichen und schrittweisen statischen Zug- und Druckversuchen auch Schwell- und Wechselbelastungen.

Bei den zyklischen Belastungen wurden Größenordnungen von 5 t für große, 0,5 t für kleine Pfähle erreicht. Eine Laststeigerung wurde vollzogen, wenn eine Verschiebung kleiner 0,1 mm binnen dreier Zyklen erreicht wurde. Die Belastung wurde solange gesteigert, bis ein kritischer Wert erreicht war, bei dem die Verschiebungen nicht mehr zurückgingen - wobei die kleineren Pfähle meist herausgezogen wurden.

In allen Fällen wurde eine Reduzierung der Grenzlast unter zyklischer Beanspruchung festgestellt. Die entsprechenden Verschiebungen betragen in der Regel 0,05 D . Aufgrund der Ergebnisse wurde eine Berechnungsmethode vorgeschlagen, bei der in Abhängigkeit von der Bodenart und Belastung folgende Abminderungsfaktoren eingeführt wurden:

TABLE 1. REDUCING COEFFICIENT, m

Kinds of soil in a working zone	Type of load	
	Increasing by steps	Pulsating Alternate
Clay soils		
Hard, very stiff, and stiff	0.8	0.7
Medium	0.8	0.7
Soft	0.8	0.6
Very soft	0.8	0.5
Sand soils		
Partly saturated	0.8	0.7
Saturated and dry	0.8	0.5

Tabelle aus TROFIMENKOV/MARIUPOLSKII (1965)

Die erklärte Absicht der Versuche von BROMS (1970) war es, einen "critical load-level" zu bestimmen, unterhalb dessen eine zyklische Belastung nicht zum Versagen führen sollte. In vier Feldversuchen wurden insgesamt 13 Pfähle (4 Holz-, 7 Betonfertigteil- und 2 zusammengesetzte Pfähle) mit Längen von ca. 14 bis 18 m druckschwellbelastet. Die Versuche begannen in der Regel erst mehrere Monate nach dem Rammen. Der Boden war durchweg normal konsolidierter Ton.

Der Betrag der Oberlast wurde in mehreren Stufen von 25 bis 100 % eines nicht durch Versuch, sondern rechnerisch ermittelten Wertes für die statische Tragfähigkeit gesteigert. Die Unterlast betrug jeweils die Hälfte der Oberlast. Die Gesamtdauer eines Zyklus betrug 6 bis 10 Minuten, wobei sovieler Zyklen pro Stufe gefahren wurden, bis die bleibende Verformung konstant blieb. Es stellte sich in allen Fällen heraus, daß die kritische Last für Druckschwellbeanspruchung, wie man sie hier zu finden versucht hat, ungefähr gleich der berechneten statischen Grenztragfähigkeit war. Besonders gut traf dies für den Fall zu, bei dem die Scherfestigkeit mit dem "Swedish fall-cone test" ermittelt worden war.

In einer späteren Veröffentlichung von FELLENIUS (1975) wird diese Art des Pfahlversuchs mit dem festen Begriff "Swedish Cyclic Test" benannt. Der Versuchsablauf ist dem von BROMS ähnlich, die Auswertung wird nach einer Empfehlung der "Swedish Pile Commission" dahingehend modifiziert, daß die Zahl der Zyklen logarithmisch aufgetragen wird.

Derjenige Wert, bei dem sich eine zunehmende Einsenkung des Pfahls abzeichnet (yield value), kann nun auch grafisch besser veranschaulicht werden. Man geht auch davon aus, daß dieser Wert kleiner als die Grenztragfähigkeit ist.

Von BEA/AUDIBERT/DOVER (1980) wurden u.a. Daten aus Feldversuchen an typischen Offshore-Pfählen aus Stahlrohren ausgewertet:

Axial schwellbelastete Pfähle, bei denen die Summe aus statischer und zyklischer Belastung 70 % bis 80 % der statischen Tragfähigkeit nicht überschritt, wurden demnach in ihrer Tragfähigkeit nur geringfügig schlechter. Oberhalb dieser Grenze kann es jedoch - in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel - zu kumulativen Verformungen bis hin zum Versagen durch Setzung oder Herausziehen kommen.

Über Feldversuche an offenen Stahlrohrprofilen von 356 mm Durchmesser berichteten KRAFT/COX/VERNER (1981). Vier solcher Pfähle wurden in Längen von ca. 12 bis 15 m in verschiedene Schichten steifer bis fester Tone eingerammt und einem umfangreichen Versuchsprogramm unterworfen. Nach mehreren statischen Zug- und Druckbelastungen wurden auch zyklische Druckschwellbelastungen durchgeführt. Die Lastamplitude betrug immer ca. 40 % der statischen Bruchlast. Die Schwelllast wurde in mehreren Stufen darüber hinaus angehoben (Bild 9). Die Dauer eines Zyklus betrug lediglich 15 Sekunden.

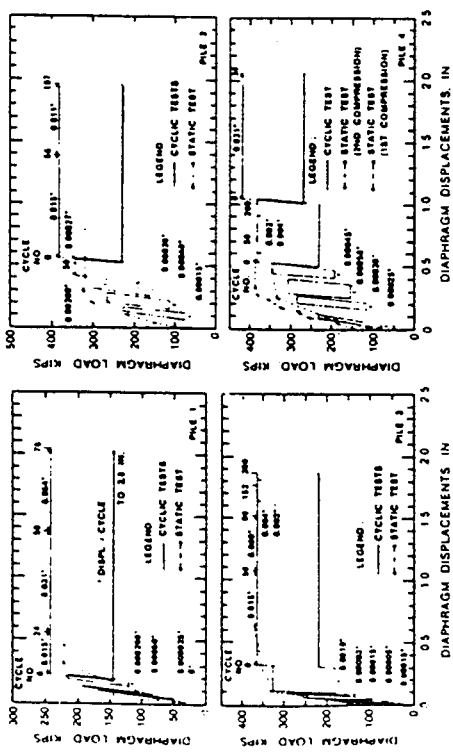


FIG. 13.—Load-Displacement Response under Cyclic Loading (1 in. = 25.4 mm; 1 kip = 4.45 kN)

Bild 9 Beispiel für Pfahlprobebelastungen nach KRAFT/COX/VERNER (1981)

Im Vergleich zum letzten vorhergehenden statischen Druckversuch stellen die Autoren fest, daß eine gleich große oder sogar größere Schwelllast aufgebracht werden konnte. Zunehmende kumulative Verformungen traten erst ab einem Oberlastwert von 80 % der statischen Bruchlast auf und wurden ab 110 % als beträchtlich zunehmend empfunden. In der Gesamtsicht der gewählten Belastungsabfolge hat nach Auffassung der Autoren der kombinierte Effekt zyklischer Schwellbelastung plus der höhen- und für Offshore-Pfähle typischen - Belastungsgeschwindigkeit eine Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber der rein statischen bewirkt.

GARBRECHT/SCHUPPENER (1980) weisen darauf hin, daß eine Probebelastung mit Schwellbeanspruchung dann sinnvoll sei, wenn auch die Bauwerks-pfähle Schwellbeanspruchungen erhalten. Außerdem sollte sichergestellt sein, daß die Probebelastung die dabei auftretenden Beanspruchungen in Dauer und Größe zutreffend simuliert. Der Grund liegt in den besonderen bodenmechanischen Vorgängen. Für Sand wird die Ursache der geringeren Tragfähigkeit in der unter zyklischer Beanspruchung eintretenden Volumensverringering gesehen. Dies führt zu einem Abbau der horizontalen Verspannungen bzw. zu einem Nachlassen der Gewölbewirkung um den Pfahl.

5. Versuche an Verpreßankern

Für Verpreßanker unter Zugschwellbelastung ergeben die nach DIN 4125, Teil 2 vorgeschriebenen 20 Lastspiele zwischen 0,5- und 1,0facher Gebrauchslast A_r u. U. einen ersten Anhalt. Sichere Aussagen zur Tragfähigkeit unter Schwelllast lassen sich daraus jedoch nicht ableiten. Darüber hinausgehende Untersuchungen sind selten und zumeist unver-öffentlich.

Von LACOUR/DELMAS/BUSTAMANTE (1978) wurden Verpreßanker in Tonböden geprüft. Neben dem allgemeinen statischen Tragverhalten wurde in einem Fall auch das Schwelllastverhalten untersucht. Eine 100 kN-Amplitude wurde jeweils in Stufen bis zum Bruch gesteigert, wobei auf jeder Stufe 25 Zyklen durchgeführt wurden.

Es zeigte sich, daß durch diese gemäßigt-zyklische Belastung das Tragverhalten nicht beeinflusst wurde (Bild 10).

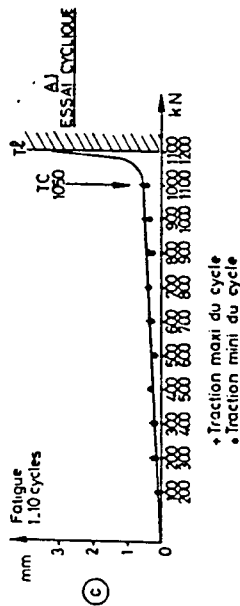
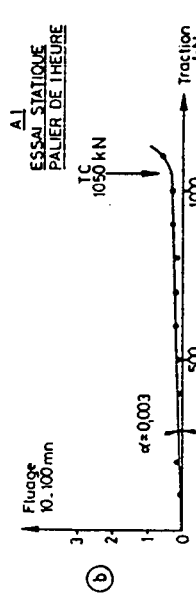
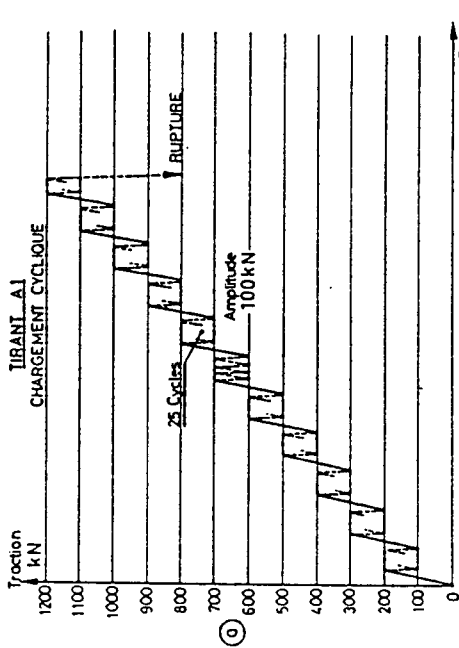
HENKE u.a. (1979 a, b) führten in den Jahren 1975 bis 1978 umfangreiche Modell- und Feldversuche an Verpreßankern unter Schwellbelastung durch. Hierbei sollten grundlegende Erkenntnisse über das Tragverhalten, aber auch ein Kriterium oder z. B. ein Abminderungsfaktor gefunden werden.

Die Modellversuche

Es kann vorweggenommen werden, daß die Modelltechnik als brauchbar zur Erfassung verschiedener Einflußfaktoren angesehen wurde. Vergleichliche Zwischenmodell- und Feldversuchen bestätigten, daß gleiche Effekte auftreten. Infolge des gewählten linearen Modellfaktors von 1:2,5 wurde der Stabdurchmesser mit 12,5 mm, der Verpreßkörperdurchmesser mit 52 mm und die Verpreßkörperlänge mit 2,4 m festgelegt. Die Anker wurden in insgesamt 12 bindigen und nichtbindigen Bodenmassiven getestet, die in kegelstumpfförmige Modellbehälter von 3 m Länge und 0,5 m bis 0,8 m Durchmesser eingebaut worden waren. Die Belastung wurde mit einer hydraulischen Einrichtung aufgebracht, die Verschiebungen der Anker wurden am Kopf und Fuß gemessen.

Die Schwellbelastung begann mit niedrigeren Amplituden, wobei der Betrag der Oberlast jeweils der doppelte Unterlastwert war. Die Anzahl der Lastzyklen lag zwischen 6 bis 8 je Minute. Die Belastung wurde unter diesen Bedingungen auch auf größere Schwingweiten gesteigert, wobei mindestens 1 000, meistens jedoch über 10 000 Lastwechsel erreicht wurden.

Der Verformungsablauf (Schwelllastkurven) wurde in einem halblogarithmischen Diagramm dargestellt. Diese Kurven verlaufen in einem gewissen Lastbereich nahezu geradlinig. Dies wurde dahin interpretiert, daß die Schwelllastverformung im allgemeinen proportional $\log N$ verläuft, ein Verhalten, das der Kriechverformung analog wäre. Aus dieser Überlegung heraus wurde, ähnlich dem Kriechbeiwert k_s , ein Schwellbeiwert ϵ definiert. Er lag beim bindigen Boden (Stuttgarter Löß, TM nach DIN 18 196) bei 0,2 mm und beim nichtbindigen Boden (Donausand, 0/4 Körnung) bei 0,3 mm. Dies entspricht einem zugehörigen kritischen Schwelllastwert von 90 % bzw. 50 % der statischen Grenztragfähigkeit, welche bei jedem Versuchsanker vor dem Schwelllastversuch in Anlehnung an DIN 4125 bestimmt wurde.



— Diagrammes du tirant A 1 avec et sans chargement cyclique.

Bild 10 Zugschwellbelastung nach LACOUR/DELMAS/BUSTAMANTE (1978)

Die Feldversuche

Auf zwei Versuchsfeldern in bindigen Böden wurden insgesamt 18 Verpreßanker geprüft, je 6 Anker als Monoanker und 3 als Druckrohranker. Bild 11 zeigt ein typisches Beispiel.

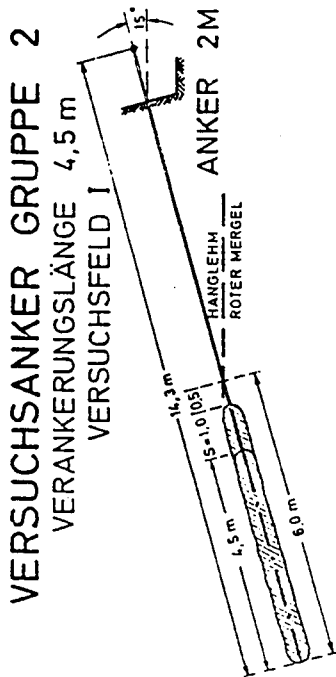


Bild 11 Versuchsanker von HENKE (1979)

Die Bodenverhältnisse lassen für das Versuchsfeld I eine Einstufung als leicht- bis mittelplastischer Ton nach DIN 18 196 zu.

Die Bodenkennwerte: $w_L = 35\%$ $w_p = 16\%$ $w_{nat} = 12 - 16\%$

halfester Zustand $I_C = 1,0 - 1,21$
Knollenmergel, leicht verwittert,
Hangwasser

Der Boden im Versuchsfeld II kann als mittelplastischer Ton eingestuft werden:

$w_L = 43,7\%$ $w_p = 21,9\%$ $w_{nat} = 11 - 18\%$
 $I_C = 1,30$

Knollenmergel, Hangwasser

Bei allen Anker wurde zunächst die statische Grenztragkraft als diejenige Kraft, bei der die Ankerkopfverschiebungen noch abklingen, ermittelt.

Bei der anschließend durchgeführten Schwelllastprüfung (25 bis 600 Lastwechsel je Stunde) wurden die Verschiebungsbeträge in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl gemessen und ähnlich den Modellversuchen aufgetragen und ausgewertet. Im Versuchsfeld I war der Betrag der Oberlast durchwegs der doppelte Unterlastwert, bei Versuchsfeld II wurde eine konstante Schwingweite von 180 kN beibehalten. Mehrere Schwelllaststufen, allerdings mit mindestens 1.000 Zyklen pro Stufe wurden angewendet. Es ergab sich, daß unabhängig von den beiden Versuchsfeldern mit sehr unterschiedlichen Grenztraglasten ein kritischer Schwellbeiwert von $\zeta = 1,1$ ermittelt werden konnte, bei dessen Unterschreiten mit Sicherheit kein bodenbedingter Schwelllastbruch auftritt.

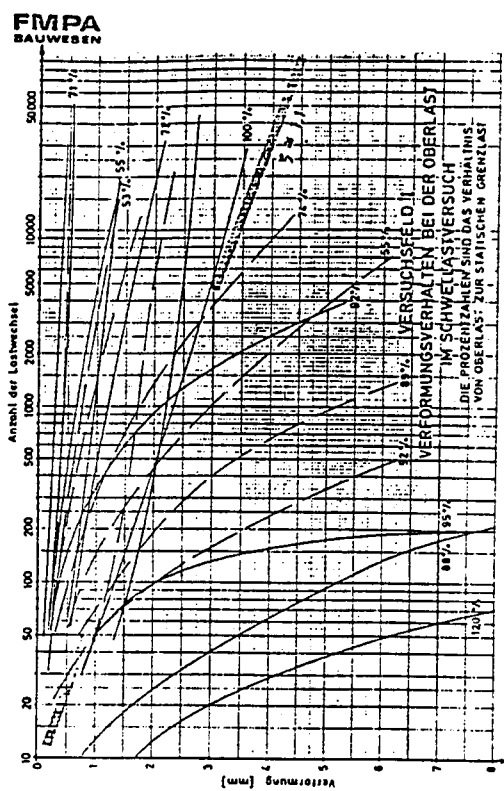


Bild 12 Beispiel für Verschiebungskurven nach HENKE (1979)

Bild 12 zeigt die Verschiebungskurven für das Versuchsfeld I sowie die Ermittlung des Schwellbeiwertes als Neigung im halblogarithmischen Diagramm.

Der Wert von 1,1 bei den Feldversuchen entsprach einer Oberlast von 70 % der statischen Grenzlast. Man hat darüber hinaus eine Korrelation zwischen dem Kriechbeiwert und dem Schwellbeiwert herzustellen versucht. Dies geschah in der Absicht, bei der späteren Anwendung in der Praxis allein aus dem Kriechbeiwert Aussagen über die Schwelllastbeständigkeit zu gewinnen. Eine grafische Darstellung der Zuordnung zeigt Bild 13.

KORRELATION: SCHWELLBEIWERT - KRIECHBEIWERT
(Versuchsfelder I u. II)

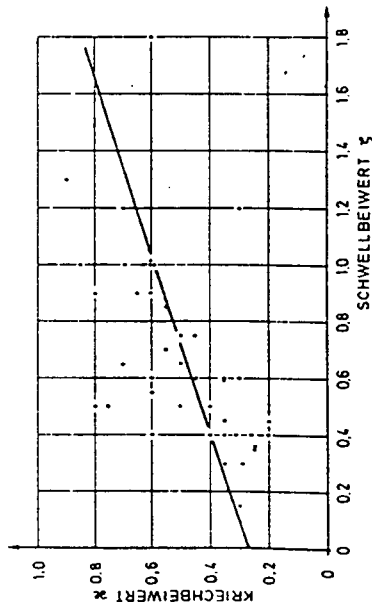


Bild 13 Korrelation Schwellbeiwert-Kriechbeiwert nach HENKE (1979)

Die Korrelation nach Bild 13 ist nicht sicher genug, um eine einwandfreie und verlässliche Zuordnung zu erhalten. Sie stellt einen Anhaltspunkt zur Einschätzung von Ankern dar, deren Kriechbeiwerte bekannt sind. Bei einem ζ -Wert von 1,1 müßte der k_s -Wert $\leq 0,6$ sein, damit Aussicht auf Schwelllastsicherheit besteht.

Im Grundbautaschenbuch empfiehlt OSTERMAYER (1982) ebenfalls ein Schwellmaß von $k_n < 1,1$ mm als zulässig. Er weist im besonderen auf folgende Punkte hin:

- Sofern eine ausreichende Sicherheit gegenüber der Grenzlast des Kriechens besteht (ruhende Beanspruchung $A_r \leq \frac{A_k}{1,5}$), ist bei dauernder Schwellbeanspruchung zwischen 0,5 und 1,0 A_r keine maßgebliche Verringerung der Sicherheit zu erwarten.
- In nichtbindigen Sanden sind die Verschiebungen durch Schwellbelastung größer als in halbfesten bis festen bindigen Böden.
- Bei der Schwellbelastung im Rahmen der Eignungsprüfung (0,5 - 1,0 A_r) sind zwischen dem 2. und 20. Lastspiel Verschiebungen von $\Delta s < 0,6$ mm ($k_n < 0,6$ mm) zu erwarten, wenn der Anker nicht vorbelastet war. Bei Vorbelastung bis 1,5 A_r (= Prüflast) werden die Anfangsverschiebungen stark verringert. Schwellmaße von $k_n > 1,1$ mm sollten bei Dauerankern nicht ohne zusätzliche Untersuchungen zugelassen werden.

6. Schlußbemerkung

Ein befriedigender Abschluß eines Literaturberichtes wäre sicher eine vergleichende Auswertung der Ergebnisse inklusive einer Darstellung verschiedener Grenzwerte und Empfehlungen.

Doch die Vielfalt der untersuchten Objekte, die unterschiedlichen Vorgehensweisen und Absichten sowie die nicht mitgeteilten Angaben schließen ein derartiges Vorgehen zunächst aus. Vergleiche von Modellversuchen verbieten sich bei ungeklärten Modellgesetzen ohnehin.

Künftige Versuche, die von der Versuchstechnik und -durchführung her zumindest die Formulierung allgemeiner empirischer Zuordnungen zulassen, sind noch in großem Umfang wünschenswert.

Neben phänomenologischer Betrachtung des Pfahlverhaltens werden bodenmechanische Überlegungen nur in wenigen Fällen zur möglichen Erklärung mit ins Spiel gebracht. Auch hier stellt sich für künftige Untersuchungen noch manche Frage.

LITERATUR

- ANDREADIS/HARVEY/BURLEIGH (1961): Embedded anchor response to uplift loading. Proc. ASCE, vol. 107, No. GT 1, pp. 57-78
- BEA/AUDIBERT/DOVER (1980): Dynamic response of laterally and axially loaded piles. Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Tex., USA, May 1980, pp. 129-139
- BEGEMANN (1969): The dutch static penetration test with the adhesive jacket cone. LGM mededelingen, No. 1, July 1969
- BEGEMANN (1973): Alternating loading and pulling tests on steel I-beam piles. Proc. 8. ICSMFE, vol. 2.1, pp. 13-17, Moskau 1973
- BEMBEN/KALAJIAN/KUPFERMAN (1973): The vertical holding capacity of marine anchors in sand and clay subjected to static and cyclic loading. Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Tex., USA, vol. 2, Paper No. 1912, May 1973, pp. 871-880
- BEMBEN/KUPFERMAN (1975): The vertical holding capacity of marine anchor flukes subjected to static and cyclic loading. Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Tex., USA, vol. 1, Paper No. 2185, May 1974, pp. 363-374
- BOULON/DESRUES/FORAY/FORGUE (1980): Numerical model for foundation under cyclic loading - Application to piles. Proc. Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, vol. 2, pp. 681-694
- BROMS (1972): Bearing capacity of cyclically loaded piles. Preliminary Report No. 44, Swedish Geotechnical Inst., Stockholm, Sweden
- CHAN (1976): The behaviour of piles subjected to static and repeated loads. Thesis, Univ. of Sheffield
- CHAN/HANNA (1980): Repeated loading on single piles in sand. Proc. ASCE, vol. 106, No. GT 2, pp. 171-188
- FELLENIUS (1975): Test loading of piles and new proof testing procedures. Proc. ASCE, vol. 101, No. GT 9, pp. 655-868
- FRANKE (1982): Grundbautaschenbuch, 3. Aufl., Teil 2, Abschn. 2.11 - Pfähle. S. 459-540
- GOLDSCHIEDER/GUDEHUS (1976): Gründung von Offshore-Bauwerken. Vorträge der Baugrundtagung 1976, Nürnberg, S. 507-522
- GROSCH/REESE (1980): Field tests of small-scale pile segments in a soft clay deposit under repeated axial loading. Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Tex., USA, May 1980, pp. 143-151
- GUDEHUS/HETTLER (1981): Bleibende Verschiebungen von Baukörpern in Sandboden unter monotonen und zyklischen Belastungen. Vorträge der Baugrundtagung 1980, Mainz, S. 147-166
- HANNA/SIVAPALAN/SENTURK (1978): The behaviour of dead anchors subjected to repeated and alternating loads. Ground Engineering, April 1978, pp. 28-40
- HANNA (1982): Foundations in tension - Ground anchors -. Trans. Tech. Publ., Series on Rock and Soil Mechanics, vol. 6
- HENKE/MÜLLER-WELT/MEININGER (1979 a): Dauertragverhalten von vorgespannten Injektionsankern unter schneller Beanspruchung. Schlußbericht, Forschungsvorhaben IV/1-5-63/74. Institut für Bautechnik, Berlin. (Modellversuche)
- HENKE/MÜLLER-WELT (1979 b): Schnellverhalten von Injektionsankern in bindigen Böden. Schlußbericht, Forschungsvorhaben FA 15.039 S 76 B, Bundesminister für Verkehr. (Feldversuche)
- HETTLER (1981): Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Veröffentlich. des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, No. 90
- HOLMQUIST/MATLOCK (1976): Resistance-displacement relationships for axially loaded piles in soft clay. Proc. Offshore Technology Conf., Houston, Tex., USA, May 1976, pp. 553-569
- KRAFT/COX/VERNER (1981): Pile load tests: Cyclic loads and varying load rates. Proc. ASCE, vol. 107, No. GT 1, pp. 1-19
- LACOUR/DELMAS/BUSTAMANTE (1978): Essais de tirants d'ancrage scellés dans une argille plastique. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No. 362, Juin 1978, Serie: Sols et Fondations, No. 157, pp. 75-91
- OSTERMAYER (1982): Grundbautaschenbuch, 3. Aufl., Teil 2, Abschn. 2.7 - VerpreBanker, S. 287-319

- POULOS (1981): Cyclic axial response of single pile. Proc. ASCE, vol. 107, No. GT 1, pp. 41-58
- TROFIMENKOV/MARIUPOLSKII (1965): Screw piles used for mast and tower foundations. Proc. 6. ICSMFE, vol. 2, pp. 328-332, Montreal 1965
- VAN DER VEEN (1953): The bearing capacity of a pile. Proc. 3. ICSMFE, Session 5/17, vol. 2, pp. 84-90, Switzerland 1953
- VAN HEELE (1979): Pile bearing capacity under cyclic loading compared with that under static loading. 2nd Int. Conf. on Behaviour of Offshore Structures, London 1979, pp. 475-488

Schriftenreihe
Lehrstuhl und Prüfam
t für
Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik

Heft 1 1982	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden
Heft 2 1983	Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik
Heft 3 1984	In situ-Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinnthalbrücke Schaippach
Heft 4 1985	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande
Heft 5 1985	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle

Körnungslinien nach DIN 18123

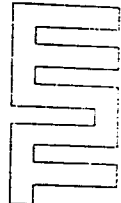
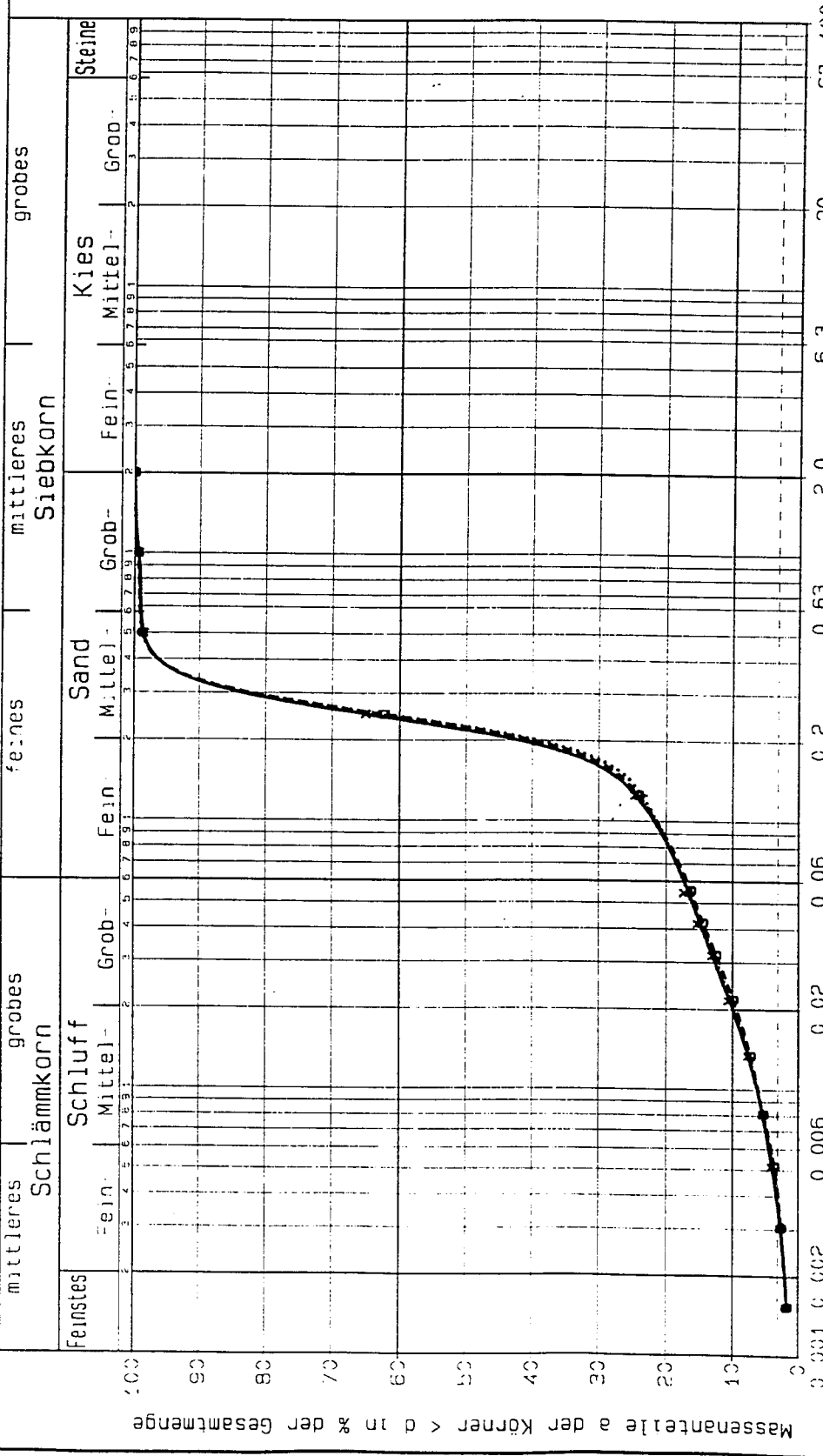
Anlage Blatt zu /

LEGENDE:
 U=Ungleichförmigkeitszahl
 $= \frac{d_{60}}{d_{10}}$
 C=Krümmungszahl = $\frac{(d_{30})^2}{d_{60} \cdot d_{10}}$

Bauvorhaben:

MÜNCHEN, den

Prüfamt für Grundbau,
 Bodenmechanik u. Felsmechanik

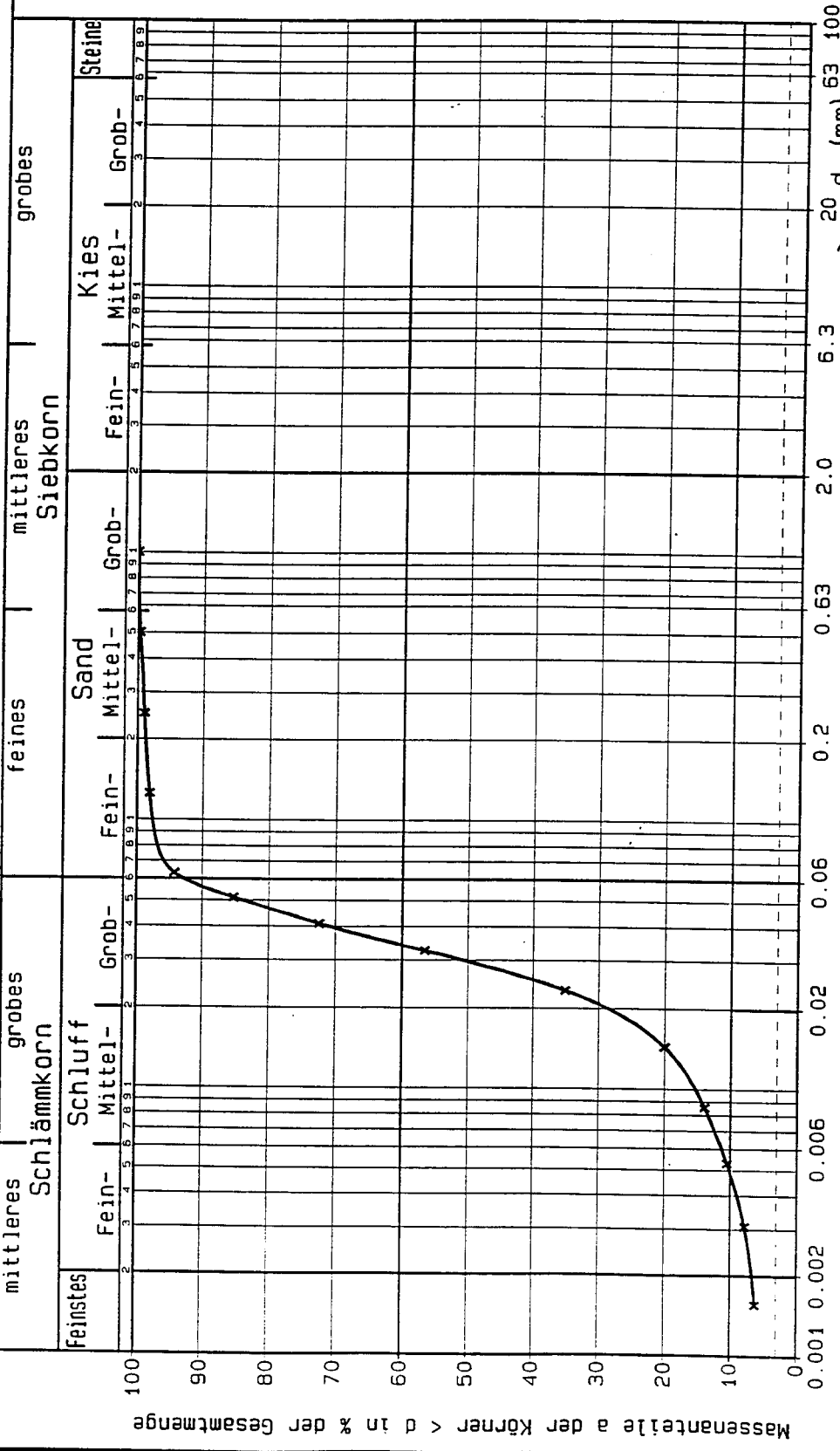
Proze Nr.	Entnahme- stelle tiefe (m)	ort	Bodengruppe DIN 18196	Bodenart DIN 4022	Geologische Bezeichnung	U	C	Kornkenn- zahl	Arbeitsweise
→	Tonne 1					11.87	5.36	0280	Siebung und Sedimentation
.....+	Tonne 2					11.95	5.73	0280	Siebung und Sedimentation
---⊖	Tonne 3					11.08	5.09	0280	Siebung und Sedimentation

Körnungslinien nach DIN 18123

Anlage Blatt zu /

LEGENDE:
 U=Ungleichförmigkeitszahl
 $= \frac{d_{60}}{d_{10}}$
 C=Krümmungszahl = $\frac{(d_{30})^2}{d_{60} \cdot d_{10}}$

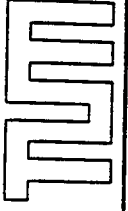
Bauvorhaben:



MÜNCHEN, den

Probe Nr.	Entnahme- stelle/tiefe [m]	ort	Bodengruppe DIN 18196	Bodenart DIN 4022	Geologische Bezeichnung	U	C	Kornkenn- zahl	Arbeitsweise
Krieberg- nat.			Schluff			6.97	2.59	1810	Sedimentation

Prüfamt für Grundbau,
 Bodenmechanik u. Felsmechanik



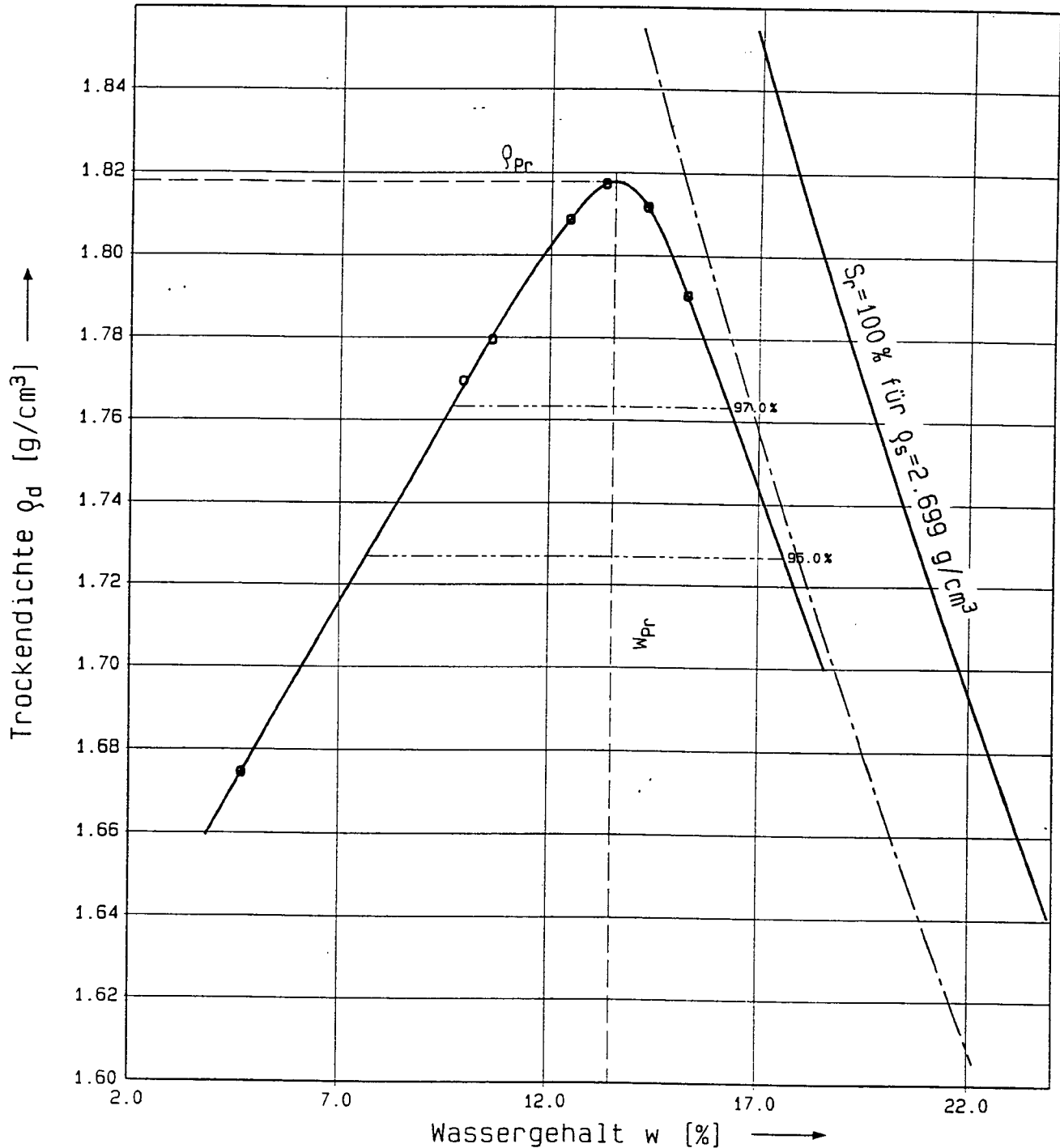
Proctor-Versuch

Prüfung DIN 18 127 - P 100 Y

Prüfamt für Grundbau,
Bodenmechanik u. Felsmechanik



Bauvorhaben				Anlage zu	Blatt
Bodenart					
Entnahmestelle	-tiefe			Probe Nr.	Fa-Schw2
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2.699	Verdichtungsarbeit [MN/m ³]	0.6	Projekt Nr.	Fa-Schw
Überkornanteil [%]	0.00	Versuchszylinder d_1 [mm]	100		



$\rho_{Pr} = 1.818$ g/cm³

$w_{Pr} = 13.54$ %

—○— Proctor-Kurve
 - - - ρ_d für $n_a = 5.00\%$

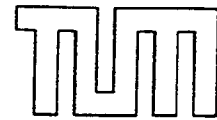
ohne Überkorn		mit Überkorn		
97.00 %	95.00 %			< Anteil
1.763	1.727			< Dichte
9.65	7.63			< w_{links}
16.29	17.61			< w_{rechts}

MÜNCHEN, den 17.09.1995

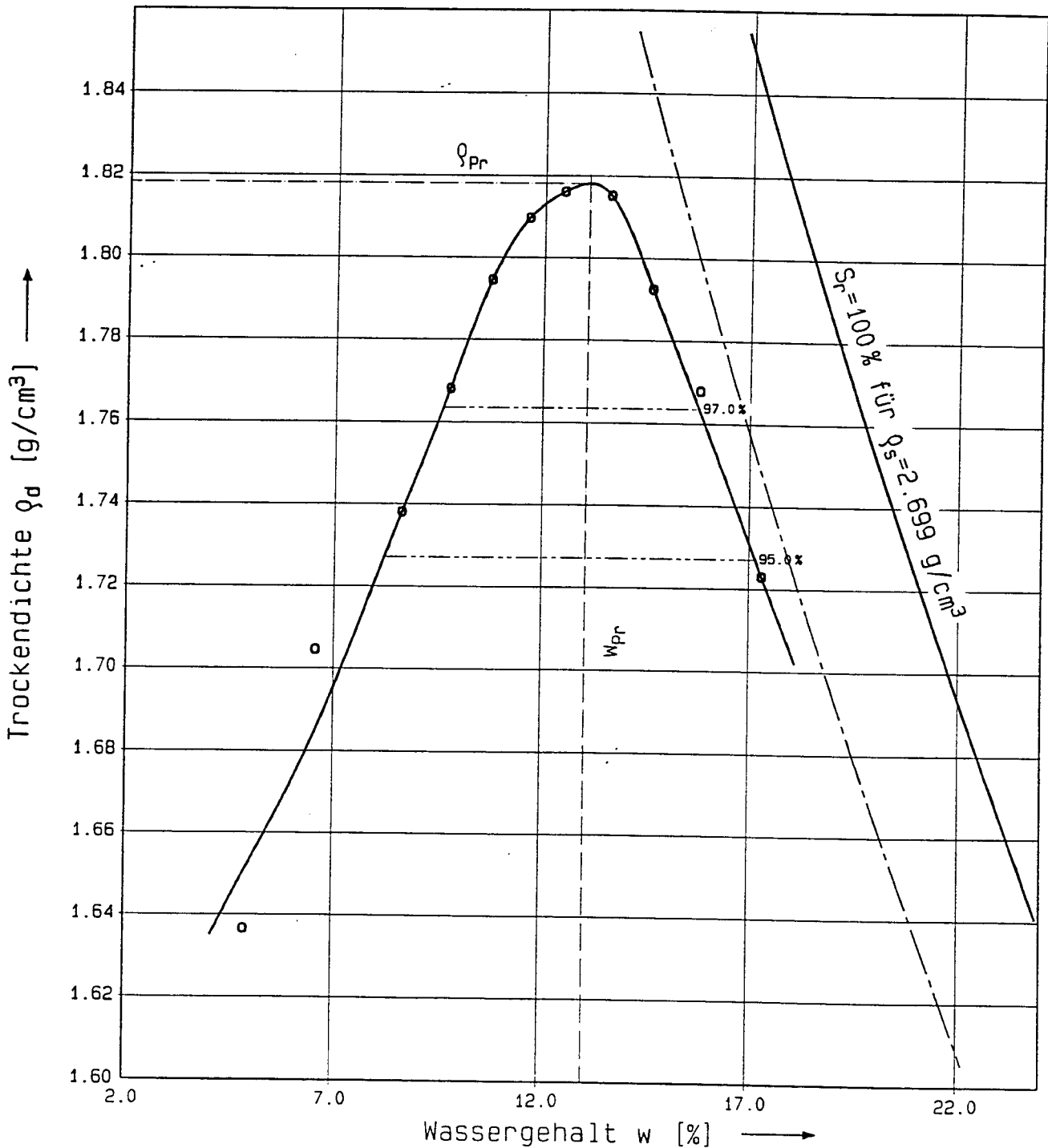
Proctor-Versuch

Prüfung DIN 18 127 - P 100 Y

Prüfamt für Grundbau,
Bodenmechanik u. Felsmechanik



Bauvorhaben				Anlage zu	
Bodenart				Blatt	
Entnahmestelle	-tiefe			Probe Nr.	Fa-Schw1
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2.699	Verdichtungsarbeit [MN/m ³]	0.6	Projekt Nr.	Fa-Schw
Überkornanteil [%]	0.00	Versuchszylinder d_1 [mm]	100		



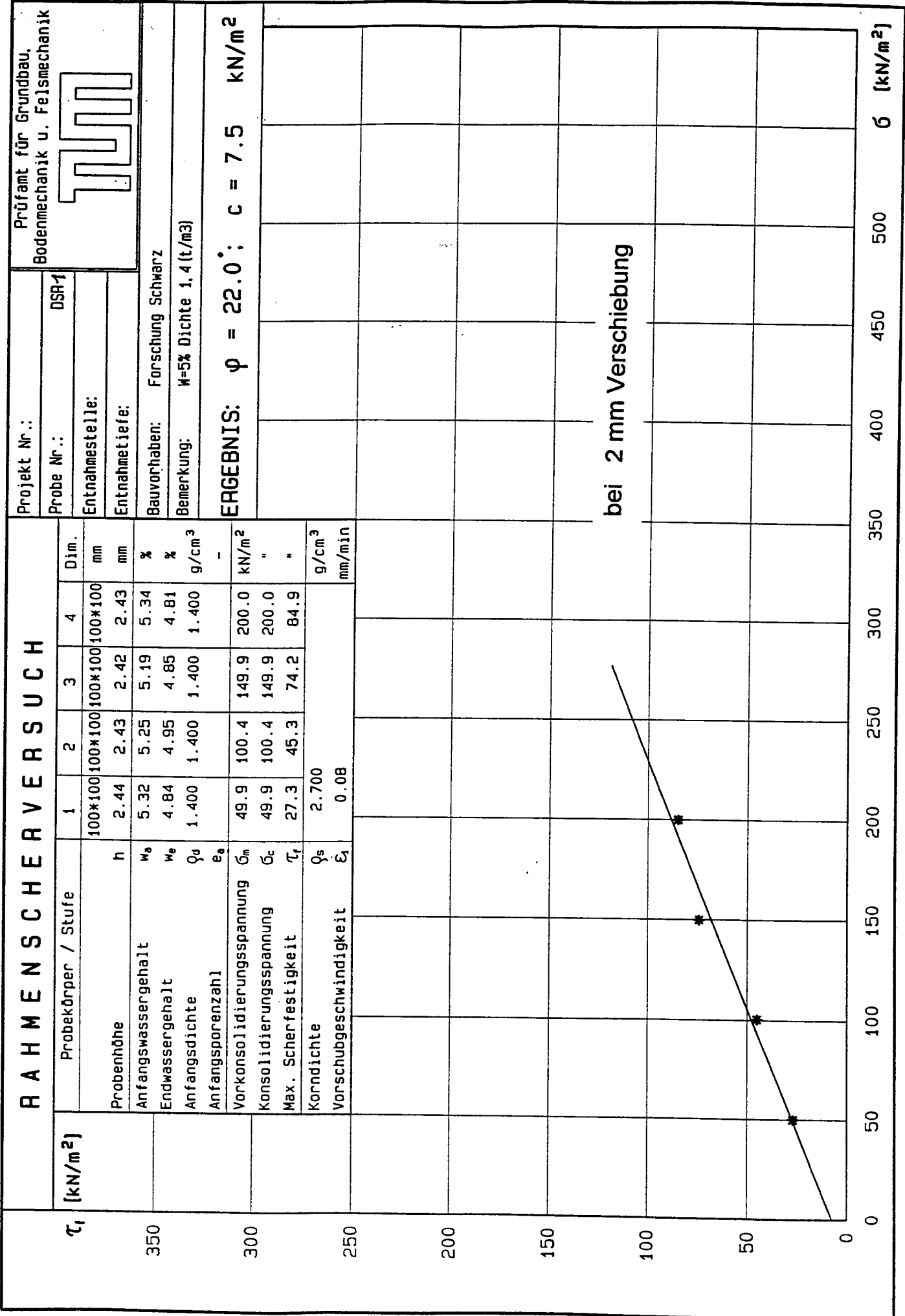
$\rho_{Pr} = 1.818 \text{ g/cm}^3$
 $w_{Pr} = 13.05 \%$

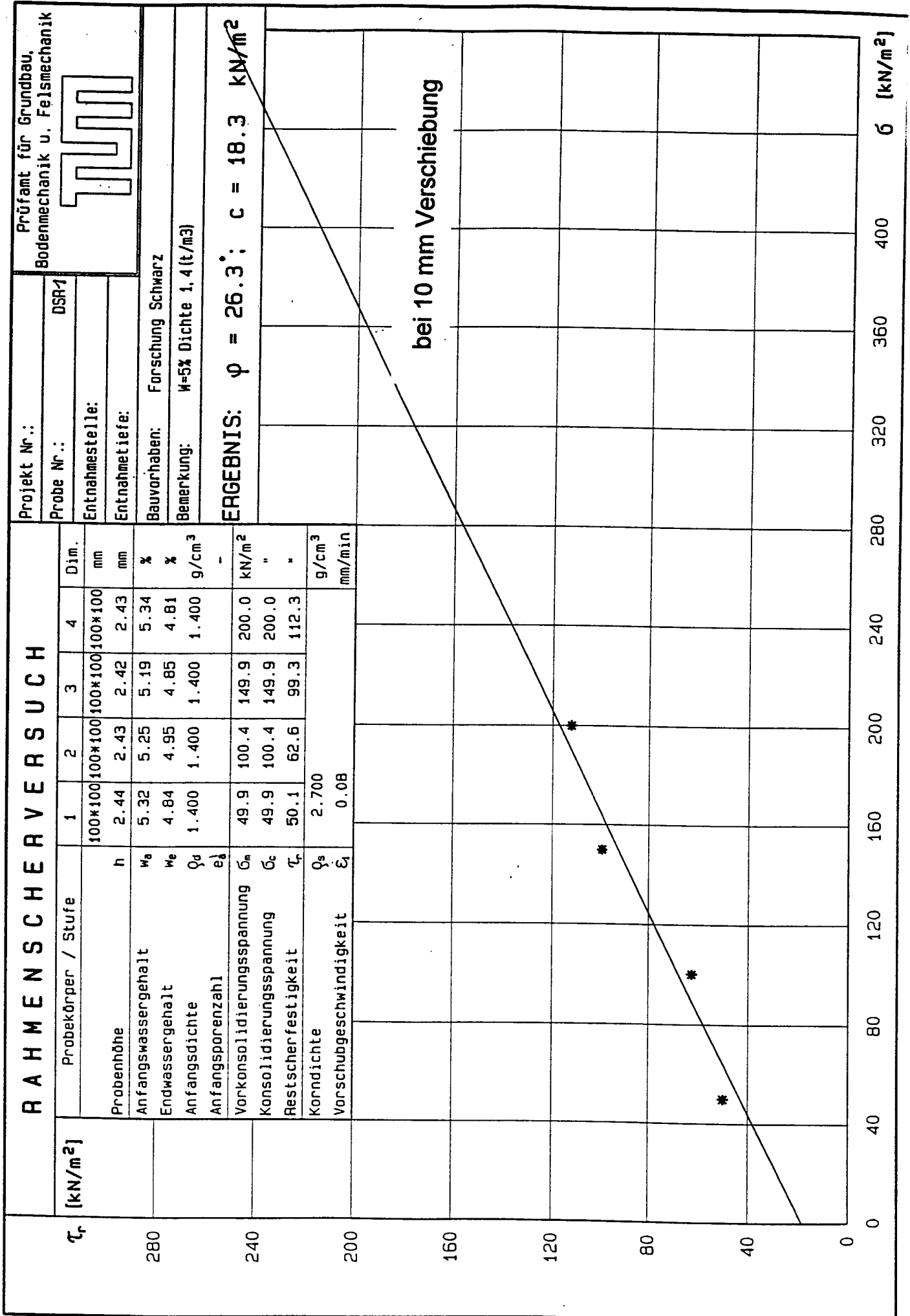
—○— Proctor-Kurve
 - - - - - $S_c = 100\%$ für $\rho_s = 2.699 \text{ g/cm}^3$

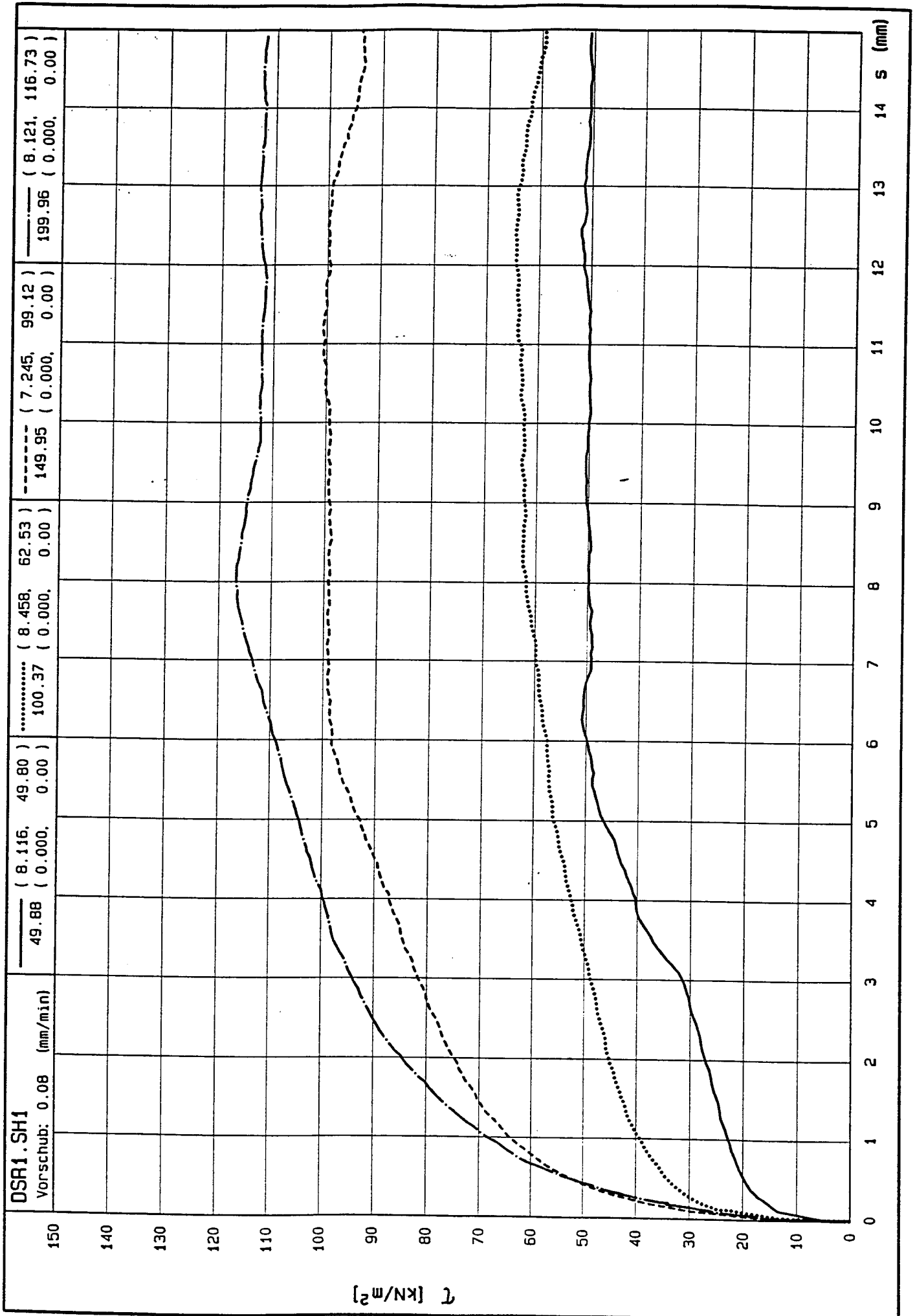
ohne Überkorn		mit Überkorn	
47.00 %	95.00 %		
1.764	1.727		
9.59	8.19		
15.74	11.16		

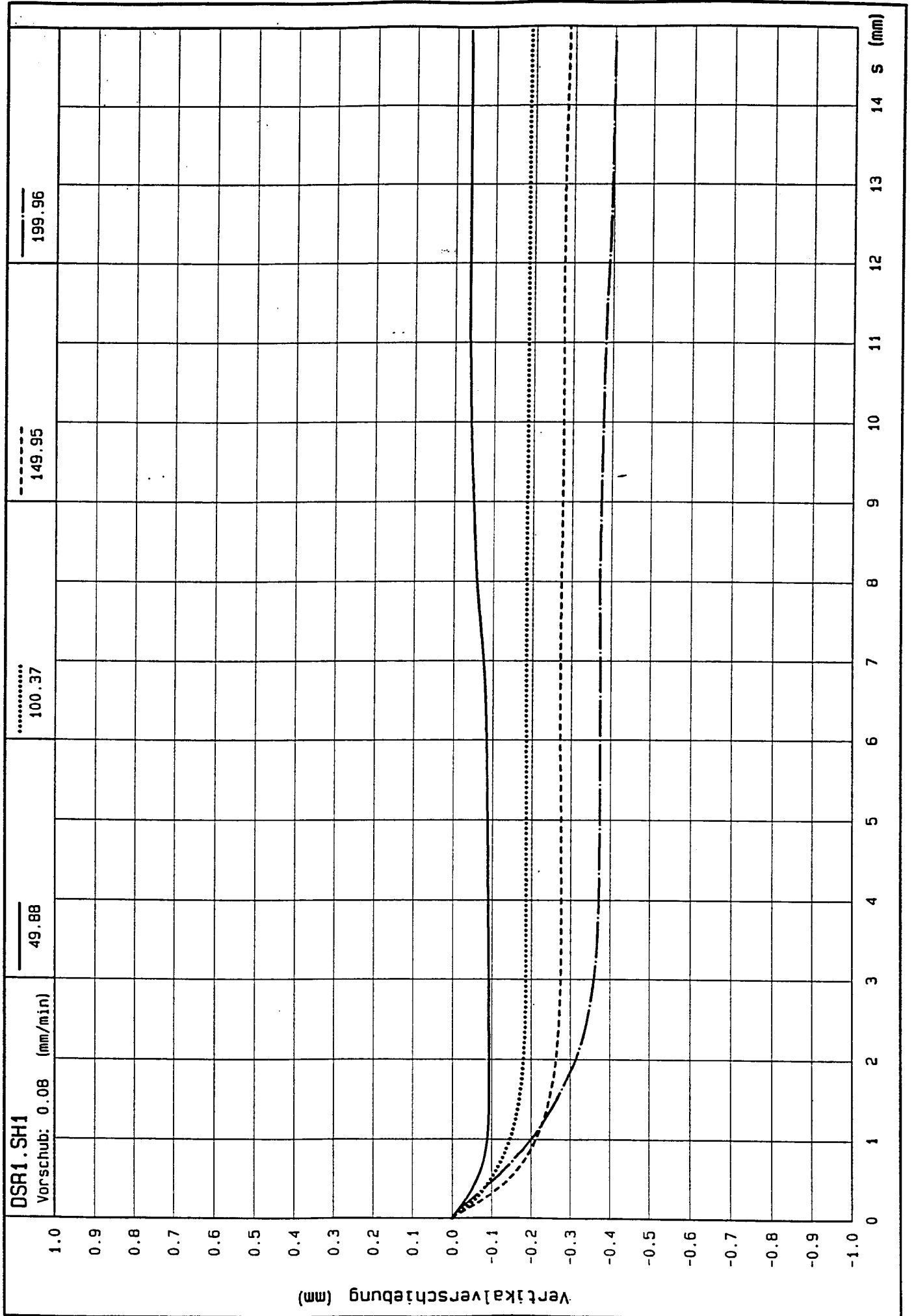
MÜNCHEN, den 17.09.1996

< Anteil
 < Dichte
 < Wlanks

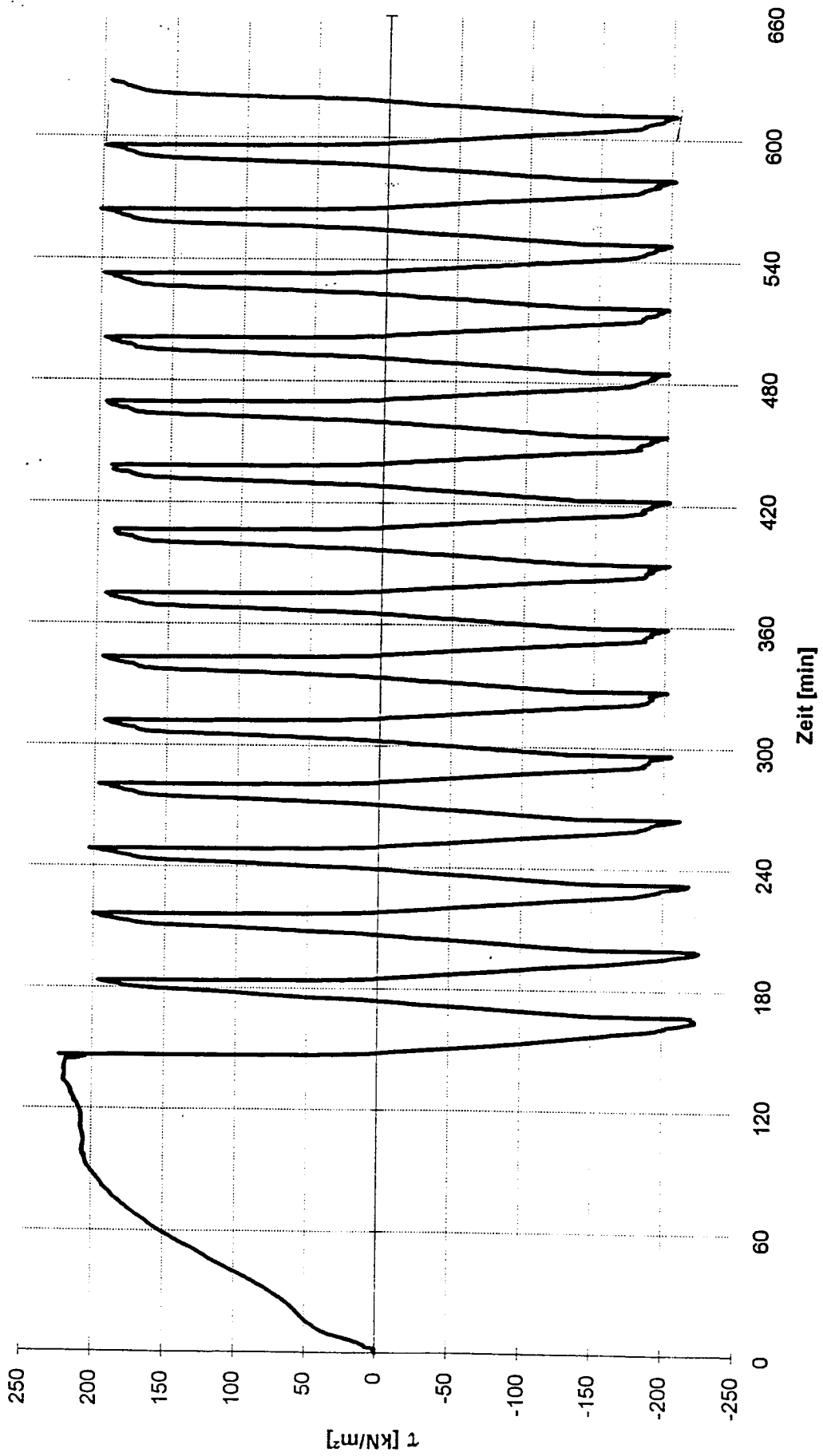






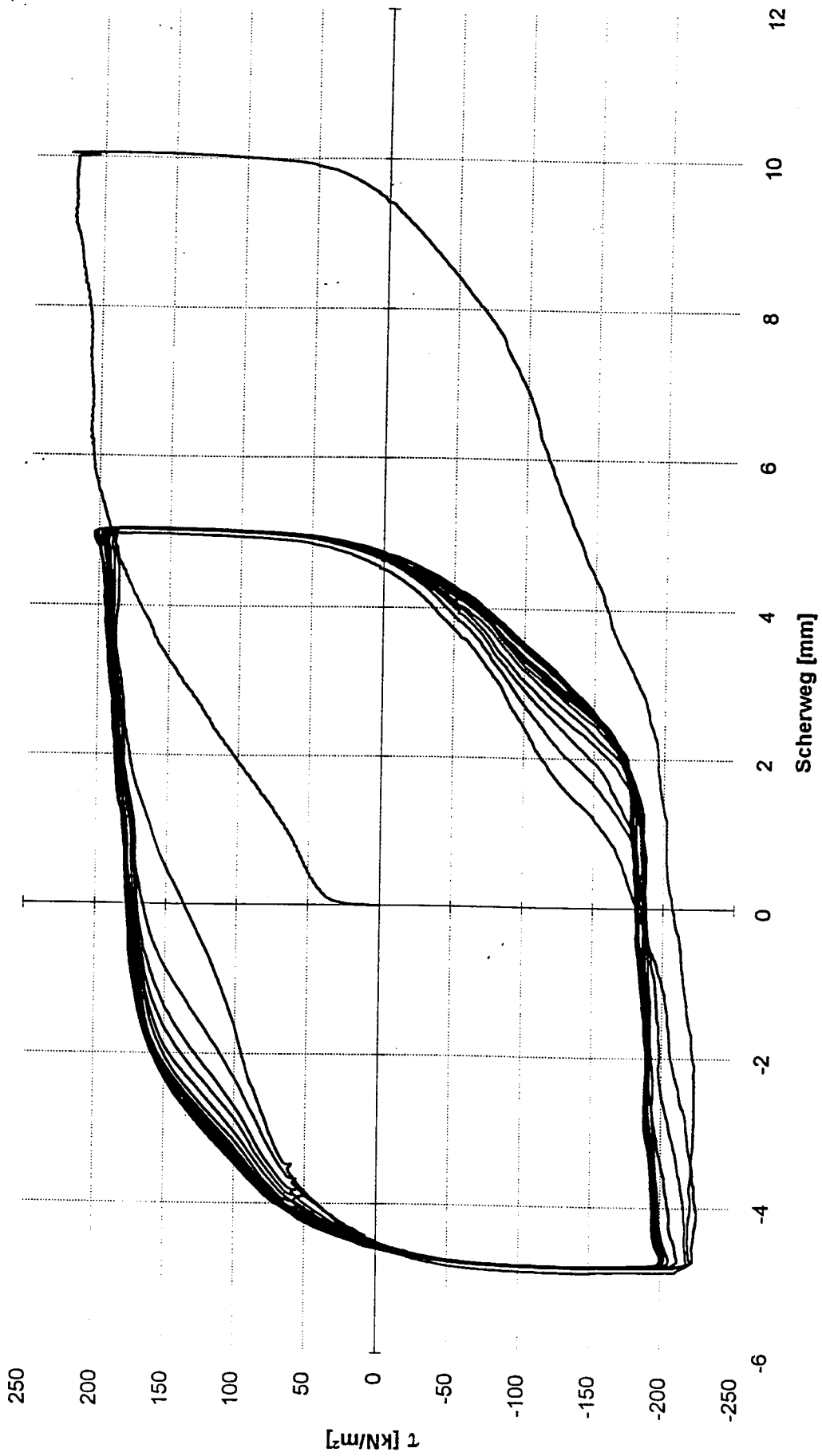


DTSUWR04

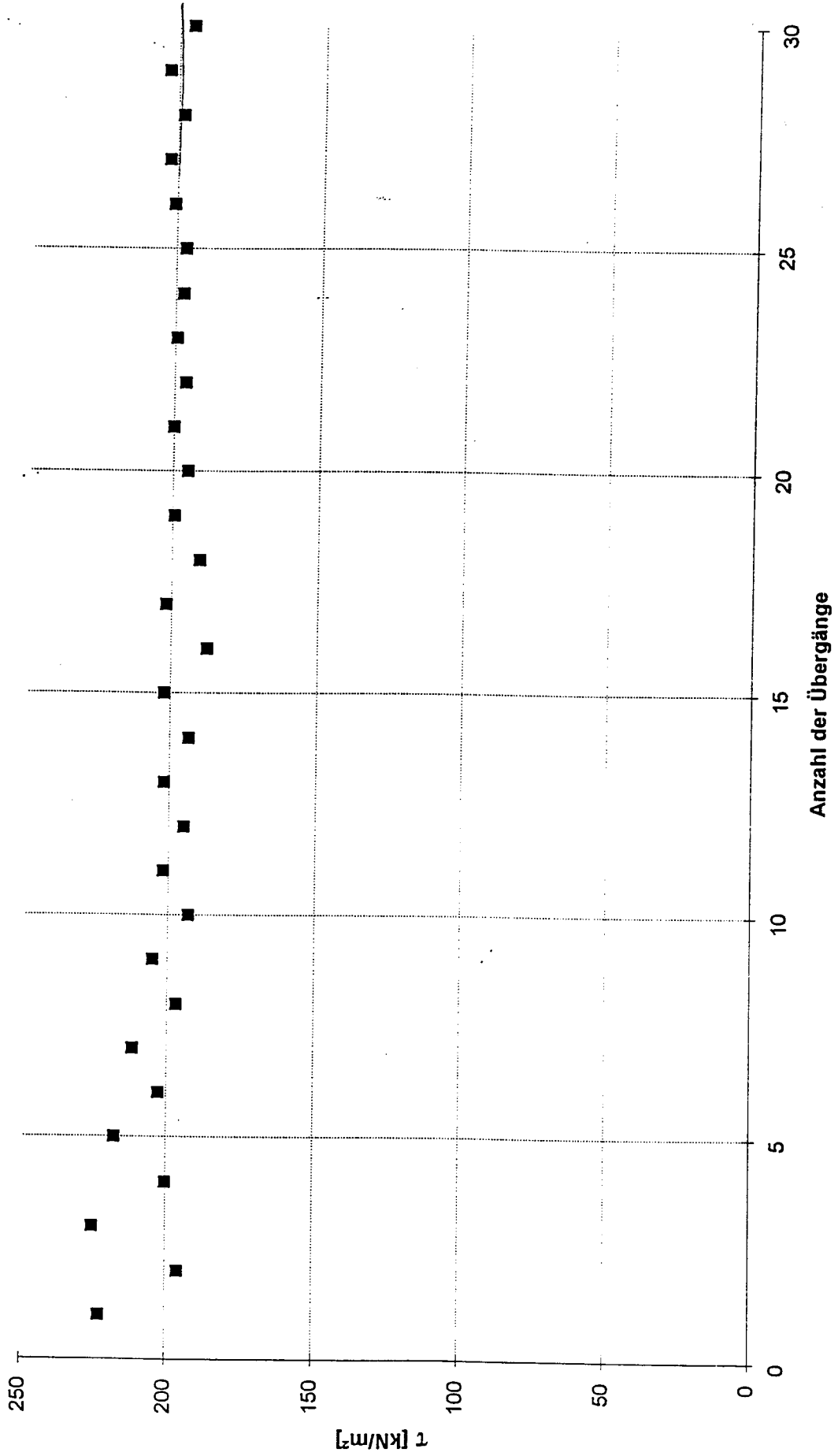


mm/mm

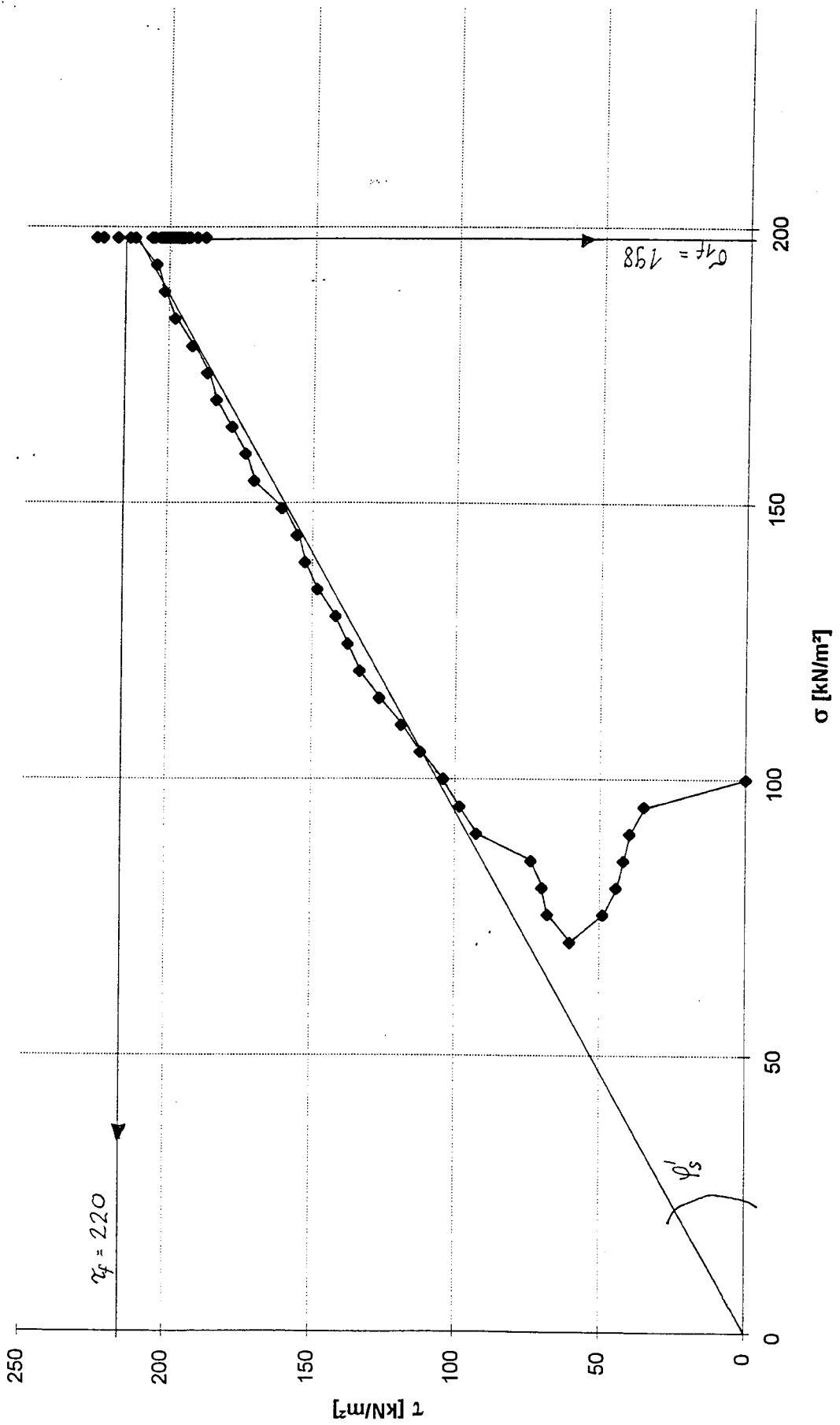
DTSUWR04



DTSUWR04



DTSUWR04



Anlage zu DIBT
Blatt

Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137, Teil 2

D - Versuch

(Mehrstufenversuch ohne Endflächenreibung)

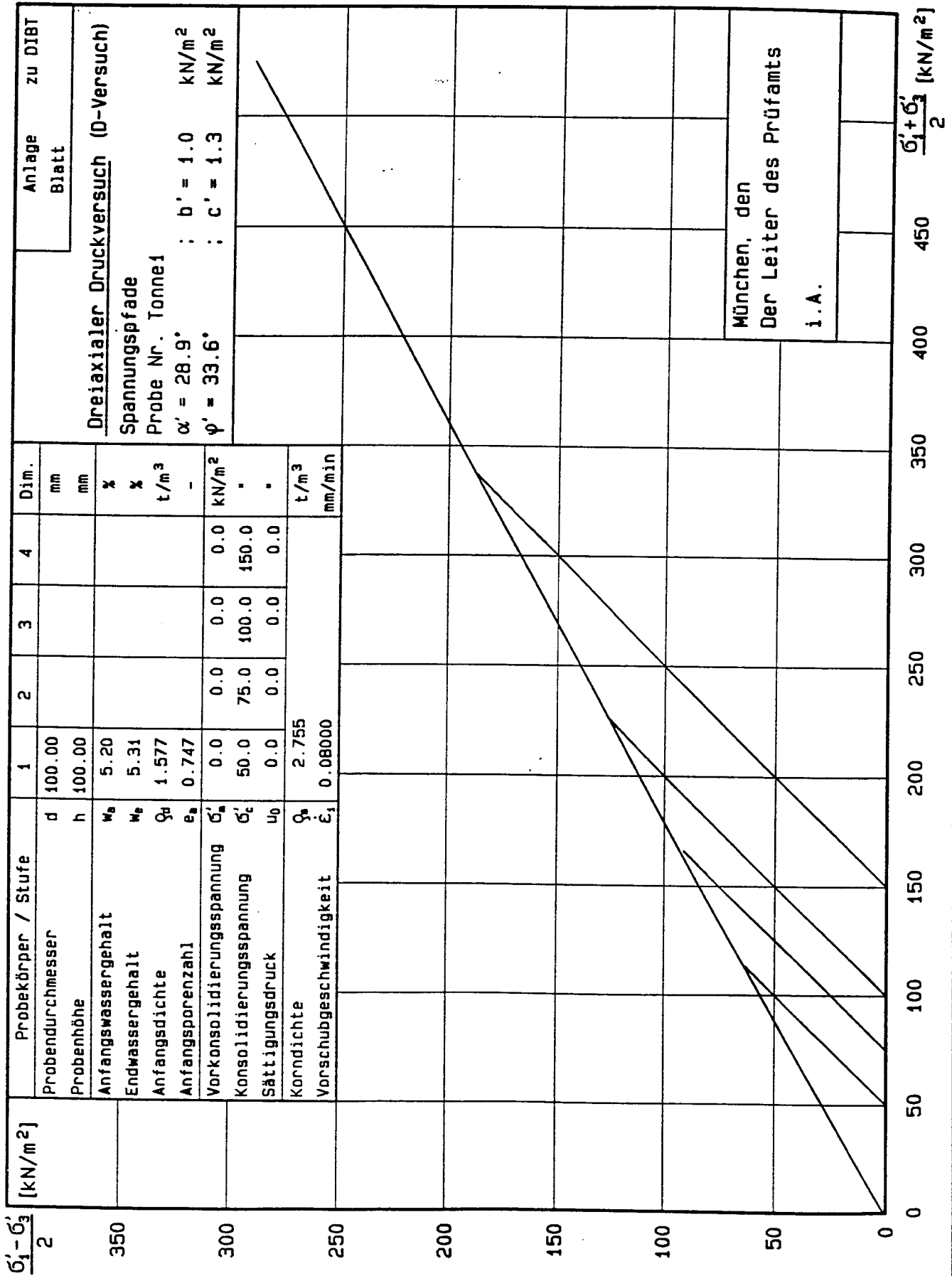
Projekt: FA
Probe Nr.: Tonne1
Entnahmestelle:

Vorschubgeschwindigkeit: 0.08000 mm/min

Stempeldurchmesser: 2.540 cm

Probekörper / Stufe		1	2	3	4	Dim.
Probendurchmesser	d	100.00				mm
Probenhöhe	h	100.00				mm
Entnahmetiefe	t	0.000				m
Korndichte	ρ_s	2.755				t/m ³
Anfangswassergehalt	w_a	5.20				%
Endwassergehalt	w_e	5.31				%
Anfangsdichte	ρ_d	1.577				t/m ³
Anfangsporenzahl	e_a	0.747				-
Vorkonsolidierungsspannung	σ'_n	0.0	0.0	0.0	0.0	kN/m ²
Konsolidierungsspannung	σ'_c	50.0	75.0	100.0	150.0	"
Sättigungsdruck	u_0	0.0	0.0	0.0	0.0	"

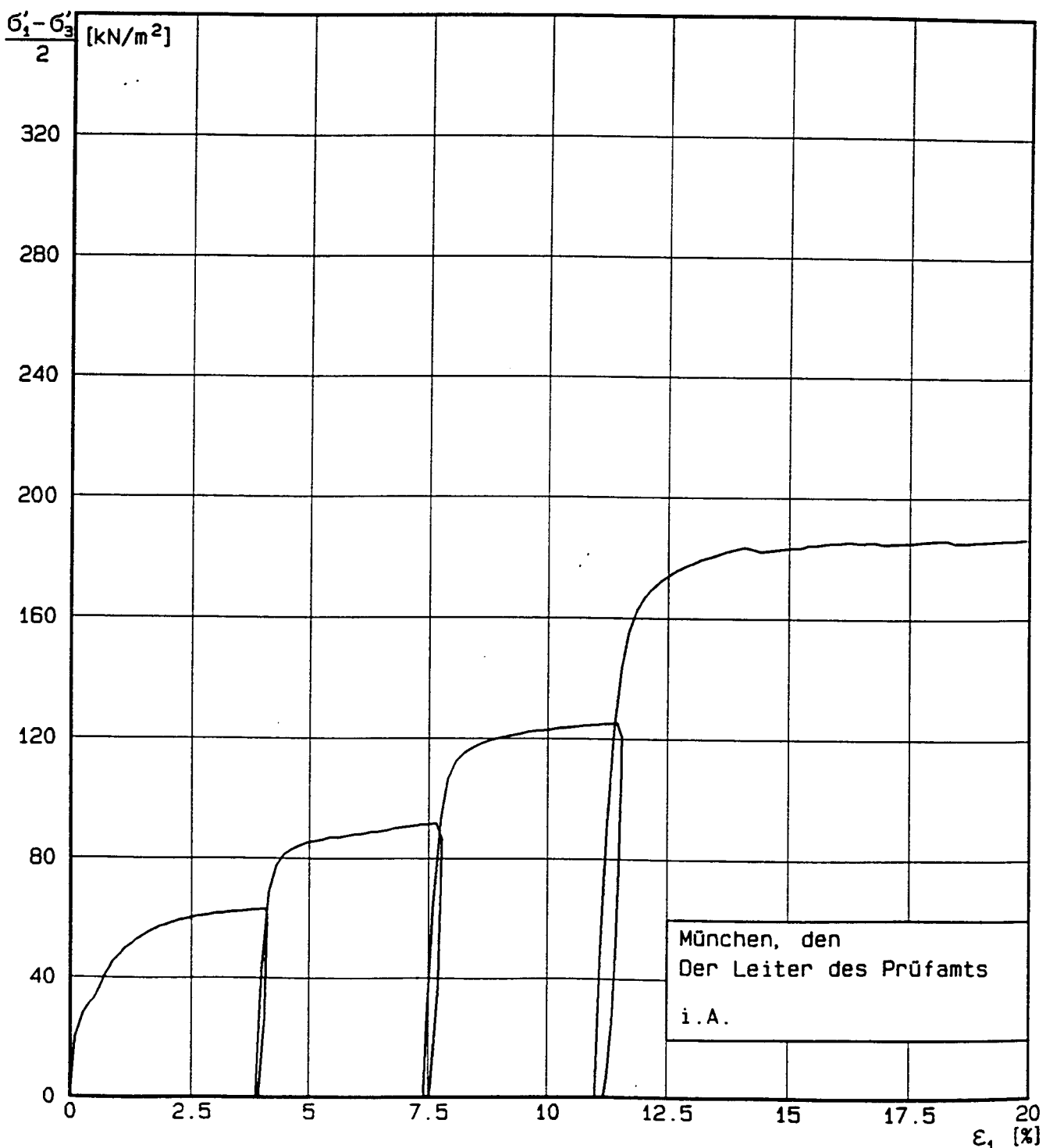
PRUFAMT FÜR GRUNDBAU,
BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK
TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN



**PRÜFAMT FÜR GRUNDBAU,
BODENMECHANIK UND FELSMCHANIK**
TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

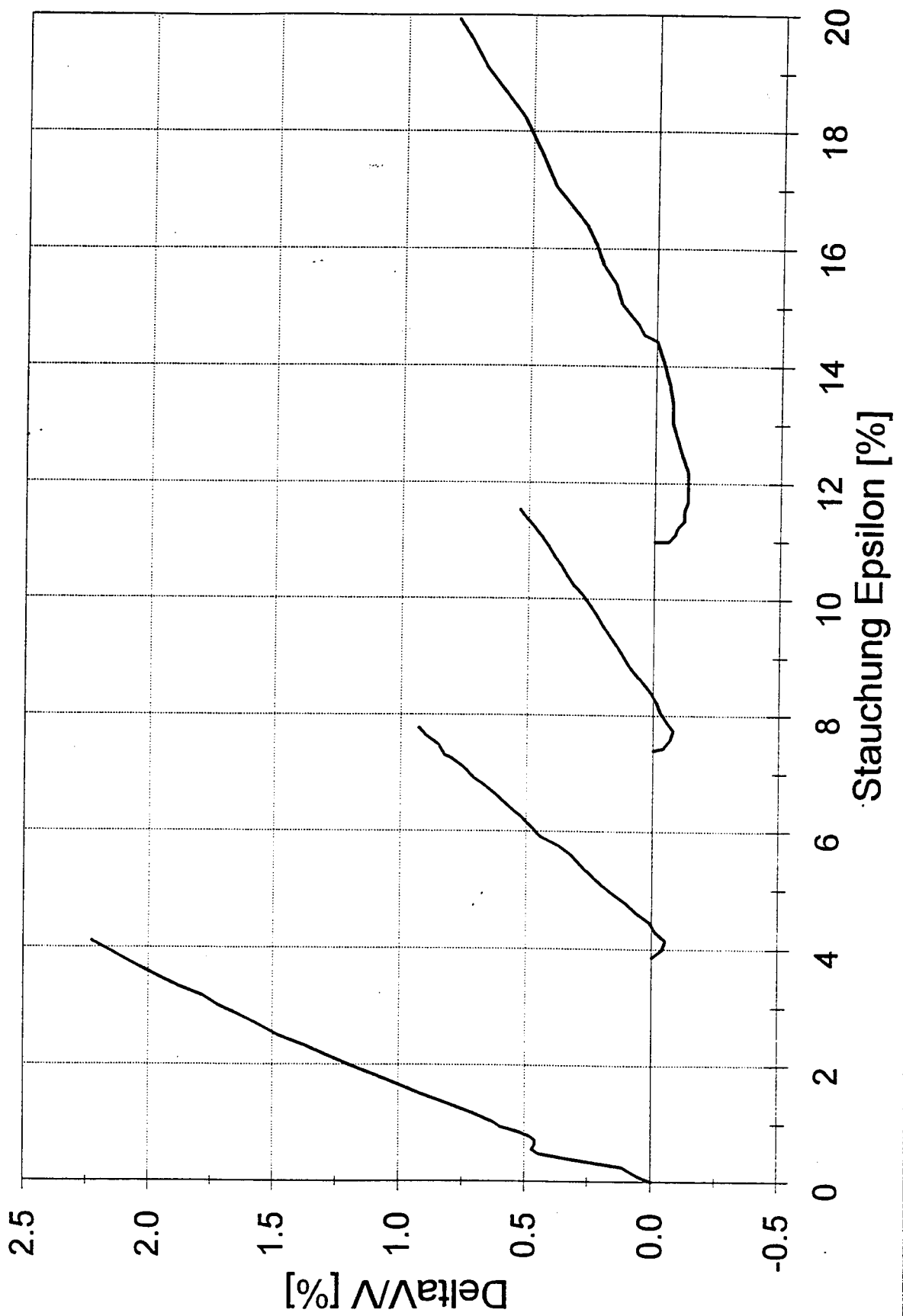
Baumbachstraße 7
8000 München 60
Telefon (089) 8895-1
Telex: tumue d 522854

FA		Anlage Nr. zu DIBT	
Dreiaxialer Druckversuch		Blatt	
Mehr-Stufen-Versuch (D-Versuch)		Probe Nr.: Tonne1	
Stufe I	Stufe II	Stufe III	Stufe IV
$\sigma_3 = 50.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 75.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 100.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 150.00 \text{ kN/m}^2$
$u_0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$	$u_0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$	$u_0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$	$u_0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
$\sigma'_3 = 50.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_3 = 75.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_3 = 100.00 \text{ kN/m}^2$	$\sigma'_3 = 150.00 \text{ kN/m}^2$

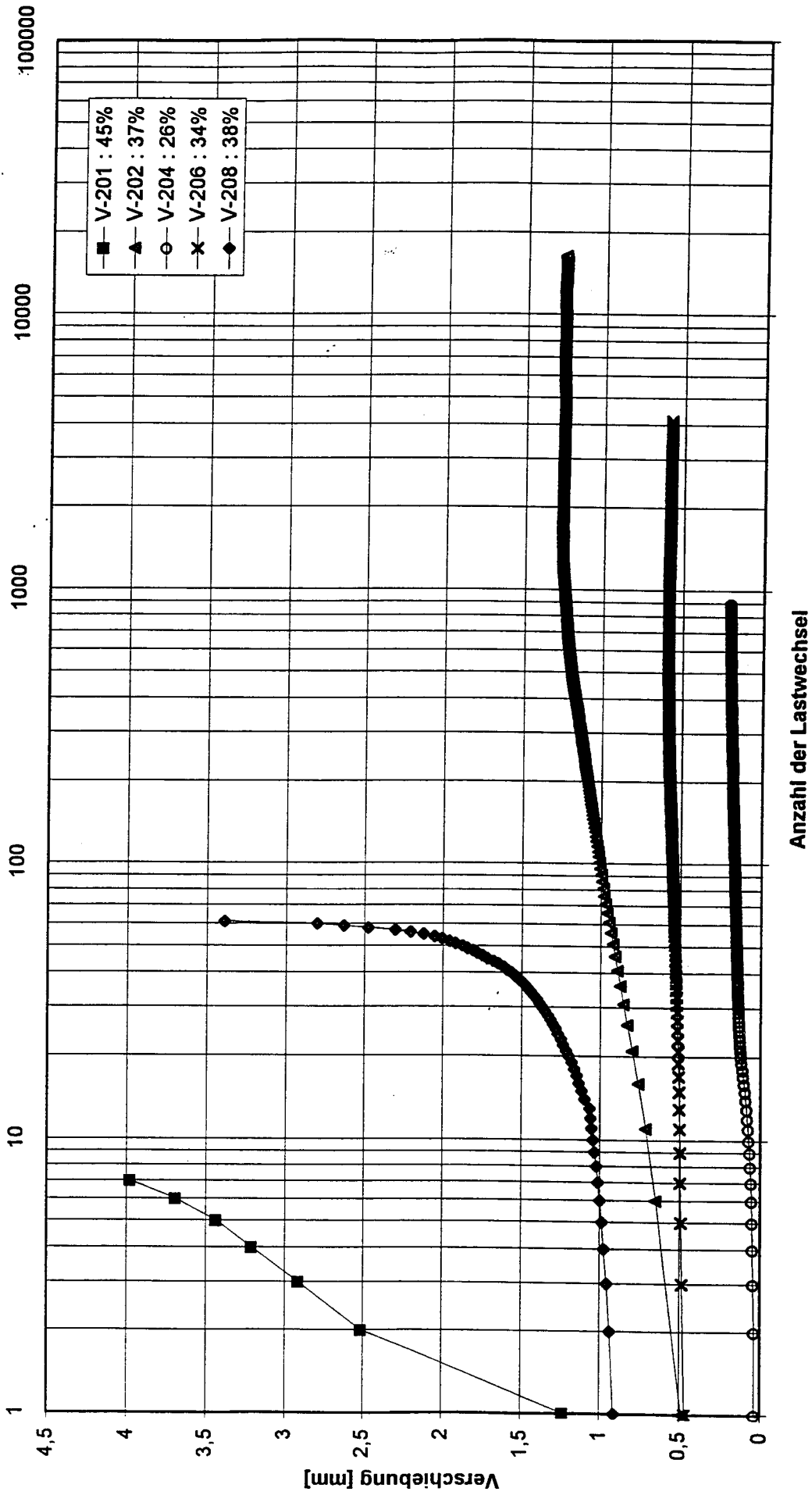


DeltaV / V - Diagramm

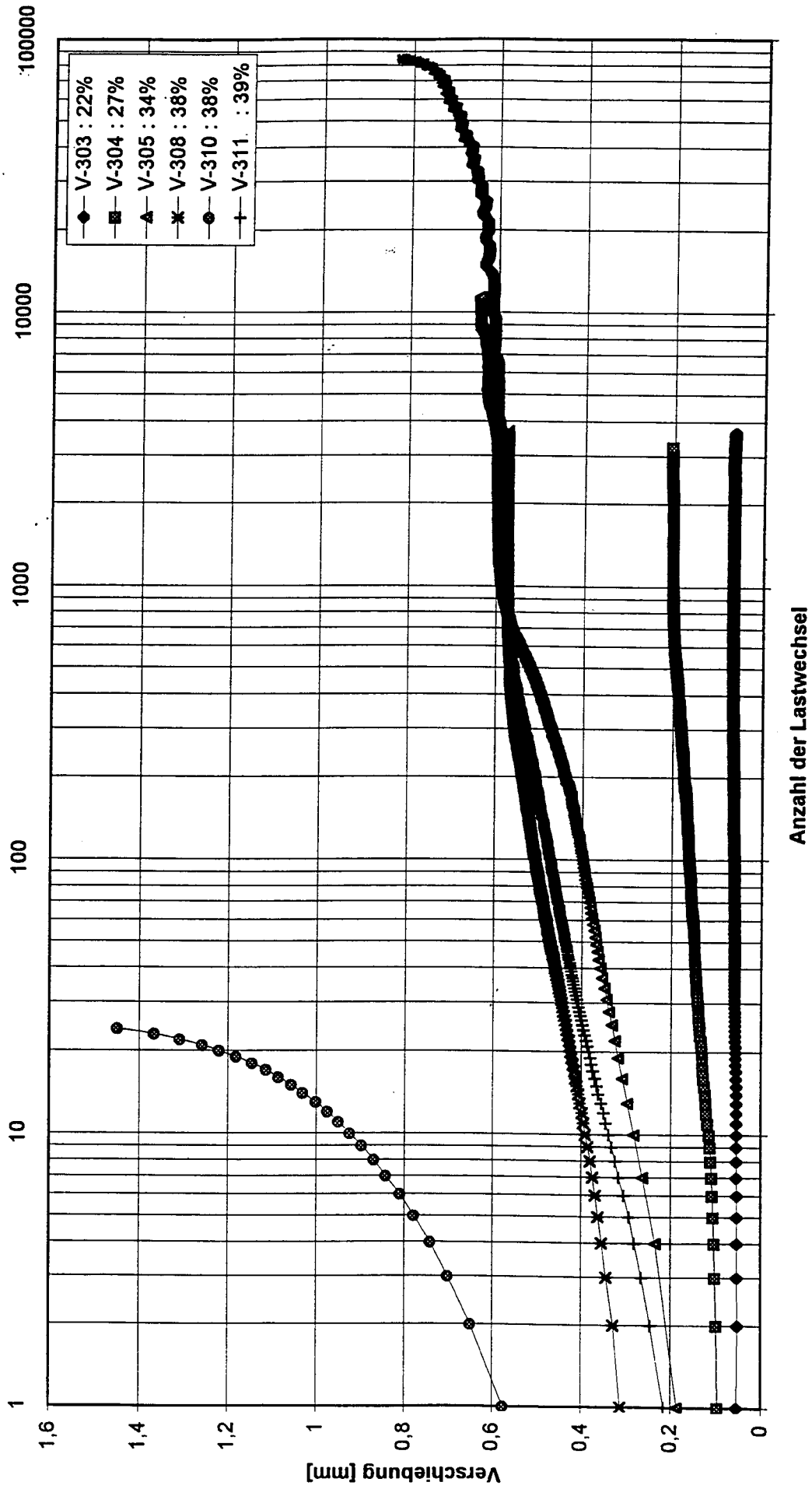
Wassergehalt = 5.2 %



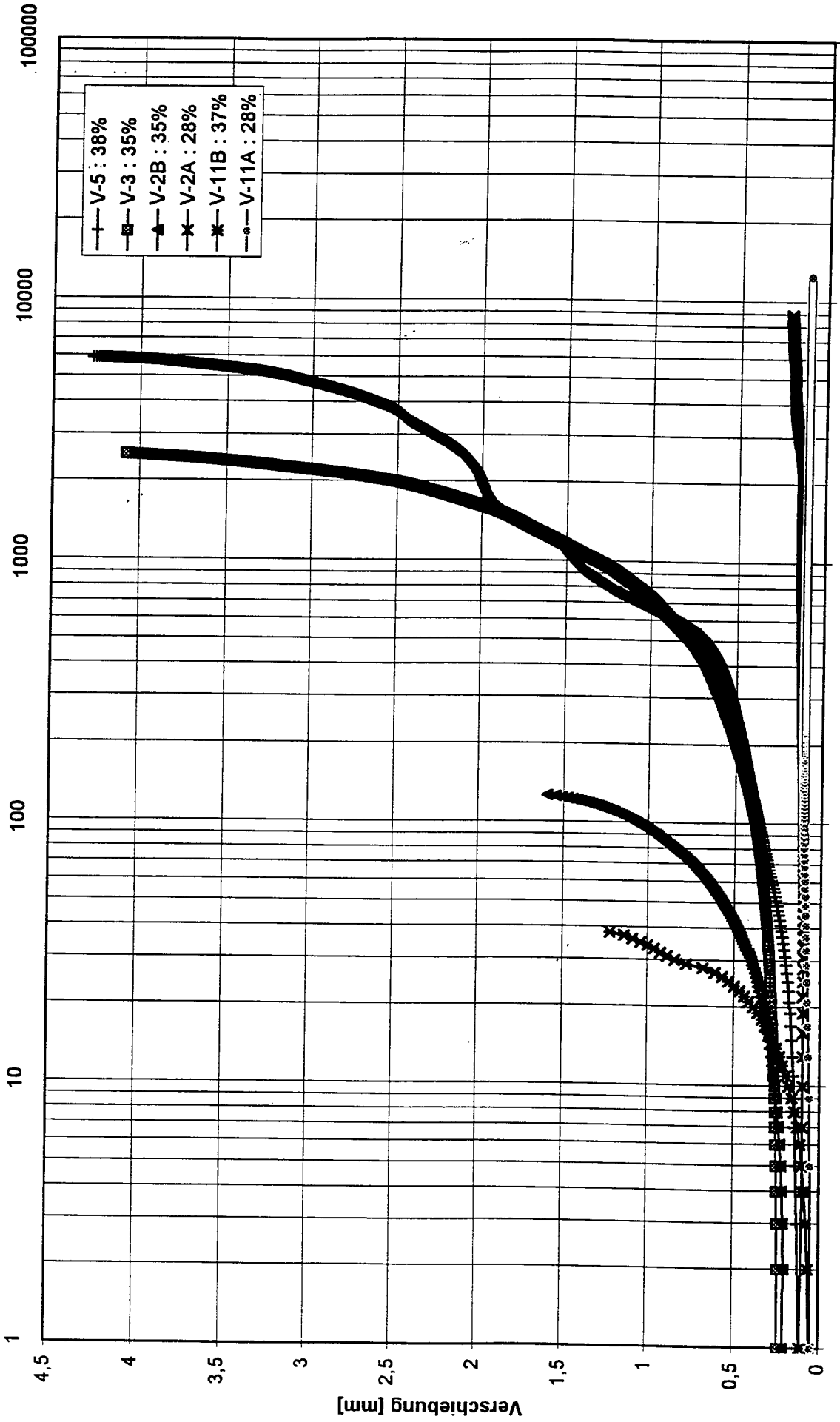
Versuche 201 - 208



Versuche 303-311



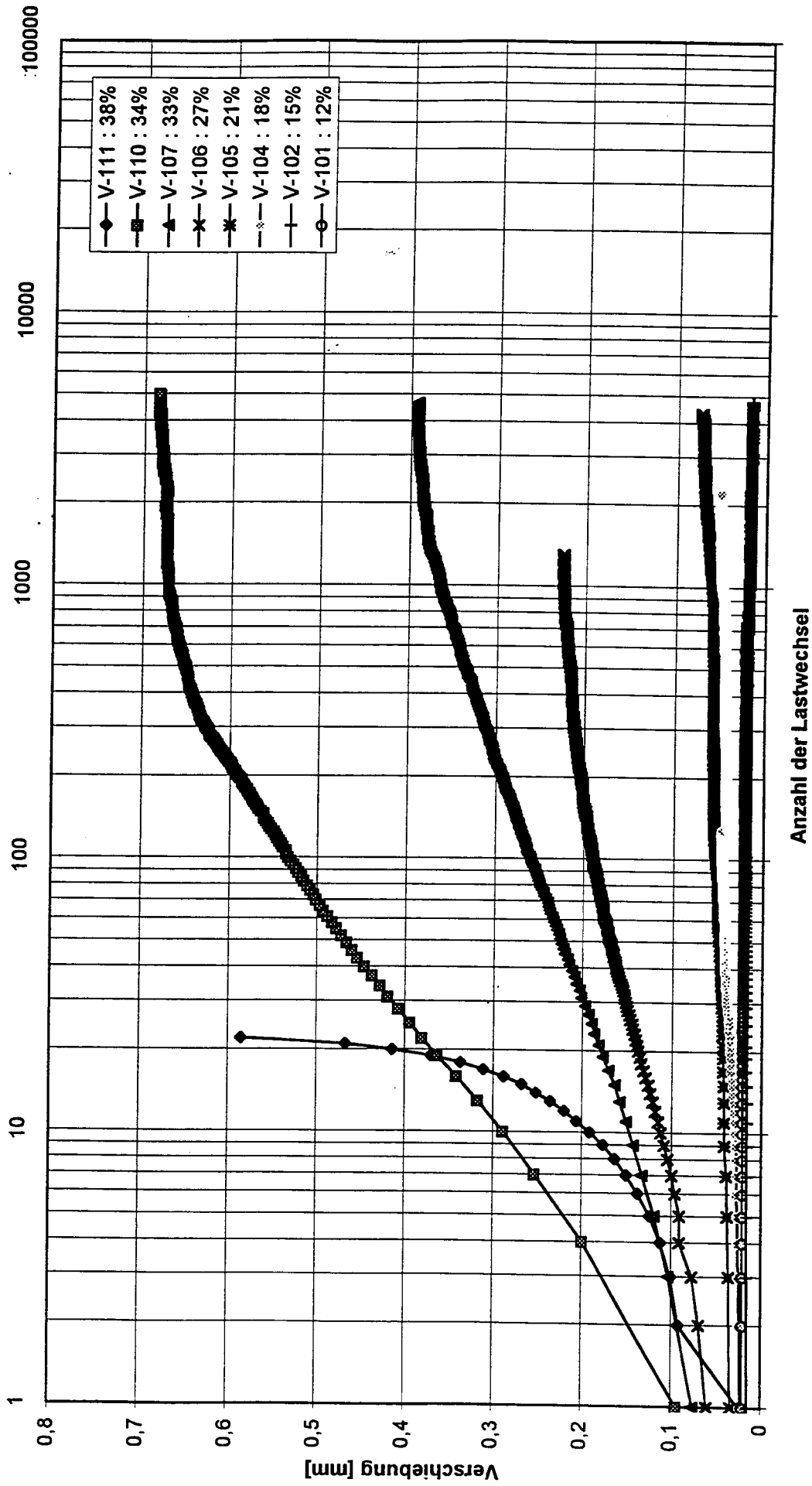
Versuche mit 0,5 bar



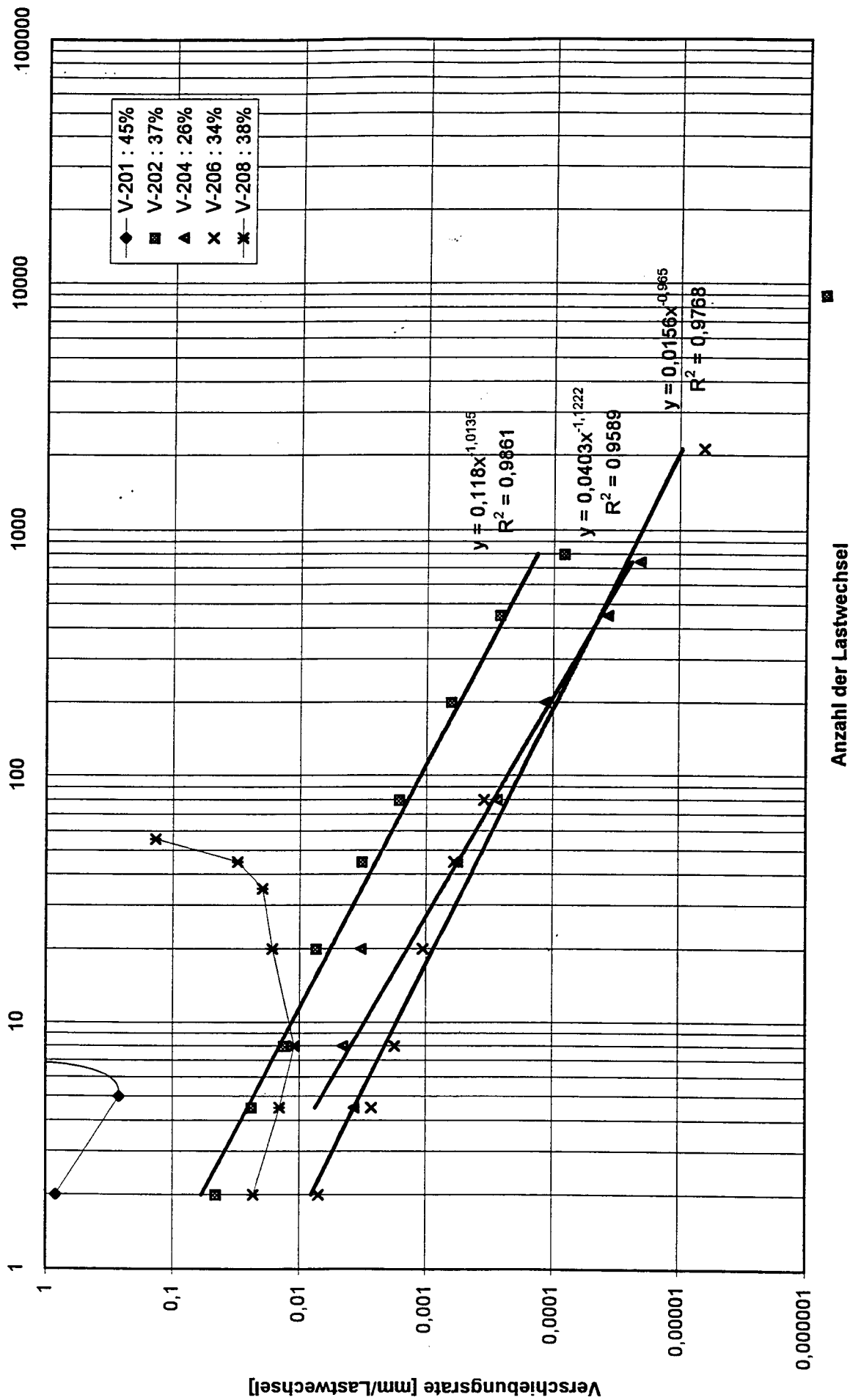
Anzahl der Lastwechsel

101-111

Versuche 101-111, Verschiebungen der Maximalwerte



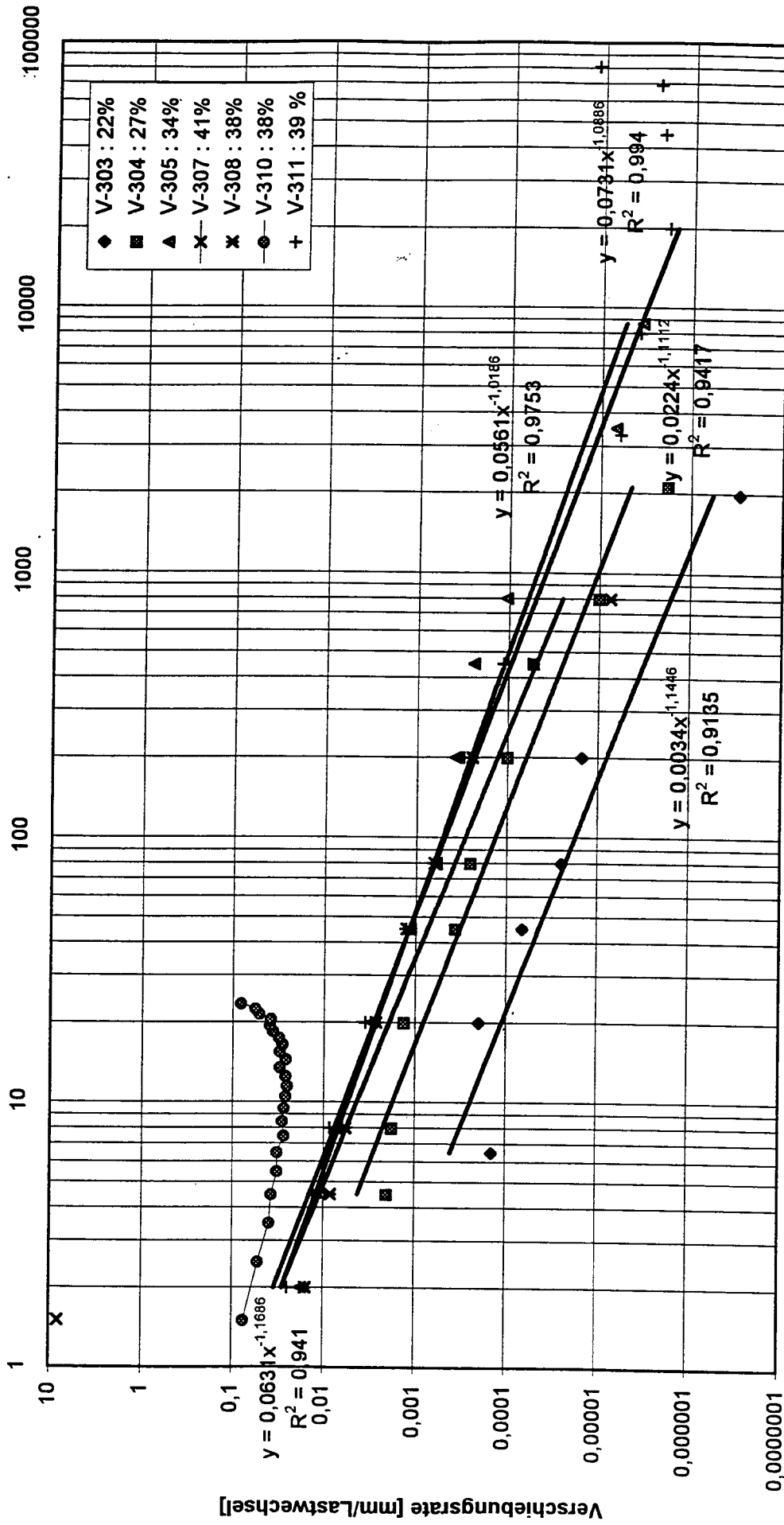
201-208



Anzahl der Lastwechsel

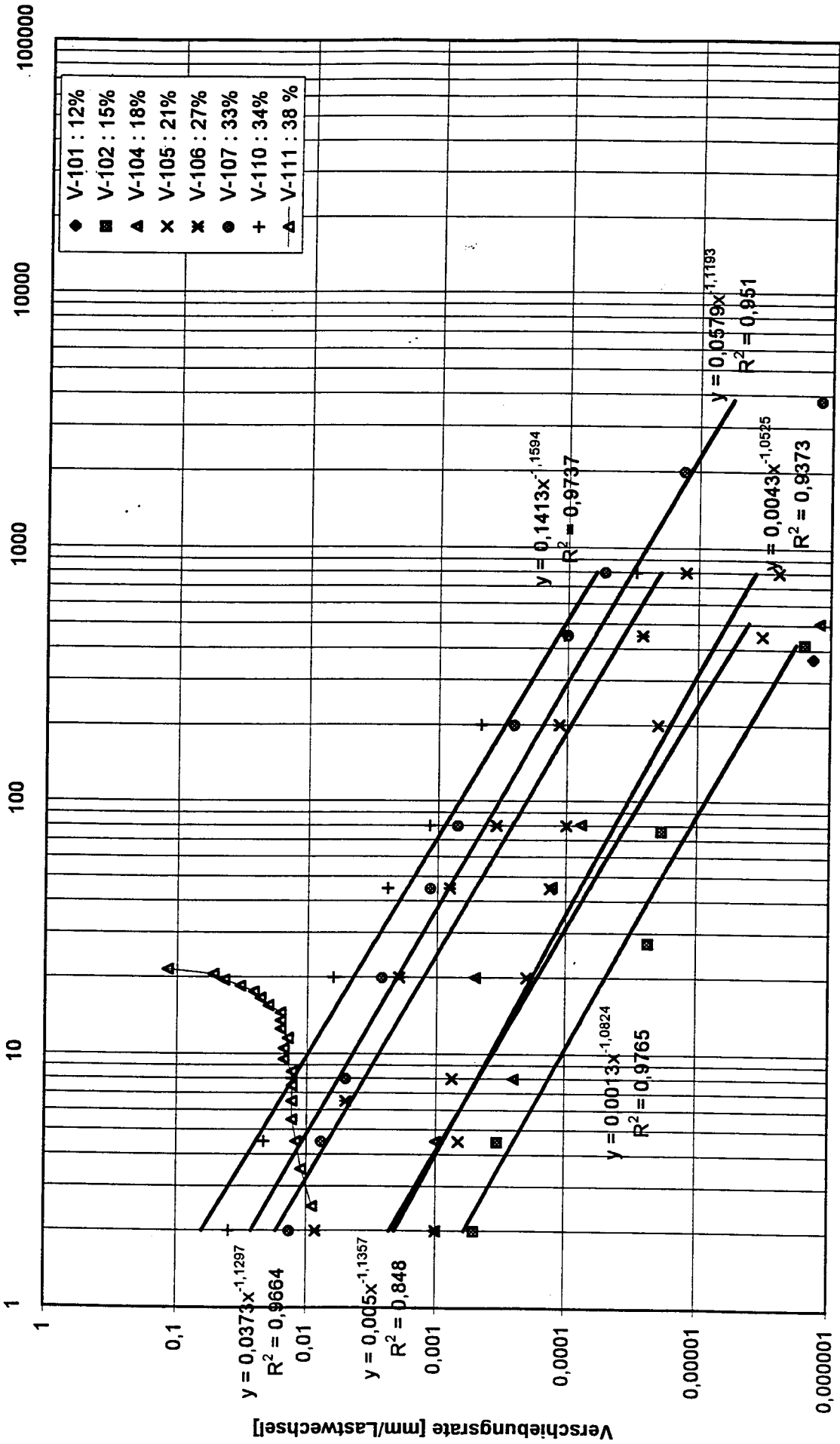
Verschleißungsrate [mm/Lastwechsel]

Versuche 303-311



Anzahl der Lastwechsel

101-111



Anzahl der Lastwechsel