

Lehrstuhl und Prüfamt  
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

Eigenverlag: Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau,  
Bodenmechanik und Felsmechanik  
Technische Universität München  
Baumbachstraße 7  
8000 München 60  
Tel.: (089) 8895-200

DISSERTATIONS- UND FOTODRUCK FRANK GmbH  
8000 München 2, Gabelsbergerstraße 15, Tel. 2809090

## VORWORT DES HERAUSGEBERS

Zum Tragverhalten von Pfählen, die durch zyklische Laständerungen beansprucht werden, liegen bisher nur wenige Großversuche vor. Die praktischen Fälle solcher Beanspruchungen zeichnen sich dadurch aus, daß entweder echte Wechsellasten in zyklischer Druck-Zug-Folge oder Schwelllasten (Druck oder Zug), beide Lastfälle mit quasi-statischer Lastdauer, entstehen. Als Beispiele für die zyklische Beanspruchung von Pfahlgründungen seien Windkräfte auf Kamine, Türme und Freileitungen, Verkehrslasten bei aufgeständerten Fahrbahnen, Auftriebskräfte bei Klär- und Rückhaltebecken, Dockanlagen und Unterführungen, Wellenschlagkräfte bei Offshore-Gründungen und Kräfte aus plötzlichen Grundwasserstandsänderungen wie in Tidegebieten benannt.

Kenntnis liegt in qualitativer Form darüber vor, daß axial zyklisch belastete Pfähle besonders bei Umkehrung der Lastrichtung und in Sand wesentlich weniger als statisch einheitlich beanspruchte Pfähle tragen können. Die Anzahl der Lastwechsel bis zum Versagen des Pfahles verringert sich in aller Regel mit Zunahme der Lastwechselamplituden. Besonders kompliziert lassen sich dabei die Verformungen nach Größe und Geschwindigkeit abschätzen.

Die damit verbundene Sicherheitsproblematik blieb bisher ziemlich offen gehalten bzw. nur durch knappe Hinweise behandelt:

Nach DIN 1054 bedarf es bei Pfählen mit "größerer Wechselbeanspruchung" im Lastfall 1 und 2 keiner größeren Sicherheit als bei rein statisch beanspruchten Pfählen (Sicherheit  $\geq 2,0$ ). Für die Zulässigkeit dieser Festlegung fehlt bisher der wissenschaftliche Nachweis.

In DIN 4128 (Verpreßpfähle) findet sich die Forderung, daß bei Schwell- und Wechselbeanspruchungen neben der üblichen Probelastung zur Ermittlung der Grenzlaster die Schwell- und Wechselbelastung des Gebrauchs-

zustandes zu simulieren ist. Dabei muß die Anzahl der Lastwechsel im Versuch ausreichen, um auf das Abklingen der Verformungszunahme auf Null schließen zu können. Bei Schwelllasten darf auf diesen Versuch verzichtet werden, wenn der Schwelllastanteil kleiner als 50 % der Gebrauchslast ist.

Der Entwurf für die in Bearbeitung befindliche ISO-Norm "Axiale Pfahlprobelastung" sieht für wechselbeanspruchte Pfähle partiell erhöhte Sicherheitsfaktoren im Vergleich zu axialen Druckpfählen vor, was ebenfalls der Überprüfung bedürfen wird.

Aus Anlaß der bestehenden Wissenslücke hat mein Institut mit ersten systematischen Großversuchen im Jahr 1983 begonnen. Sie zielen darauf ab, auf dem Vergleichsweg zumindest verbesserte qualitative Erkenntnisse zur Problematik zu gewinnen. Das vorliegende Heft 5 der Schriftenreihe stellt die ersten Teilarbeiten vor.

Der erste Beitrag beinhaltet die Ergebnisse von Versuchen an 5 Verpreßpfählen mit ca. 130 mm Durchmesser und 5 m Einbindelänge in mitteldicht gelagertem Sand. Die Pfähle sind vergleichsweise statisch, im Druck-Zug-Wechsel und unter Druckschwelllast beansprucht worden. Diese Untersuchungen erfolgten im Rahmen eines vom Institut für Bautechnik, Berlin geförderten Vorhabens. Sächliche und finanzielle Hilfe leisteten zudem die Firmen Dyckerhoff und Widmann AG und Karl Bauer Spezialtiefbau, wofür an dieser Stelle bestens gedankt sei.

Aufgrund der Sicherheitsrelevanz, die den Untersuchungsgegenstand auszeichnet, konnte mittlerweile die Fortsetzung dieser Forschung durch Mittel aus dem Institut für Bautechnik, Berlin und eine Beihilfe des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie in dankenswerter Weise gesichert werden. Damit dürfte es möglich werden, einige andere Belastungsfälle aufzugreifen.

Der zweite Beitrag beinhaltet die Ausführung und Auswertung von Wechselbeanspruchungsversuchen an einem relativ kurzen Bohrpfahl von ca. 50 cm Durchmesser und 4,5 m Länge in dicht gelagertem Kiessand. Die Gelegenheit dieses Versuchs ergab sich im Rahmen der Vorbereitungen für ein Großprojekt, bei dem Regenrückhalte- und Klärbecken in leerem Zustand bei hohem Grundwasserstand gegen Auftrieb durch Bohrpfähle zu sichern sind. Da diese Pfähle bei gefülltem Becken jedoch auf Druck beansprucht werden, empfahl es sich, diesen Fall einer zyklischen Wechselbeanspruchung an einem Probepfahl zu simulieren.

Im Rahmen der Überlegungen zur Ausführung der vorgenannten Untersuchungen war es notwendig, die einschlägige Literatur zu sichten und auszuwerten. Aus diesem Bedarf heraus hat sich der dritte Beitrag entwickelt, er bietet ohne Anspruch auf Vollständigkeit eine Übersicht der bisher vorliegenden Erkenntnisse aus den wichtig erachteten einschlägigen Arbeiten. Das Thema wird in kurzer Form inhaltlich aufbereitet und bietet dazu weitere Informationshinweise.

Schließlich sei der Firma Karl Bauer Spezialtiefbau mein Dank für die finanzielle Hilfe bei der Drucklegung dieses Heftes der Schriftenreihe ausgedrückt.

München, im Dezember 1985

R. Floss



AXIAL ZYKLISCH BELASTETE VERPREßPFÄHLE

Kurzfassung	1
1. Der Versuchsboden	4
1.1 Bodenkenngößen	4
1.2 Einbau in der Grube	5
1.3 Ausbau des Bodens	9
1.4 Beurteilung des Versuchsbodens	9
2. Die Pfähle	10
2.1 Vorbereitung der Meß- und Bewehrungsstähe	10
2.2 Herstellen der Verpreßpfähle	10
2.3 Ausbau der Pfähle	15
2.4 Beurteilung der Pfähle	15
3. Statische Versuche	17
3.1 Durchführung und Ergebnisse	17
3.2 Beurteilung der statischen Versuche	22
4. Zyklische Versuche	28
4.1 Durchführung der Wechsel- und Schwell- belastungsversuche	28
4.2 Ergebnisse der Wechsellastversuche	32
4.3 Ergebnisse der Versuche mit Schwell-Druck- belastung	37
4.4 Zusammenfassung und Schlußfolgerung	40
4.5 Empfehlungen für weitere Untersuchungen	43

WECHSELBELASTUNGSVERSUCHE AN EINEM BOHRPFÄHL

71

LITERATURÜBERSICHT ZU ZYKLISCH BELASTETEN PFÄHLEN

1. Einleitung	85
2. Begriffe	85
3. Versuche an Modellpfählen	87
4. Feldversuche an Pfählen	100
5. Versuche an Verpreßankern	107
6. Schlußbemerkung	113
Literatur	114



## "AXIAL ZYKLISCH BELASTETE VERPREBPFÄHLE"

- Kurzfassung -

In der Versuchsgrube des Prüfamtes wurden an insgesamt 5 Pfählen mit 5 m Einbindelänge und ca. 130 mm Durchmesser 4 statische Druck- und Zugversuche, 4 Wechsellastversuche bis zu 50% der statischen Grenzlaster und 2 Druckschwelllastversuche bis 85% der statischen Grenzlaster bis zu 100 000 Lastwechseln durchgeführt.

Als Versuchsboden diente ein Fein- bis Mittelsand, der in feuchtem Zustand mit mitteldichter Lagerung eingebaut war. Die Löcher wurden mit Verrohrung und Innenschnecke gebohrt und der Beton mit Verpressung eingebracht. Als Bewehrung diente ein GEWI-Stahl  $\varnothing$  50 mm.

Die Ergebnisse der statischen Versuche zeigen, daß die Last überwiegend über Mantelreibung in den Boden abgetragen wird, wobei die Grenz- und Bruch-Mantelreibung bei Druck- und Zugbeanspruchung etwa gleich groß sind. Bis zur 3. Beanspruchung in wechselnden Richtungen nehmen die Mantelreibungswerte stark ab, dann bleiben sie etwa konstant.

Alle zyklischen Versuche wurden mit 20 langsamen Zyklen von 20 Minuten Dauer begonnen und mit Zyklen von 1-minütiger Dauer fortgesetzt.

Bei Wechselbelastung hängt das Versagen des Pfahles sowohl von der Lastamplitude als auch von der Anzahl der Zyklen ab, je kleiner die Lastamplitude, desto größer die Zahl der erreichten Zyklen. Der Bruchzustand tritt unvermittelt auf und läuft um so schneller ab, je höher die Lastamplitude ist.

Bei Druckschwellbelastungen treten dagegen selbst bei relativ hohen Lasten und einer großen Anzahl von Zyklen nur kleine Verschiebungen auf. Nach einer Beruhigungsphase bleibt daran anschließend die Setzungsrate bis zu 50 000 bzw. 100 000 Zyklen konstant, d.h. die Pfähle dringen langsam in den Boden ein. Die Restsetzungsrate hängt von der Größe der Last ab.

Die Lastabtragung im Bewehrungsstahl erfolgt praktisch ohne Verzögerung bis zur Pfahlsohle und die Pfahlbewegungen können noch in einem Abstand von 1,25 m vom Pfahl an der Geländeoberfläche, jedoch zeitlich verzögert, festgestellt werden.

## "AXIAL CYCLIC LOADED INJECTION PILES"

### - Summary -

Five small-diameter piles 5 m in length and approximately 130 mm in diameter were tested in a test pit. In all 4 static tests (compression and tension), 4 tests with alternating loads up to 50% of the static limit load, and 2 tests with cyclic compression loads up to 85% of the static compression limit load were performed.

The test soil was a humid sand with a medium density. The holes were drilled with casings and a continuous flight-auger and the concrete was poured in by a low injection pressure. The reinforcement was a 50 mm GEWI-bar.

The results of the 4 static tests show that the load mainly is transferred into the soil by skin friction. There is a good correspondence between the skin friction in compression and tension. Up to the 3rd reloading in opposite directions, the skin friction values decrease strongly. Thereafter the values remain almost constant.

All cyclic tests were started with 20 slow cycles lasting 20 minutes and continued with 1 minute cycles.

Under alternating loads the failure of the piles depends on the number of cycles as well as on the amplitude of load; i.e., the lower the load-amplitude, the higher the number of attainable cycles. The failure occurs suddenly and takes place at a faster rate for higher load amplitudes.

Conversely, for cyclic compression loads under relatively high loads and a high number of cycles only small deformations were observed. After a phase of initial settlement the piles penetrated slowly into the soil at a constant rate up to 50 000 and 100 000 cycles respectively. The remaining penetration rate depends on the size of the load.

The load transfer through the steel bar of the pile occurs immediately. The pile movement can be observed with a time-delay even at a distance of 1.25 m from the pile on the soil surface.

## "ESSAIS DE PIEUX D'INJECTION SOUS CHARGE AXIALE CYCLIQUE"

### - Résumé -

Cinq pieux de diamètre 130 mm et de longueur 5 m ont été testés sous charge axiale cyclique. Le programme d'essai comprenait

- quatre essais de chargement statique (compression, traction),
- quatre essais avec des sollicitations alternées, avec une charge égale à 50% de la charge de rupture statique,
- deux essais avec des sollicitations périodiques répétées (compression) avec une charge égale à 85% de la charge statique de rupture.

Le nombre de chargements et déchargements a été limité à 100 000.

Le sol d'essai était constitué d'un sable humide ayant une compacité moyenne. Le pieu était foré avec tubage et une vis intérieure, il était constitué d'une tige en acier type GEWI de 50 mm de diamètre avec injection de béton.

L'interprétation de l'ensemble des résultats de ces essais permet de tirer les conclusions suivantes:

- Pour les essais statiques, le frottement latéral reprend la quasi-totalité de la charge.
- Le frottement latéral sous charge de rupture est le même pour les essais de traction ou de compression.
- Jusqu'au troisième essai des sollicitations alternées le frottement latéral diminue rapidement, après il reste constant.

Les essais cycliques débutaient par 20 cycles de 20 minutes, puis se poursuivaient avec des cycles d'une minute.

Sous sollicitation alternée, la rupture du pieu dépend non seulement de l'amplitude de la charge, mais aussi du nombre de cycles. Plus l'amplitude diminue, plus le nombre des cycles augmente. La rupture survient d'une manière brusque et elle est d'autant plus rapide que la charge est importante.

Au contraire, avec les sollicitations périodiques répétées de compression, les déplacements verticaux du pieu restaient faibles, même sous des grandes charges et un nombre de cycles important. Après une phase de stabilisation, la vitesse de tassement reste pratiquement constante jusqu'à 50 000 ou 100 000 cycles; cela veut dire que les pieux pénètrent lentement dans le sol. La pénétration dépend naturellement du taux de chargement.

La transmission de la charge à la pointe dans l'armature est assez rapide. Le tassement des pieux et du sol est enregistré encore à la surface du sol à une distance de 1.25 m des pieux, mais avec retard.

## 1. Der Versuchsboden

### 1.1 Bodenkenngrößen

Der Versuchsboden, ein Fein-Mittelsand, wurde aus einer Münchner Baugrube in Stadtmitte gewonnen. Es handelt sich geologisch um eine tertiäre Ablagerung der oberen Süßwassermolasse, wie sie im gesamten Alpenvorland und Münchner Stadtgebiet unter den quartären Kiesen als tertiärer Sand, sog. Flinzsand, häufig angetroffen wird.

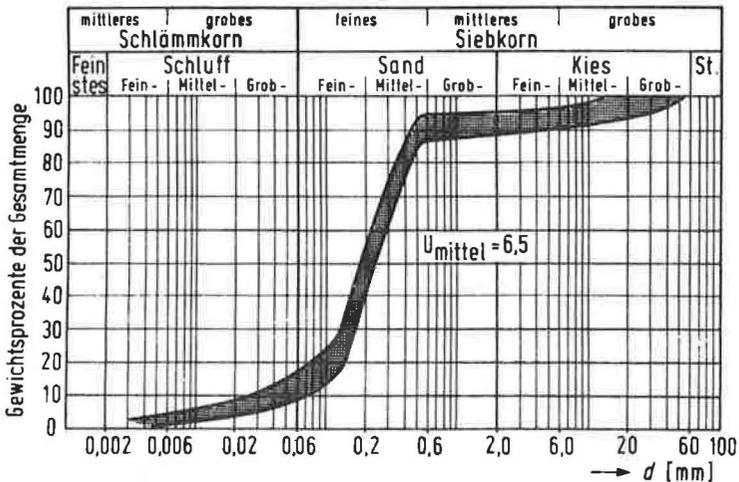


Bild 1 Korngrößenverteilung des Versuchssandes

Die im Labor des Prüfamtes an diesem Sand ermittelten Korngrößenverteilungen wurden auf Bild 1 zusammengestellt. Als Hauptbodenart handelt es sich im Sinne der DIN 4022 überwiegend um einen schwach schluffigen, schwach kiesigen Fein-Mittelsand mit einem gemittelten Ungleichförmigkeitsgrad von  $U = 6,5$  und folgenden Bodenkenngößen:

Proctordichte	$\rho_{Pr} = 1,79 \text{ t/m}^3$
Proctorwassergehalt	$w_{Pr} = 12,5\%$
Korndichte	$\rho_s = 2,71 \text{ t/m}^3$
Trockendichte in	
dichtester Lagerung	$\max \rho_d = 1,71 \text{ t/m}^3$ (Rütteltisch)
lockerster Lagerung	$\min \rho_d = 1,41 \text{ t/m}^3$ .

## 1.2 Einbau in der Grube

Vom Februar bis zum April 1982 wurde der Boden nach Verdichtungsversuchen im feuchten Zustand im 8 m tiefen Teil der Grube mit einem Wacker-Vibrationsstampfer ESV 65 Y in Lagen von 20 cm Dicke bis zu einer Gesamthöhe von 6,7 m mit jeweils einem Übergang eingebaut. Auf Bild 2 sind die Abmessungen der Grube dargestellt. Bild 3 zeigt die Grube in der Versuchshalle und Bild 4 den Einbauvorgang mit Vibrationsstampfer.

Die Einbauwassergehalte und Einbaudichten wurden an jeweils 6 bzw. 8 Punkten durch übereinander liegenden Doppelproben in den Einbauebenen +1,0 m, +1,9 m, +3,7 m und +6,2 m überprüft. Die Ergebnisse sind auf Anlage 1 zusammen mit den jeweiligen Mittelwerten und den Mittelwerten der Lagerungsdichten zusammengestellt.

Aus allen Versuchen ergaben sich daraus Mittelwerte von  $\rho_d = 1,58 \text{ t/m}^3$  und  $w = 9,1\%$ . Die mittlere Lagerungsdichte errechnet sich zu  $D = 0,42$ .

Vor dem Herstellen der Pfähle wurden die Sondierwiderstände mit der Leichten und schweren Rammsonde (LRS und SRS) als auch mit der Drucksonde (DS) bestimmt. Die Ergebnisse sind den Anlagen 2 und 3 zu entnehmen. Die Lage der Untersuchungspunkte ist auf Anlage 3 dargestellt. Danach lagen die  $LRS_5$ -Werte in einer Größenordnung von  $n_{10} = 10$  bis 15, die  $SRS_{10}$ -Werte etwa zwischen  $n_{10} = 5$  bis 15 und die Spitzendruckwerte etwa um  $q_c = 5 \text{ MN/m}^2$ . Bild 5 und 6 zeigen den Einsatz der Drucksonde in der Grube.

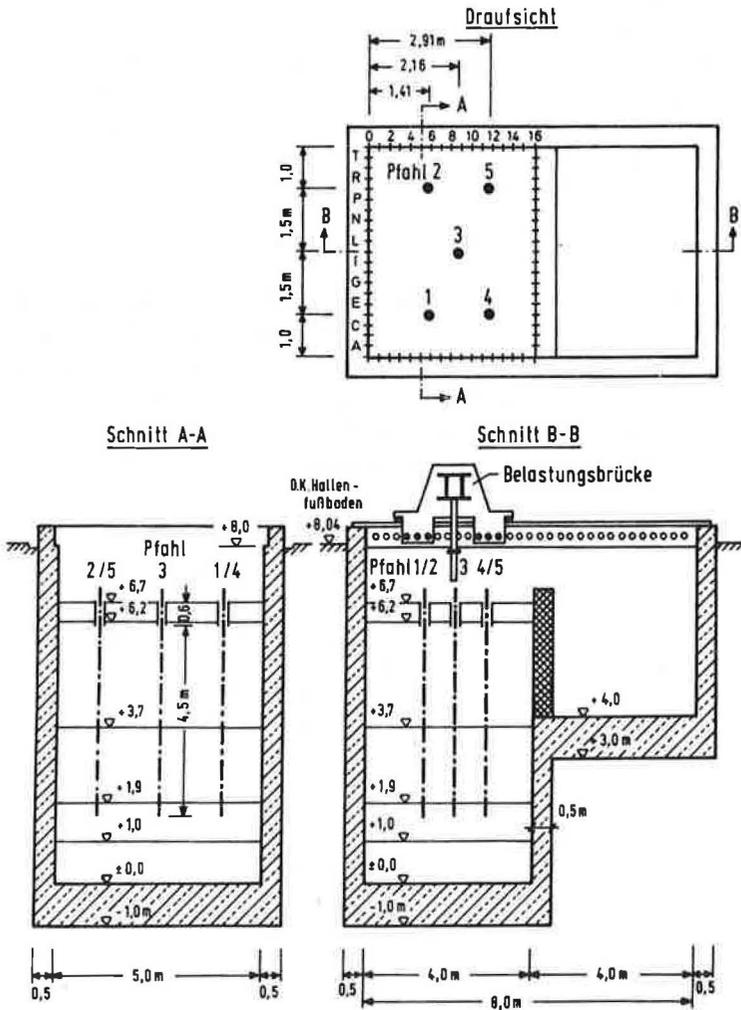


Bild 2    Abmessungen der Grube mit Anordnung der Pfehle

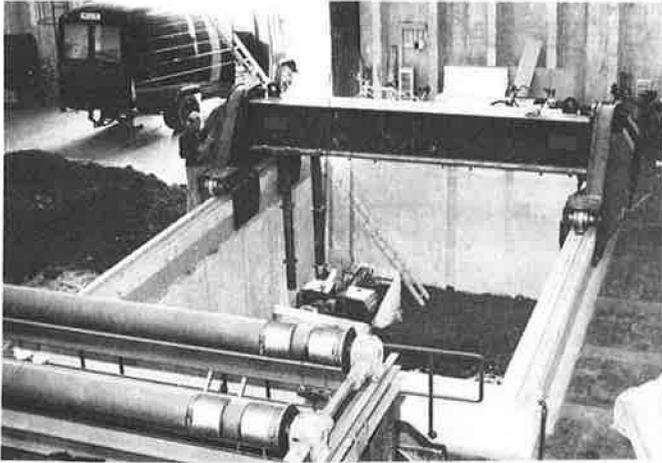


Bild 3 Versuchsgrube in der Halle des Prüfamtes



Bild 4 Einbau des Bodens mit Vibrationsstamper

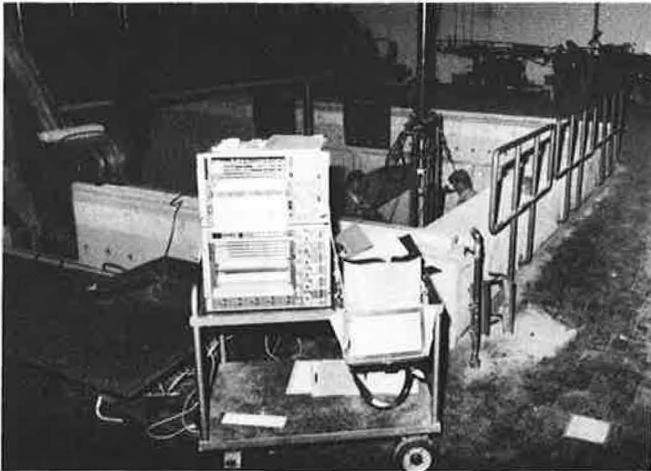
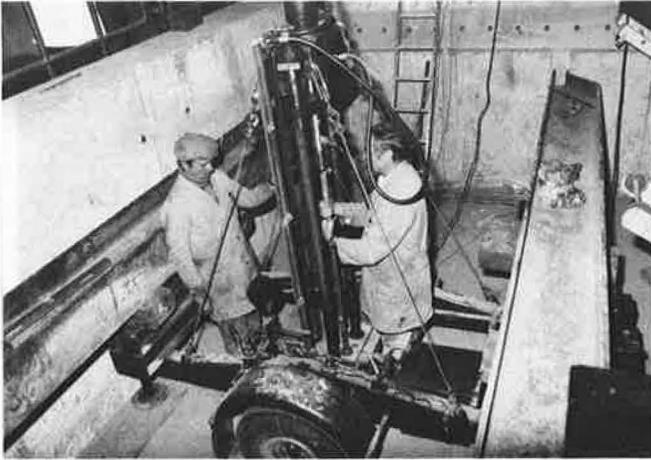


Bild 5 und Bild 6 Durchführung einer Drucksondierung in der Grube

### 1.3 Ausbau des Bodens

Nach der Versuchsdurchführung wurde zur Freilegung der Pfähle der Boden lagenweise wieder ausgebaut.

In den Ebenen +6,2 m, +3,7 m und +1,9 m wurden an jeweils 11 bzw. 15 Punkten wiederum die Dichten mit Hilfe eines Ausstechzylinders bestimmt. Die ermittelten Wassergehalte und Dichten sind auf Anlage 4 zusammengestellt. Aus allen Versuchen ergaben sich Mittelwerte von  $w = 7,8\%$  und  $\rho_d = 1,61 \text{ t/m}^3$ , was einer mittleren Lagerungsdichte von  $D = 0,5$  entspricht.

Ein Vergleich mit den vor der Versuchsdurchführung ermittelten Werten zeigt, daß in der untersten geprüften Schicht (Kote +1,9 m) die Dichten höher und in der obersten (Kote +6,2 m) niedriger lagen.

### 1.4 Beurteilung des Versuchsbodens

Als Versuchsboden diente ein schwach schluffiger Fein- bis Mittelsand mit einem mittleren Ungleichförmigkeitsgrad von  $U = 6,5$ . Der Boden wurde in feuchtem Zustand mit einem Mittelwert der Lagerungsdichte von  $D = 0,42$  lagenweise eingebaut. Aufgrund der durchgeführten Druck- und Rammsondierungen sowie Dichtebestimmungen kann der erfolgte Einbau als weitgehend homogen bezeichnet werden. Die Lagerungsdichte nach dem Einbau entspricht etwa der unteren Grenze einer mitteldichten Lagerung. Nach der Versuchsdurchführung wurde an aus verschiedenen Ebenen entnommenen Bodenproben festgestellt, daß sich die mittlere Lagerungsdichte auf  $D = 0,5$  erhöht hat, was auf eine Zunahme der Dichte im untersten Pfahlbereich zurückzuführen war. Der Wassergehalt hat insgesamt gering abgenommen, wobei mit der Tiefe eine Zunahme festzustellen war.

## 2. Die Pfähle

### 2.1 Vorbereitung der Meß- und Bewehrungsstähle

Als Meß- und Bewehrungsstahl wurde ein GEWI-Stahl BSt 420/500 RU  $\varnothing$  50 mm verwendet. Die Stahl-Kennwerte wurden in der Versuchsanstalt der Fa. Dyckerhoff & Widmann in Utting ermittelt. An allen 5 Stählen wurden auf einer Länge von 4,5 m in gleichen Abständen von 1,1 m Dehnungsmeßstreifen appliziert und auf ihre Funktionsfähigkeit überprüft (Bilder 7 und 8).

### 2.2 Herstellen der Verpreßpfähle

Die Lage der Pfähle in der Grube wurde durch 60 cm lange Stahlrohrstücke  $\varnothing$  119/127 genau fixiert. Diese Rohre wurden zur Reibungsabminderung außen mit einem Inertol-Anstrich versehen, auf voller Länge eingegraben und am Kopf an eine stabile Trägerkonstruktion angeschweißt. Die Rohre dienten zunächst als Bohrschablone, später als Pfahlkopfverstärkung. Sie wurden während der Versuchsdurchführung freigelegt.

Zur Aufstellung einer Bohrmaschine wurde die Versuchsgrube mit Trägern und Kanthölzern überbaut. Von dieser Bohrbühne aus wurden im Januar 1983 die Bohrlöcher mit einer Doppeldrehbohrkopfmachine (System Bauer - UBW 05-7 t) mit Verrohrung 95/108 mm und Innenschnecke 90 mm  $\varnothing$  hergestellt. Nach dem Ziehen der Schnecke wurde der Meß- und Bewehrungsstahl in die Verrohrung eingeführt, wobei zur Zentrierung über der 2. und 4. Meßstelle Federkorb-Abstandhalter dienten. Anschließend wurde der Hohlraum mit einer Zementsuspension ( $W/Z = 0,4$ ) aus Portland-Zement 45 F verfüllt und bei geschlossenem System mit ca. 5 bar Druck bis Unterkante Kopfrohr stufenweise verpreßt. Dabei wurde gleichzeitig die Verrohrung gezogen. Die Bilder 9 bis 14 geben den Bohr- und Einbauvorgang wieder.

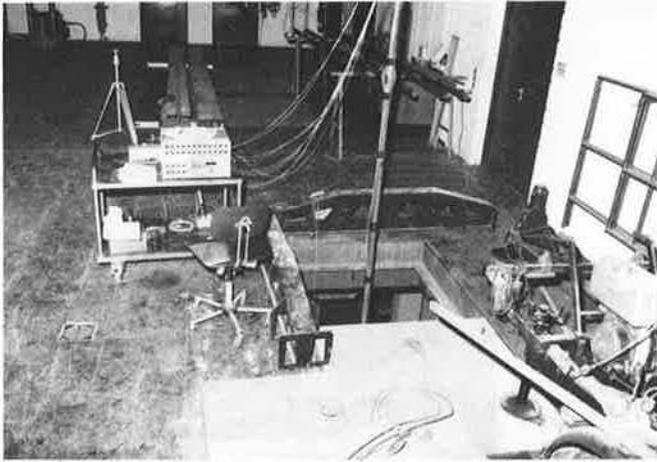


Bild 7 und Bild 8 Prüfung der Meß- und Bewehrungsstähle (GEWI 50 mm )

Bild 9  
Bohrmaschine auf  
der Plattform

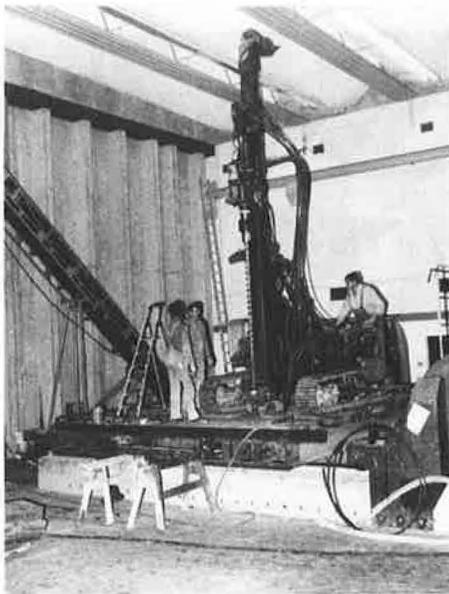


Bild 10  
Doppeldrehkopf-  
Bohrmaschine

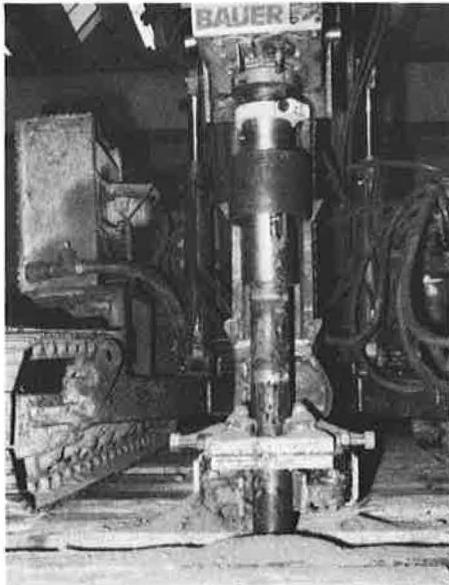


Bild 11  
Endlosschnecke  
beim Ziehen



Bild 12  
Einbau des Meß- und  
Bewehrungsstahles



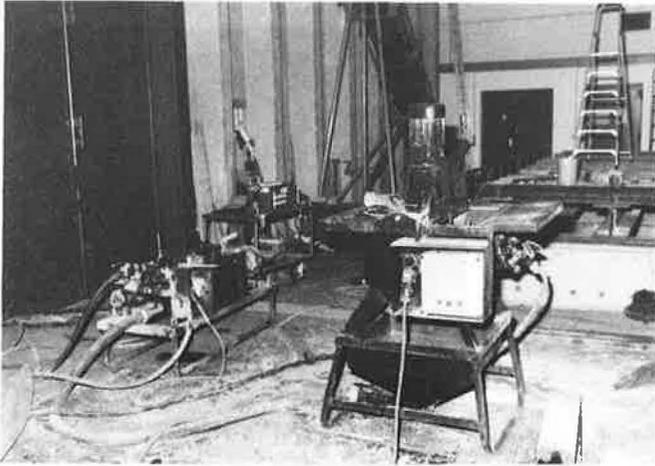


Bild 13 Mischer, Pumpe und Druckschreiber

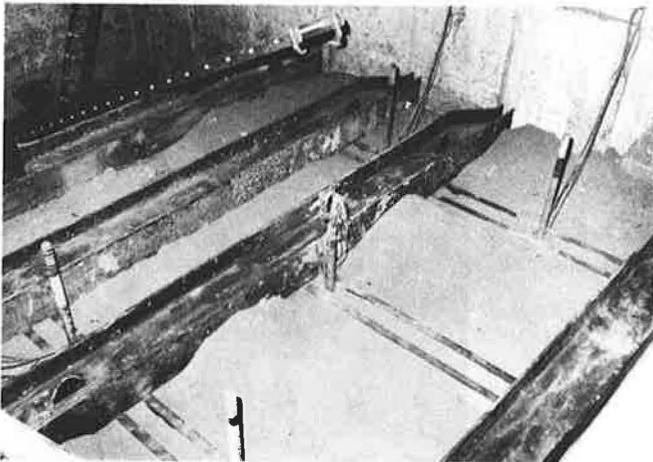


Bild 14 Fertige Pfahlköpfe, Bewehrungs- und Meßstäbe in der Grube

### 2.3 Ausbau der Pfähle

Nach dem Abschluß der statischen und zyklischen Versuche wurden die Pfähle bis auf Kote +3,0 m ausgegraben und dann herausgezogen. Bild 15 zeigt die teilweise freigelegten Pfähle in der Grube und Bild 16 zeigt die ausgegrabenen Pfähle von der Kopfseite.

Die ausgegrabenen Pfähle wurden gereinigt und jeweils an 10 Querschnitten vermessen. Die Aufmaße sind auf Anlage 5 zusammengestellt. Hieraus ergeben sich für die einzelnen Pfähle folgende maximalen, minimalen und mittleren Durchmesser und Längen:

Pfahl	Durchmesser			Länge
	max (mm)	min (mm)	mittel (mm)	unter UK Rohr (m)
1	151	124	139	4,56
2	142	127	132	4,57
3	146	125	133	4,56
4	153	117	134	4,53
5	133	114	123	4,60

Die Pfahloberflächen waren allgemein rau und leicht profiliert. Nur Pfahl 4 war in einer Tiefe zwischen 2,7 und 4,3 m über der Pfahlsohle etwas verdickt und sehr stark profiliert. Vereinzelt waren an den Pfählen kleine Auswüchse bis zu maximal 30 mm Größe vorhanden.

### 2.4 Beurteilung der Pfähle

Die Pfähle wurden mit einem relativ aufwendigen Verfahren hergestellt, was nicht der üblichen Praxis entspricht. Diese Herstellung wurde jedoch für unbedingt notwendig gehalten, um möglichst einheitliche Querschnittsabmessungen für die vergleichenden Untersuchungen gewährleisten zu können.

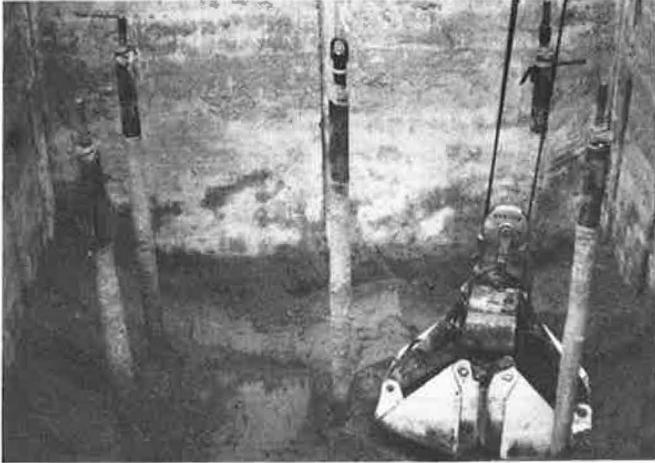


Bild 15 Freigelegte Pfähle in der Grube

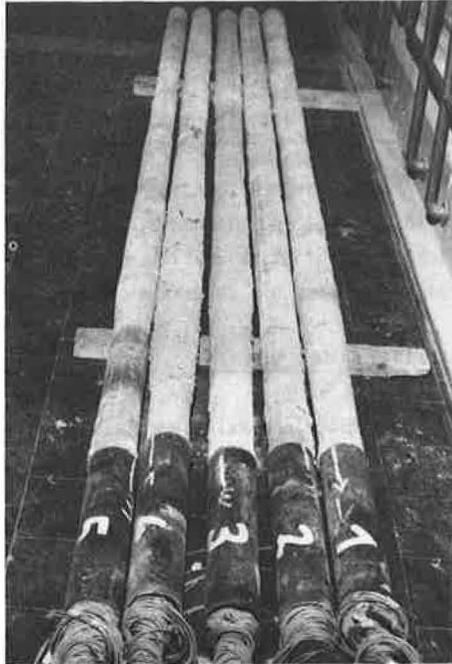


Bild 16  
Ausgegrabene Pfähle  
von der Kopfseite

Nach dem Aufmaß der ausgegrabenen Pfähle wiesen diese weitgehend gleiche Abmessungen und Oberflächenbeschaffenheit auf, so daß die Versuchsergebnisse verschiedener Pfähle vergleichbar sind.

### 3. Statische Versuche

#### 3.1 Durchführung und Versuchsergebnisse

In der Zeit vom 26.7.1983 bis zum 9.8.1983 wurden an den beiden Pfählen 1 und 4 durch Belastungsversuche die statischen Grenz- und Bruchlasten für Druck und Zug ermittelt. Diese Werte bilden die Basis für die Festlegung der Belastungsbreite für die am Pfahl 2, 3 und 5 später durchgeführten zyklischen Belastungsversuche.

Beim Pfahl 1 erfolgte die 1. Beanspruchung auf Druck. Die Vorlaststufe betrug ca. 16 kN und die Laststeigerung erfolgte jeweils um 45 kN bei Belastungszeiten von 60 Minuten je Laststufe. Nach dem Erreichen einer Setzung von 4 mm (202 kN) wurde in gleichen Laststufen bei jeweils 10 Minuten Wartezeit bis zur Vorlast entlastet. Nach einer Entlastungszeit von 820 Minuten erfolgte wiederum in Lastschritten von 45 kN bei einer Belastungszeit von 60 Minuten je Laststufe eine Belastung bis zu einer Setzung von ca. 21 mm (337 kN). Die Entlastung erfolgte in den gleichen Lastschritten, jedoch nur mit einer Belastungszeit von 10 Minuten je Laststufe.

Nach dieser 1. Druckbelastung wurde nach einer Wartezeit von 2 Tagen der Pfahl 1 auf Zug (2. Beanspruchung) belastet. Die erste Entlastung erfolgte nach einer Hebung von 5 mm (67 kN). Die Belastungsschritte betragen wie beim Druckversuch 45 kN. Die Belastung wurde nach dem Erreichen einer Gesamthebung von 40 mm (242 kN) abgebrochen, um den Pfahl nicht unbrauchbar zu machen. Die Entlastung erfolgte wie beim Druckversuch in 45-kN-Schritten bei 10-minütiger Wartezeit.

Der Pfahl 4 wurde analog zu Pfahl 1 untersucht, jedoch in umgekehrter Reihenfolge, d.h. dieser Pfahl wurde zuerst auf Zug (1. Beanspruchung) bis zu einer Hebung von ca. 22 mm (292 kN) und anschließend nach einer zweitägigen Wartezeit auf Druck (2. Beanspruchung) beansprucht.

Die Belastung der Pfähle erfolgte über eine servohydraulische Belastungseinrichtung (Steuerung über ein Proportionalventil in einem hydraulischen Regelkreis). Als Widerlager diente die fest arretierte Belastungsbrücke über der Versuchsgrube. Die Kraftmessung erfolgte mit einem 1600-kN-Zug-Präzisionsaufnehmer (Genauigkeitsklasse +0,07%) und für die Messung des Weges waren jeweils zwei induktive Wegaufnehmer mit einem Weg von  $\pm 20$  mm (kalibrierte Meßgenauigkeit 0,1%) eingesetzt. Außerdem wurden die Meßwerte der am GEWI-Stahl in 5 Ebenen in Brückenschaltung angebrachten Dehnungsmeßstreifen mit erfaßt.

Die gesamte Versuchsabwicklung und Datenerfassung wurde programmgesteuert durch eine Rechenanlage abgewickelt. Die Daten wurden durch ein Meßwarterfassungs- und -verarbeitungssystem aufgenommen. Die Werte wurden ausgedruckt und für eine spätere Weiterverarbeitung auf Magnetbandkassette gespeichert. Die Last-Setzungs-Kurven wurden während des Versuches gezeichnet.

Auf Bild 17 ist das Ablaufschema für die Regelung, Steuerung und Datenerfassung und Speicherung dargestellt und die Bilder 18 und 19 geben die örtliche Situation während der Versuchsdurchführung der statischen Versuche wieder.

Die Bewegungen des Geländes neben dem Pfahl wurden durch 5 mechanische Meßuhren bis zum Abstand von 1,0 m vom Pfahl in einem 0,35 m tiefen Graben beobachtet.

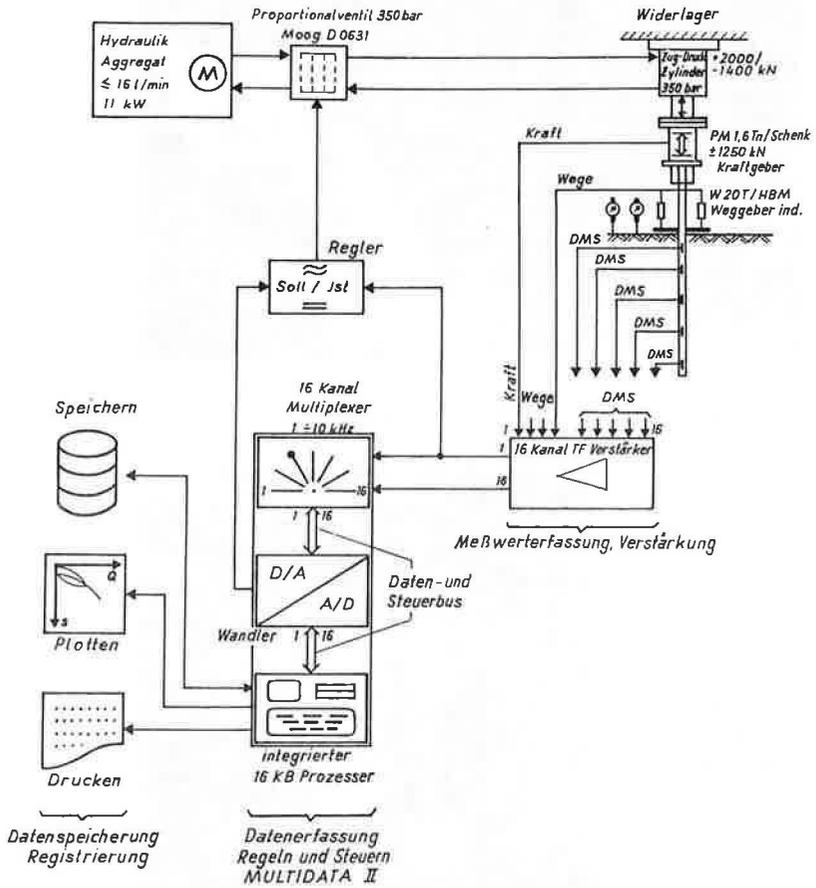


Bild 17 Ablaufschema der statischen Versuche

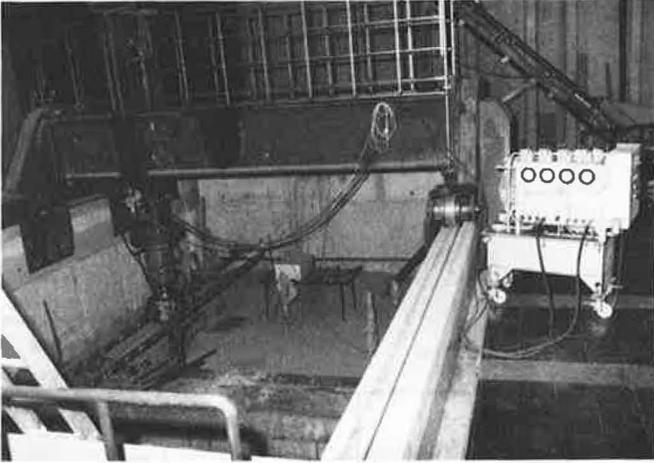


Bild 18 Versuchsaufbau mit Hydraulikaggregat

Bild 19  
Belastungs- und  
Meßeinrichtung am  
Pfahlkopf bei  
statischen Versuchen



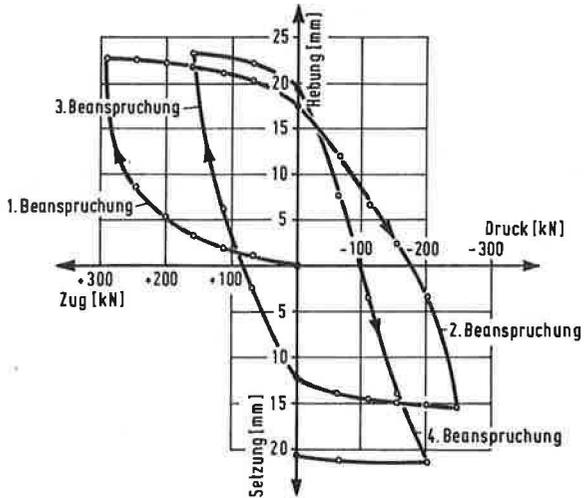
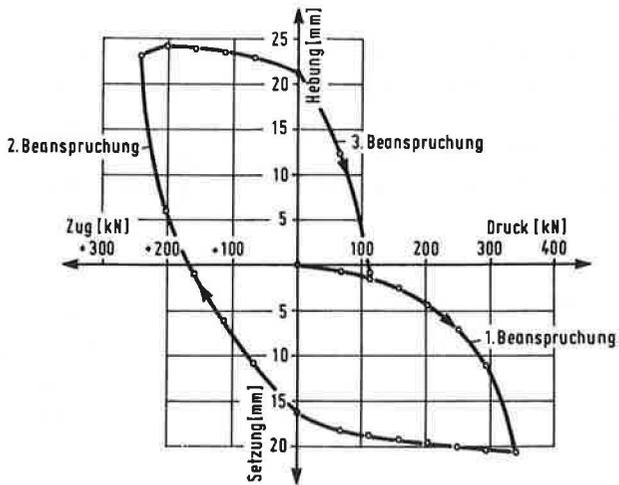


Bild 20 Last-Weg-Diagramme Pfahl 1 und Pfahl 4

Die Ergebnisse der 4 statischen Versuche an den Pfählen 1 und 4 wurden auf den Anlagen 6 bis 9 als

Last-Verschiebungs-Diagramme	(jeweils Blatt 1)
Zeit-Verschiebungs-Diagramme	(jeweils Blatt 2)
Last-Kriechmaß -Diagramme	(jeweils Blatt 3)
DMS-Lastabtragungs-Diagramme	(jeweils Blatt 4)
und Gelände-Verschiebungs-Diagramme	(jeweils Blatt 5)

dargestellt.

Nach der 2. statischen Zugbeanspruchung wurde Pfahl 1 nochmals statisch auf Druck (3. Beanspruchung) und Pfahl 4 nochmals statisch auf Zug und Druck (3. und 4. Beanspruchung), jedoch mit kürzeren Belastungszeiten belastet. Auf Bild 20 sind für die beiden Pfähle 1 und 4 die Last-Weg-Diagramme wiedergegeben.

### 3.2 Beurteilung der statischen Versuche

Die statischen Versuche an den Pfählen 1 und 4 wurden durchgeführt, um Bezugswerte für die zyklischen Versuche zu erhalten.

Wird zur Ermittlung der Grenzlast ein Kriechmaß von  $K_S \approx 1,0$  mm zugrunde gelegt, so ergeben sich aus den Last-Kriechmaß-Diagrammen etwa folgende Grenzlasten und zugehörigen Verschiebungen

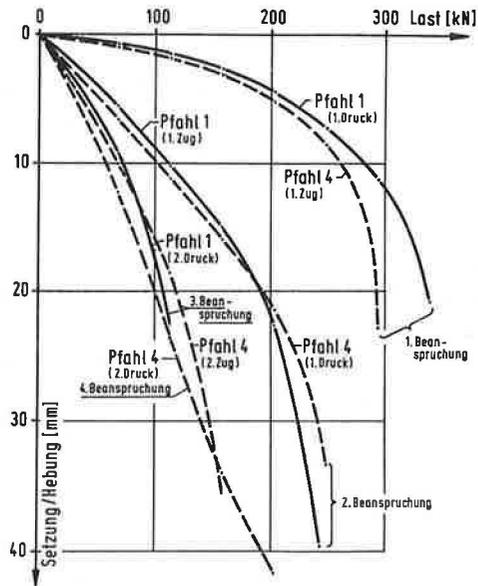
Pfahl	Versuch	Grenzlast kN	Verschiebung mm
1	1/1 Druck	290	10,5
1	1/2 Zug	200	20,5
4	4/1 Zug	245	9,5
4	4/2 Druck	200	21,0

Als Bruchlasten können den Last-Verschiebungs-Diagrammen etwa folgende Werte entnommen werden:

Pfahl	Versuch	Bruchlast kN	Verschiebung mm
1	1/1 Druck	340	20
1	1/2 Zug	220	30
4	4/1 Zug	300	25
4	4/2 Druck	250	40

Die wiederholten statischen Beanspruchungen in wechselnden Richtungen lassen einen Vergleich zwischen der Tragfähigkeit der Pfähle bei Druck- und Zugbelastung zu. Zu diesem Zweck sind auf Bild 21 die Verschiebungen der Druck- und Zugversuche unmittelbar gegenübergestellt.

Bild 21  
Last-Verschiebungs-  
Diagramm Pfahl 1  
und Pfahl 4



Die Ergebnisse der Erstbeanspruchung (Druck und Zug) zeigen, daß mit zunehmender Belastung je Laststufe die Verschiebungen größer werden und daß der Bruch durch Versinken bzw. Herausziehen des Pfahles eintritt. Mit zunehmender Last tritt bei Zug eine etwas größere Verschiebung als bei Druck auf. Die Grenz- bzw. Bruchlasten liegen bei Druckbelastung um etwa 18% bzw. 13% höher als bei Zugbelastung. Dieser Unterschied dürfte überwiegend durch den Einfluß des Pfahlfußes bedingt sein.

Bei der Zweitbeanspruchung nehmen sowohl bei Druck als auch bei Zug mit zunehmender Belastung die Verschiebungen gegenüber der Erstbeanspruchung erheblich zu. Die Differenzen zwischen Druck und Zug sind gering, so daß die Grenzlaster bei Druck und Zug nur gering differieren. Die Druck-Bruchlast liegt um ca. 13% höher als die Zug-Bruchlast. Gegenüber der Erstbeanspruchung sind die Werte der Zweitbeanspruchung um 20 bis 30% (Grenzlaster) bzw. ca. 25% (Bruchlast) kleiner als bei der Erstbeanspruchung.

Bei der Drittbeanspruchung nehmen die Verschiebungen mit zunehmender Belastung nochmals gegenüber der Zweitbeanspruchung stark zu, und die Bruchlasten liegen nochmals um ca. 40% niedriger als bei der Zweitbeanspruchung.

Bei der Viertbeanspruchung wurde keine weitere Zunahme der Verschiebungen bzw. Abnahme der Bruchlast gegenüber der Drittbelastung festgestellt.

An dieser Stelle sei auf die Veröffentlichung von MAZURKIEWICZ "Skin friction on model piles in sand", DGI Bull. Nr. 15, verwiesen, in der u.a. ebenfalls über eine starke Abnahme der Zuglast nach vorausgegangener Druckbeanspruchung berichtet wird, wie es auch von anderen Autoren in Modellversuchen festgestellt wurde.

Die Messungen der Bodenbewegungen in einer Tiefe von 0,4 m unter der Bodenoberfläche und bis zu einem Abstand von 1,0 m vom Pfahl (siehe Anlage 6, 7 und 8 jeweils Blatt 5) zeigen, daß selbst in 1,0 m Entfernung bis zum Bruchzustand eindeutige Bodenverschiebungen zu messen sind. Die Verschiebungen nehmen mit zunehmendem Abstand vom Pfahl jedoch stark ab. Bei der Zweitbeanspruchung sind (bei größeren Pfahlverschiebungen als bei der Erstbeanspruchung) die Bodenverschiebungen wesentlich kleiner als bei der Erstbeanspruchung.

Aus den Messungen kann geschlossen werden, daß sowohl bei Druck- als auch bei Zugbelastung bis zum Erreichen der Bruchlast ein relativ großer Erdkegel aktiviert wird. Nach einem Bruchvorgang im Boden ist die Verschiebung wesentlich kleiner als bei der 1. Beanspruchung, was auf die Gefügezerstörung zurückgeführt werden kann.

Die mittleren Mantelreibungswerte der Erst- und Zweitbeanspruchung errechnen sich für die auf Seite 22/23 angegebenen Grenz- und Bruchlasten unter Zugrundelegung der mittleren Pfahloberflächen und unter Abminderung der Grenz- und Bruchlastwerte für Druck um 10% (Einfluß der Pfahlsohle) zu folgenden Werten:

Pfahl	Versuch	Mantelreibung bei	
		Grenzlast kN/m <sup>2</sup>	Bruchlast kN/m <sup>2</sup>
1	1/1 Druck	131	154
1	1/2 Zug	100	110
4	4/1 Zug	128	157
4	4/2 Druck	94	118

Diese Mantelreibungswerte sind keine Absolutgrößen, sondern boden- und insbesondere herstellungsspezifisch.

Die obersten Werte der in 5 Ebenen am GEWI-Stahl angebrachten DMS (Anlage 5 bis 8, jeweils Blatt 4) zeigen bei den Zugversuchen an Pfahl 4 und 1 eine gute Übereinstimmung mit den über die Kraftmeßdose am

Pfahlkopf registrierten Werte. Die geringen Differenzen sind durch die unterschiedlichen Meßsysteme bedingt.

Wird bei der Ermittlung der Mantelreibung beim Zugversuch (Erstbeanspruchung Pfahl 4) davon ausgegangen, daß infolge der Zugrisse im Beton die gesamte Last durch den Stahl abgetragen wird, und wird der nach dem Ausgraben des Pfahles ermittelte Umfang für die Ermittlung der Mantelreibungsfläche zugrunde gelegt, so ergibt sich eine mit der Tiefe abnehmende Mantelreibung und zwar für die Grenzlast zwischen  $151,0 \text{ kN/m}^2$  im obersten und  $109,5 \text{ kN/m}^2$  im untersten Abschnitt und für die Bruchlast analog zu  $176,1$  und  $131,4 \text{ kN/m}^2$ .

Auf der gleichen Annahme ergibt sich für die Mantelreibung der Zweitbeanspruchung Zug nach Druck (Pfahl 1) ebenfalls eine mit der Tiefe abnehmende Mantelreibung zwischen  $110,9$  und  $65,0 \text{ kN/m}^2$  für die Grenzlast und von  $126,4$  und  $86,6 \text{ kN/m}^2$  für die Bruchlast.

Für den mittleren Bereich kann bei der Auswertung allerdings keine lineare Abminderung errechnet werden. Die Ursache hierfür kann möglicherweise in einer unterschiedlichen Lagerungsdichte des Bodens, aber auch im Einfluß des über 2 Meßebenen angeordneten Abstandhalters oder aber auch darin liegen, daß Teillasten noch über den Zementstein abgetragen worden sind.

Die Auswertung der Druckversuche verursacht größere Schwierigkeiten als die Zugversuche, da die Verbundwirkung durch Annahme eines E-Moduls bzw. eines Verbundfaktors berücksichtigt werden muß. Der E-Modul des Zementsteins läßt sich unter der Annahme, daß im Bereich oberhalb der 1. DMS-Ebene keine Mantelreibung vorhanden ist und der Verbund voll wirksam wird, aus der Differenz zwischen der am Pfahlkopf eingetragenen Last und der am Stahl durch DMS gemessenen Kraft überschlägig ermitteln.

- Unter der Annahme eines lastabhängigen E-Moduls ergeben sich für die Mantelreibung der Erstbeanspruchung (Pfahl 1) im Bruchlastbereich vom Kopf zum Fuß abnehmende Werte von 180,4 kN/m<sup>2</sup> im obersten Abschnitt und 135,8 kN/m<sup>2</sup> im untersten Bereich.

Bei der Zweitbeanspruchung Druck nach Zug (Pfahl 4) ergeben sich dagegen bei der Bruchlast ohne eine Tendenz Werte zwischen 93,3 und 138,4 kN/m<sup>2</sup>. Die Ursache für die Abweichung des Verhaltens von den übrigen Versuchsergebnissen ist nicht bekannt.

Bemerkenswert ist die Feststellung, daß die Mittelwerte der über die DMS ermittelten Mantelreibungswerte nur wenig von den Werten der über die Kraftmeßdose ermittelten Mantelreibungswerte (siehe Seite 25) abweichen.

Zusammenfassend kann aufgrund der statischen Versuche festgestellt werden, daß die Grenzlaster der Mantelreibung bei Druck- und Zuglast auch bei wiederholten Beanspruchungen etwa in gleicher Größenordnung liegen, d.h. daß die Belastungsrichtung keinen entscheidenden Einfluß auf die Grenz- bzw. Bruchlasten der Mantelreibung hat. Die Lastabtragung bei Druckbeanspruchung lag etwa in einer Größenordnung von 10% der Grenz- bzw. Bruchlast höher als bei Zugbeanspruchung.

Bei wiederholten Beanspruchungen in wechselnden Richtungen nahmen die Bruchlasten bis zur Drittbeanspruchung stark ab, danach wurde keine bemerkenswerte weitere Abnahme mehr festgestellt. Anzumerken ist jedoch, daß die Verschiebungen bei den einzelnen Beanspruchungen in einer Größenordnung von 20 bzw. 40 mm lagen, also wesentlich über dem 0,2-fachen Pfahldurchmesser.

Die Mantelreibung nimmt bei der 1. Beanspruchung sowohl bei Druck als auch bei Zug eindeutig mit der Tiefe ab. Dieses Verhalten wäre auch für die weiteren Beanspruchungen zu erwarten, es läßt sich aber aus den vorliegenden Meßergebnissen nicht nachweisen.

Überraschend groß war der sowohl bei Zug als auch bei Druck aktivierte Erdkegel.

Werden die Untersuchungsergebnisse auf die früher vielfach bei statischen Probelastungen praktizierte Durchführung angewendet, d.h. an einem Pfahl zuerst eine Druckbelastung bis zur Bruchlast und anschließend zur Ermittlung des Mantelreibungsanteiles eine Zugbelastung durchzuführen, so kann festgestellt werden, daß dieser Versuchsablauf für die Mantelreibung im Sandboden zu niedrige Werte liefert, den Spitzendruckanteil aber zu hoch einschätzt. Sinnvoll ist daher die Durchführung von mindestens 2 Probelastungen, nämlich eine mit Druck- und eine mit Zugbelastung, um eindeutige Aufschlüsse über den Mantelreibungs- und Spitzendruckanteil zu erhalten.

#### 4. Zyklische Versuche

##### 4.1 Durchführung der Wechsel- und Schwellbelastungsversuche

In der Zeit vom 20.1. bis zum 7.9.1984 wurden die zyklischen Belastungsversuche an den Pfählen 2, 3 und 5 durchgeführt. Die Belastung erfolgte sinusförmig, wobei die Lastwechsel so langsam gewählt wurden, daß der Belastungsablauf als quasi statisch bezeichnet werden kann.

Die Belastung wurde durch eine servo-hydraulische Zug-Druck-Belastungseinrichtung (Steuerung über ein Proportionalventil in einem hydraulischen Regelkreis) aufgebracht. Als Widerlager diente ebenfalls die fest arretierte Belastungsbrücke über der Versuchsgrube. Das sinusförmige Steuersignal für die Lastvorgabe wurde mit einem Sinus-Generator erzeugt. Zur Kraftmessung wurde ein HBM-200-kN-Zug-Präzisionsaufnehmer (Genauigkeitsklasse  $\pm 0,03\%$ ) eingesetzt.

Für die Messung der Pfahlwege wurden jeweils zwei diametral angeordnete induktive Wegaufnehmer mit einem Nennweg von  $\pm 50$  mm (kalibrierte Meßgenauigkeit 0,1%) verwendet und zusätzlich 4 mechanischen Meßuhren auf den Pfahlkopf aufgesetzt.

Die Messung der Bodenbewegungen erfolgte in einem Abstand von 0,25 m und 1,125 m vom Pfahl in einer Tiefe von ca. 0,4 m unter der Geländeoberfläche durch je einen induktiven Wegaufnehmer und zusätzlich durch 5 mechanische Meßuhren in Abständen von 0,25, 0,50, 0,75, 1,00 und 1,25 m vom Pfahl.

Außerdem wurden die Meßwerte der in 5 Ebenen am GEWI-Stahl angebrachten DMS-Brückenschaltungen erfaßt.

Die gesamte Versuchsabwicklung und Datenerfassung wurde programmgesteuert durch eine Rechenanlage in Verbindung mit einem Meßwerterfassungs- und -verarbeitungssystem abgewickelt. Die Datenerfassung erfolgte für die ersten 20 Lastwechsel (Zyklen) bei einer Zyklusdauer von 20 Minuten kontinuierlich (80 Werte je Zyklus) und ab Zyklus 21 bei 1-minütiger Zyklusdauer durch jeweils 8 Werte je Zyklus.

Die Werte wurden ausgedruckt und zusätzlich für spätere Weiterverarbeitung auf Magnetbandkassetten konserviert. Gleichzeitig wurden die Maximalwerte der Verschiebungen in Abhängigkeit von den jeweiligen Zyklen geplottet. Über zwei Sechskanal-Linien-chreiber wurde der Verlauf der Last (Pfahl und DMS) und der Verschiebung (Pfahl und Boden) in der Regel mindestens einmal täglich zusammen mit dem Ausdruck manuell abgerufen.

Auf Bild 22 ist das Ablaufschema für die Regelung, Steuerung, Datenerfassung und Speicherung dargestellt. Bild 23 gibt die Meßwerterfassung und Bild 24 die Steuer-Regel- und Auswerteeinheiten wieder.

Jeder Versuch wurde mit 20 langsamen 20-Minuten-Zyklen begonnen und nach einer Ruhepause von mindestens 12 Stunden in Zyklen mit einer Dauer von 1 Minute fortgesetzt.

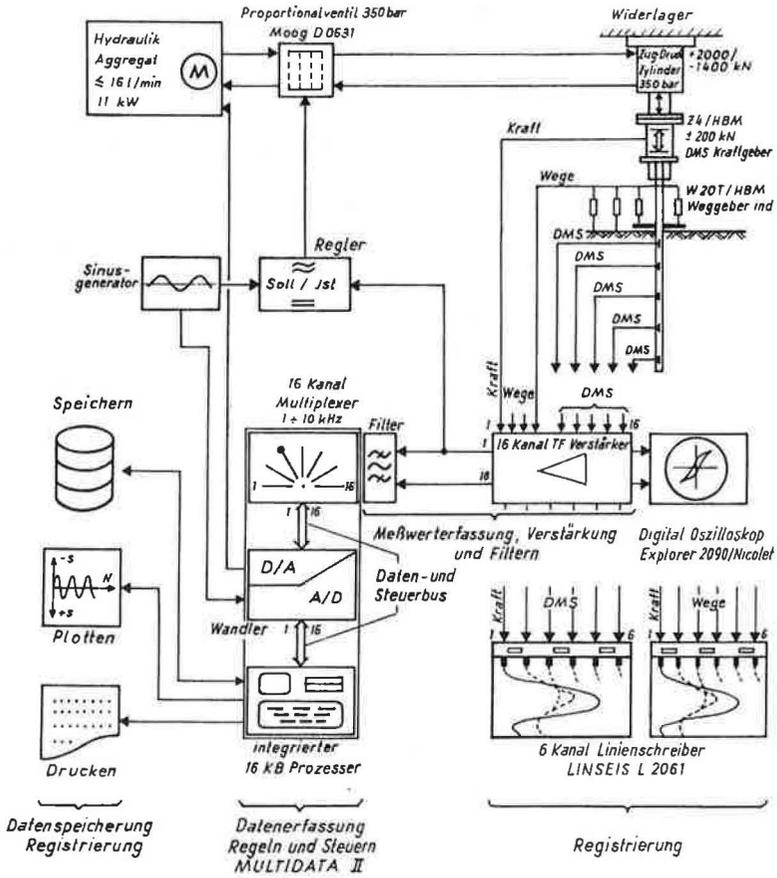


Bild 22 Ablaufschema der zyklischen Versuche

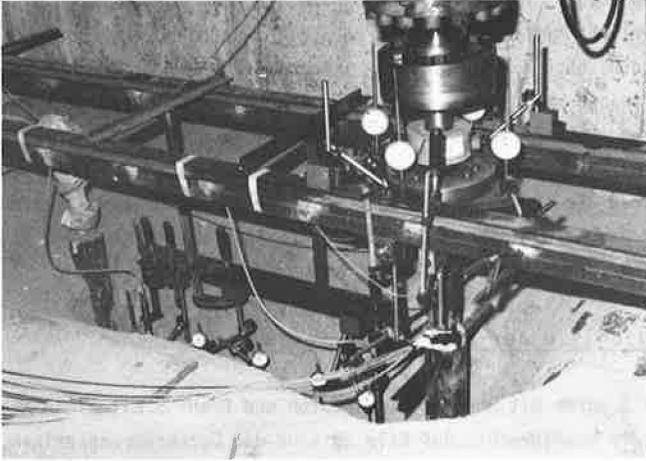


Bild 23 Meßwerterfassung der zyklischen Versuche

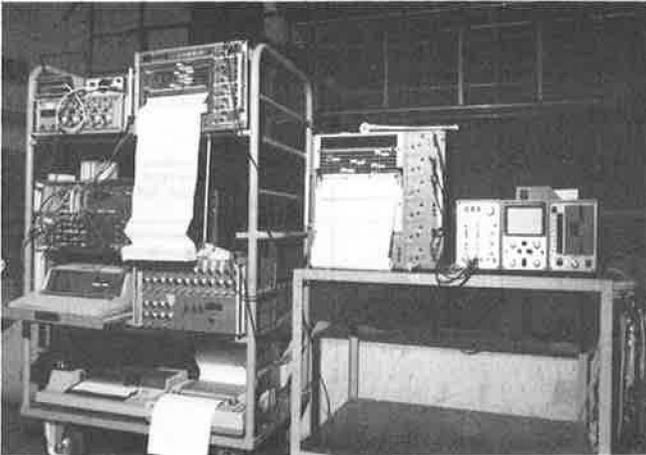


Bild 24 Steuer-, Regel- und Auswerteinheiten der zyklischen Versuche

Die Versuchsdurchführung war so programmiert, daß die Zyklen 1 bis 480 kontinuierlich erfaßt wurden. In der Folge wurden nur nach jeweils 8 Stunden, d.h. nach 460 Zyklen, 20 Zyklen erfaßt. Bei den Wechselbelastungsversuchen wurden nach dem Erreichen einer Pfahlkopfverschiebung von 3 mm im weiteren Versuchsverlauf jeweils nach 2 Stunden (d.h. nach 100 Zyklen) 20 Zyklen erfaßt und ab einer Verschiebung von 5 mm wurden die Meßwerte wieder wie am Anfang kontinuierlich aufgenommen. Nach dem Erreichen des gesetzten Endkriteriums (Pfahlkopfverschiebung 10 mm) wurde die programmgesteuerte Lastaufbringung gestoppt.

#### 4.2 Ergebnisse der Wechsellastversuche

Der Pfahl 3 wurde mit 3 Wechsellaststufen und Pfahl 5 mit einer Wechsellaststufe beansprucht. Auf Bild 25 sind die Durchführungszeiten, Belastungen, Lastzyklen und Endverschiebungen zusammengestellt.

Pfahl Versuch	Durchführungszeit	Belastung		% der stat. Grenzlast ca.	Lastzyklen Anzahl	Endverschiebungen	
		min kN	max kN			Weg unter Last mm	Amplitude mm
<u>3</u> 3/1	20. bis 29.1.84	+40	-50	17	12017	+0,19 bis -0,24	0,43
3/2	10. bis 23.7.84	+80	-100	35	17059	+0,21 bis -0,80	1,03
3/3	24.2. bis 16.3.84	+120	-150	50	24059	Bruchkriterium erreicht bei 10 mm Hebung	-
<u>5</u> 5/1	23.3. bis 5.5.84	+80	-100	35	60815	Bruchkriterium erreicht bei 10 mm Hebung	-

+ Zuglast; - Drucklast

Bild 25 Versuchsdaten der Wechsellastversuche

Der Versuch 3/1 wurde zur Vermeidung eines vorzeitigen Bruches, wie er aufgrund des Literaturstudiums erwartet werden konnte, nur mit einer Lastamplitude von 90 kN zwischen 50 kN Druck und 40 kN Zug, was etwa 17% der statischen Grenzlaster entspricht, belastet. Auf Bild 26 ist das Versuchsergebnis als Verschiebungs- bzw. Zyklus-Diagramm dargestellt, wobei bis zum 20. Zyklus der vollständige Kurvenverlauf und anschließend nur noch die Extremwerte der Pfahlkopfverschiebungen wiedergegeben sind. Bis zum 20. langsamen Zyklus blieb die Verschiebungs-Amplitude gegenüber dem 1. Zyklus mit 0,39 mm zwischen +0,11 und -0,28 mm unverändert und es trat nur eine geringe Setzung von 0,03 mm auf. Nach ca. 12000 Zyklen wurde der Versuch abgebrochen, nachdem die Amplitude der Verschiebung sich nur unwesentlich um 0,04 mm zwischen den Werten +0,19 und -0,25 mm vergrößert hatte und gegenüber dem 20. Zyklus nur eine äußerst geringe Hebungstendenz festzustellen war.

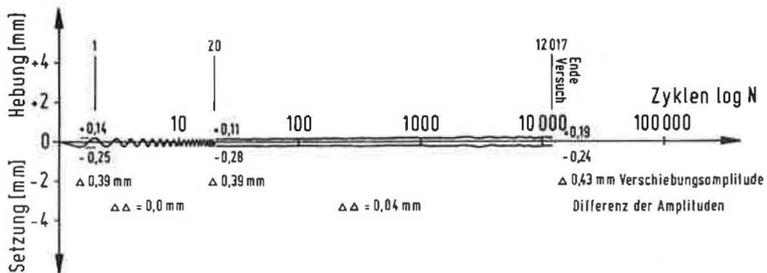


Bild 26 Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm des Versuchs 3/1 (halblog.)

Beim Versuch 3/2 betrug die Lastamplitude 180 kN und lag zwischen 100 kN Druck und 80 kN Zug, was etwa 35% der statischen Grenzlaster entsprach. Das Versuchsergebnis ist auf Bild 27 wie Versuch 3/1 dargestellt. Nach dem 20. langsamen Anfangszyklus hatte sich die Verschiebungsamplitude gegenüber dem 1. Zyklus nur gering um 0,05 mm vergrößert, wobei eine Setzungstendenz zu beobachten war. Dieser Versuch wurde nach ca. 17000 Zyklen abgebrochen, nachdem nur eine Amplitudenzunahme von 0,1 mm auf 1,03 mm zwischen den Werten +0,21 und -0,82 mm mit einer Setzungstendenz festzustellen war. Nach dem Versuch wurde der Pfahl entlastet.

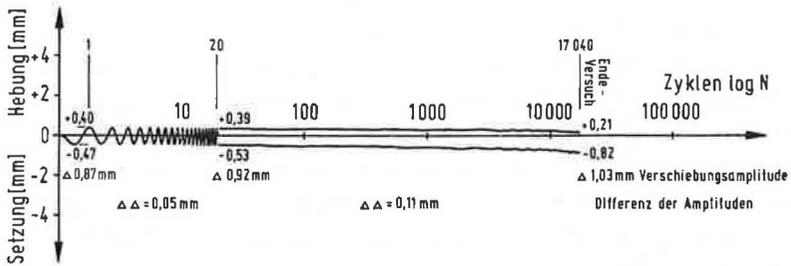


Bild 27 Lastwechsel-Verschiebung-Diagramm des Versuchs 3/2 (halblog.)

Der Versuch 3/3 wurde mit einer Lastamplitude von 270 kN zwischen 150 kN Druck und 120 kN Zug, was etwa 50% der statischen Grenzlaster entsprach, durchgeführt. Das gesamte Versuchsergebnis ist auf Bild 28 als Verschiebungs-log.Zyklus-Diagramm dargestellt, wobei nur in den ersten 20 langsamen Zyklen der vollständige Kurvenverlauf aufgetragen ist, während für den daran anschließenden Bereich nur die Extremverschiebungen bei maximalem und minimalem Lastdurchgang wiedergegeben sind. Bild 29 gibt nur das Versuchsende ab Zyklus 23880 im linearen Maßstab wieder. Zu diesem Versuch ist anzumerken, daß etwa ab Lastwechsel 24040 wegen der großen Wege die Drucklast von 150 kN nicht mehr voll erreicht werden konnte.

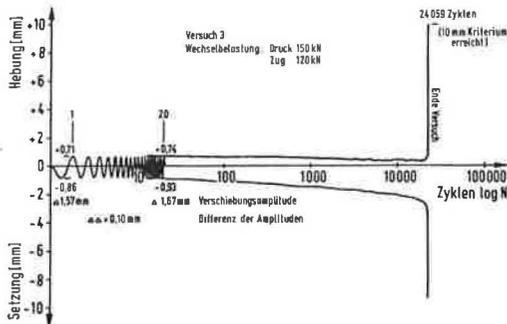


Bild 28 Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm des Versuchs 3/3 (halblog.)

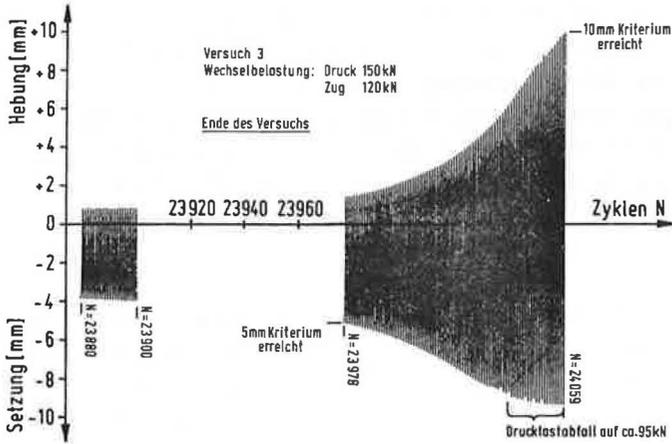


Bild 29 Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm Versuch 3/3  
(linear ab Zyklus 23880)

Nach den ersten 20 langsamen Zyklen betrug die Amplitudenzunahme zum 1. Zyklus 0,10 mm und im weiteren Versuchsablauf nahm die Amplitude der Verschiebungen bei einem langsamen Eindringen des Pfahls in den Boden zu. Etwa ab Zyklus 23900 vergrößerte sich die Verschiebungsamplitude mit zunehmender Zykluszahl sowohl mit Zunahme der Setzungen als auch der Hebung sehr stark. Beim 24050. Zyklus wurde die als Bruchkriterium gesetzte Verschiebung (Hebung von 10 mm) erreicht. Damit ist nach einer anfänglichen langsamen Zunahme der Verschiebung der Bruchzustand relativ schnell, nämlich innerhalb von ca. 150 Zyklen eingetreten.

Nach dem Versuch 3/3, dessen Ergebnis nur im Zusammenhang mit den vorhergehenden Versuchen 3/2 und 3/1 betrachtet werden darf, wurde für den nächsten Versuch am Pfahl 5 wieder eine geringere Lastamplitude gewählt. Sie entsprach mit einer Lastamplitude von 180 kN zwischen 100 kN Druck und 80 kN Zug wiederum ca. 35% der statischen Grenzlaster und damit etwa den Werten des Versuches 3/2. Auf Anlage 10 ist das Ergebnis

des gesamten Versuches am Pfahl 5 als Verschiebungs-log.Zyklus-Diagramm dargestellt und auf Anlage 11 ist das Versuchsende etwa ab Zyklus 60250 in linearem Maßstab wiedergegeben. Etwa ab Zyklus 60756 fiel wegen der großen Wege trotz Steigerung des Druckes in der Hydraulikanlage des Regelkreises auf 350 bar die maximal erforderliche Drucklast ab. Ab Zyklus 60783 wurde daher die Zyklusdauer von 1 Minute auf 2 Minuten verlängert, wodurch die erforderliche Drucklast wieder erreicht werden konnte.

Die Zunahme der Verschiebungsamplitude zwischen dem 1. und 20. langsamen Anfangszyklus betrug 0,07 mm. Im weiteren Verlauf blieb die Verschiebungsamplitude etwa bis zum 10000. Zyklus gleich groß und nahm dann bei allgemeiner Setzungstendenz langsam zu. Etwa ab Zyklus 60000 vergrößerte sich die Verschiebungsamplitude laufend bei gleichzeitig eintretender langsamer Hebungstendenz. Beim Zyklus 60815 wurde mit 10 mm Hebung das gesetzte Bruchkriterium erreicht.

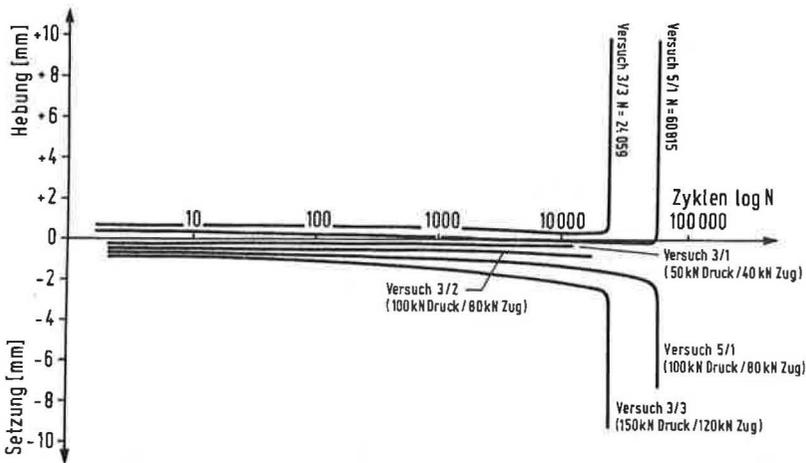


Bild 30 Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm aller Versuche mit Wechselbelastung

Auf Bild 30 sind die Versuchsergebnisse aller Wechselbelastungsversuche als Verschiebungs-Zyklus-Diagramme halblogarithmisch dargestellt. Hierbei wurden jedoch nur bei den beiden Versuchen 3/3 und 5/1, welche das als Bruchzustand definierte 10-mm-Kriterium erreichten, auch die oberen Maximalwerte der Verschiebungen dargestellt, während zur besseren Übersicht bei den Versuchen 3/1 und 3/2 nur die Maximalwerte der unteren Verschiebungen aufgetragen wurden.

Auch die Messungen der Verschiebungen an der Oberfläche des den Pfahl umgebenden Bodens zeigen einen zyklischen, den Pfahlverschiebungen mit Verzögerung folgenden Ablauf. Die Verzögerung betrug bei einer Zyklusdauer von 1 Minute in einem Abstand von 0,20 m vom Pfahl ca. 1 bis 3 Sekunden und in einem Abstand von 1,25 m ca. 4 bis 7, maximal sogar 12 Sekunden.

Die Messung der DMS zeigte, daß die am Pfahlkopf am GEWI-Stahl einwirkende Last praktisch ohne Verzögerung über die gesamte Stahllänge verteilt wird.

#### 4.3 Ergebnisse der Versuche mit Schwell-Druck-Belastung

An Pfahl 2 wurden, um auch einen Hinweis über das Verhalten bei Schwellbelastung im Vergleich zu Wechselbelastung zu erhalten, 2 Schwell-Druck-Versuche durchgeführt. Die Versuchsdaten sind in folgender Tabelle zusammengefaßt:

Pfahl Versuch	Durchführungszeit	Belastung		% der stat. Grenzlast ca.	Lastzyklen Anzahl	Endverschiebungen	
		min kN	max kN			Weg unter Last mm	Amplitude mm
2 2/1	17.5. bis 27.7.84	-30	-150	50	100017	-2,17 bis -2,82	0,65
2/2	8. bis 7.9.84	-30	-250	85	50031	-5,87 bis -7,24	1,37

- Drucklast

Der Versuch 2/1 wurde mit einer Maximallast von ca. 50% der statischen Druck-Grenzlast entsprechend 150 kN und mit einer Minimallast von 30 kN, d.h. einer Lastamplitude von 120 kN, durchgeführt. Während der ersten 20 langsamen Zyklen verringerte sich die Verschiebungsamplitude minimal um 0,02 mm, d.h. von 0,64 mm auf 0,62 mm zwischen den Werten von -0,73 und -1,35 mm. Der Versuch wurde nach ca. 100000 einminütigen Lastwechseln, d.h. nach ca. 70 Tagen mit einer praktisch unveränderten Verschiebungsamplitude von 0,65 mm abgebrochen mit Setzungsgrenzwerten bei minimaler und maximaler Last von -2,17 und -2,82 mm. Der Pfahl zeigte eine deutliche Setzungstendenz, wobei innerhalb der ersten 20 Tage eine langsame Beruhigung bis auf eine Verschiebungsrate von 0,01 mm/Tag eintrat. Von diesem Zeitpunkt an blieb diese Rate aber praktisch bis zum Versuchsende konstant. Bild 31 gibt die Versuchskurve als Setzungs-log.Zyklus-Diagramm wieder. Nach dem Versuch wurde der Pfahl entlastet und ein weiterer Versuch 2/2 wiederum von 0 ausgehend gestartet.

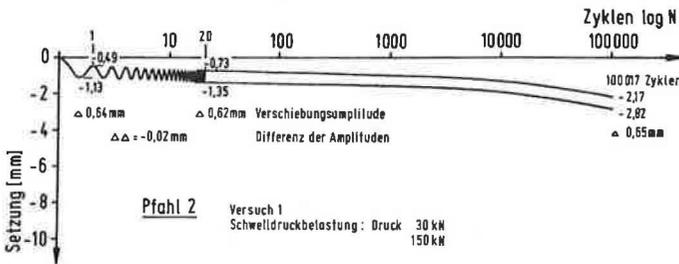


Bild 31 Schwellendruckversuch 2/1  
Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm

Beim Versuch 2/2 wurde die Maximallast zu ca. 85% der statischen Druck-Grenzlast, d.h. zu 250 kN und die Minimallast zu 30 kN entsprechend einer Lastamplitude von 220 kN gesteigert. Während der ersten 20 langsamen Zyklen vergrößerte sich die Verschiebungsamplitude von 1,21 mm auf 1,24 mm um 0,03 mm ebenfalls nur minimal, und nach insgesamt ca. 50000 Zyklen hatte sich die Verschiebungsamplitude bis auf 1,37 mm, d.h. um insgesamt 0,16 mm vergrößert mit Setzungsgrenzwerten bei mini-

maler und maximaler Last von  $-5,87$  und  $-7,24$  mm. Während des Versuchsablaufes zeigte sich eine deutliche Setzungstendenz, wobei die Setzungsrate während der ersten 25 Tage bis auf  $0,06$  mm/Tag abnahm. Nach diesem Zeitpunkt trat jedoch bis zum Versuchsende nach weiteren 10 Tagen bis zu ca. 50000 Zyklen keine weitere Abnahme der Setzungsrate auf, d.h. der Pfahl drang während der Versuchszeit zwar nur langsam, aber doch ständig weiter in den Boden ein.

Auf Bild 32 ist der Versuchsverlauf als Setzungs-log.Zyklus-Diagramm dargestellt, wobei jeweils nur die Ober- und Unterwerte der Setzungen bei der Maximal- und Minimallast angegeben sind.

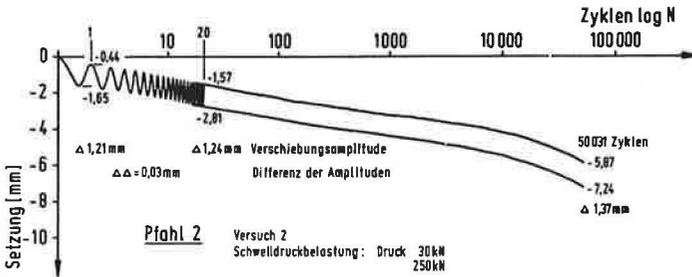


Bild 32 Schwellversuch 2/2  
 Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramm

An der Bodenoberfläche war ähnlich wie bei den Wechselbelastungen noch bis zum letzten Meßpunkt in einem Abstand von  $1,25$  m vom Pfahl - allerdings mit verzögertem Ablauf - die Pfahlbewegung zu erkennen. So lagen die Verzögerungen zwischen Last- und Bewegungsmaximum während der einminütigen Zyklen im Abstand von  $0,25$  mm vom Pfahl zwischen 3 und 4 Sekunden, während sie im Abstand von  $1,25$  m zwischen 10 und 16 Sekunden festgestellt werden konnten.

Die DMS-Meßstellen registrierten mit der Lastaufbringung auch eine sofortige Verteilung über den gesamten GEWI-Stahl.

#### 4.4 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Die Ergebnisse aller zyklischen Versuche sind auf Bild 33 als Verschiebungs-Zyklus-Diagramm im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Hierbei wurden nur bei den beiden Wechsellast-Versuchen, welche das gesetzte 10-mm-Bruchkriterium erreichten, auch die oberen Werte der Verschiebungen bei Minimallast dargestellt, während bei den übrigen Versuchen zur besseren Übersicht nur die Werte der unteren Verschiebungen bei Maximallast aufgetragen wurden.

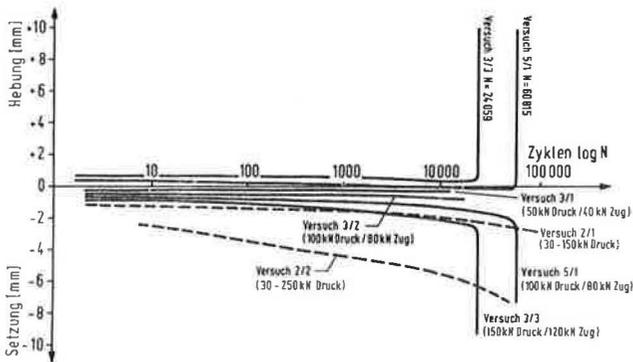


Bild 33 Lastwechsel-Verschiebungs-Diagramme aller zyklischen Versuche

Den Ergebnissen kann zusammenfassend entnommen werden, daß bei Wechselbelastung das Versagen des Pfahles infolge Mantelreibung sowohl von der Lastamplitude als auch insbesondere von der Anzahl der Zyklen abhängig war, d.h. je größer die Anzahl der Zyklen, desto geringer die Bruchlast. Der Bruchzustand trat im Vergleich zur gesamten Versuchsdauer in relativ kurzer Zeit auf und lief um so schneller ab, je größer die Lastamplitude war.

Bei Druckschwellbelastung traten im Gegensatz zur Wechselbelastung selbst bei hohen Lasten und einer großen Anzahl von Zyklen nur relativ kleine Verschiebungen auf. Die Setzungsrate der Druckschwellversuche nahm bis ca. 30000 Zyklen ab, d.h. es trat eine Beruhigung ein, sie blieb dann aber bis zum Versuchsende bei 100000 bzw. 50000 Zyklen konstant. Die Pfähle drangen hierbei langsam in den Boden ein, wobei die Größe der Restsetzungsrate von der Größe der Last abhing, d.h. je größer die Last, desto größer die Restsetzungsrate.

Bei allen zyklischen Versuchen erfolgte die Lastabtragung praktisch ohne Verzögerung über den gesamten GEWI-Stahl. Die Pfahlbewegungen konnten noch in einem Abstand von 1,25 m vom Pfahl an der Geländeoberfläche, allerdings mit zeitlich verzögertem Ablauf, beobachtet werden.

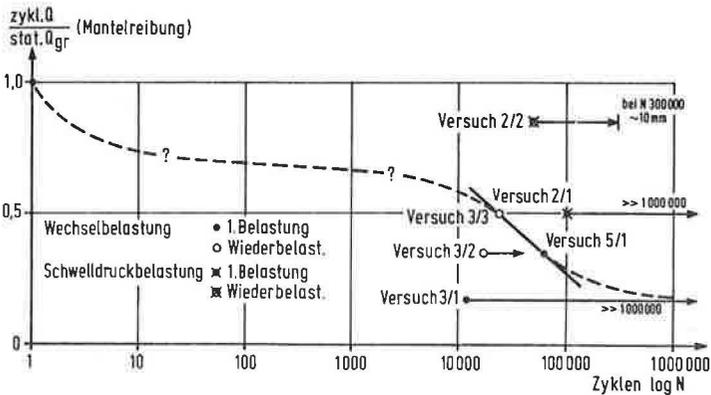


Bild 34  $\text{zykl. } Q / \text{stat. } Q_{gr}$ -Zyklen Darstellung für alle Versuche

Auf Bild 34 wurden alle Versuchsergebnisse in einem  $\text{zykl. } Q / \text{stat. } Q_{gr}$ -Zyklen-Diagramm dargestellt. Werden anhand des Bildes 31 für die Versuche, bei denen das Bruchkriterium im Versuch nicht erreicht wurde, die vermutlichen Bruchlasten geschätzt, so zeichnet sich für den Versuch 3/1 kein Bruch ab, bei Versuch 2/1 dürfte er erst nach weit über 1000000 Zyklen eintreten, aber bei Versuch 2/2 schon etwa bei 300000 Zyklen.

Die gewählte Darstellung zeigt, daß bei zyklischer Belastung eines Pfahles sowohl die Größe der Belastung, als auch die Anzahl der Zyklen den Bruchzustand für den Mantelreibungsanteil entscheidend bestimmen. Während bei Wechselbeanspruchung nur etwa 20% der statischen Grenzlast eine praktisch unbegrenzte Anzahl von Lastwechseln zuläßt, dürfte bei einer Druckschwellbelastung dieser Wert etwa bei 50% der statischen Grenzlast liegen, wobei der Bruch durch langsames Eindringen des Pfahles in den Boden zu erwarten ist. Eine Wechselbeanspruchung mit einer Belastung von 50% der Grenzlast führt dagegen bereits nach 24000 Zyklen zu einem schnellen Bruch. Über die Abhängigkeit zwischen der statischen Grenzlast und der Bruchlast bei Wechselbeanspruchung mit geringeren Zyklen kann aufgrund der durchgeführten Versuche nichts ausgesagt werden, da aus diesem Lastbereich keine Versuchsergebnisse vorliegen.

Die wenigen durchgeführten Versuche lassen Tendenzen erkennen, jedoch können noch keine allgemeinen Schlußfolgerungen gezogen werden. Dennoch werden für die weitere Normungsarbeit für Pfähle in kohäsionslosem Sand folgende Empfehlungen zur Diskussion gestellt:

1. Bei Wechselbelastung mit großer Lastwechselzahl (größer als 10000) darf die Grenzwechsellast nicht höher als 20% der statischen Grenzlasten angenommen werden.
2. Bei Wechselbelastung mit einer Lastwechselzahl unter 10000 darf die Wechselgrenzlast nicht höher als 40% der statischen Grenzlasten angenommen werden.
3. Bei Druckschwellbelastung mit sehr großer Lastwechselzahl darf die Schwellgrenzlast nicht höher als 50% der statischen Grenzlast angenommen werden.

Belastungsart	zykl. $Q_{gr}$ /stat. $Q_{gr}$
Wechselbelastung	
Lastwechselzahl größer als 10000	0,2
Lastwechselzahl kleiner als 10000	0,4
Schwellbelastung	
Lastwechselzahl größer als 100000	0,5
Lastwechselzahl kleiner als 100000	0,8

Die Empfehlungen gelten für die Mantelreibung von Pfählen mit größeren Durchmessern oder für Pfähle, die überwiegend auf Mantelreibung tragen und in feuchtem Sand mit wenigstens mitteldichter Lagerung einbinden.

Die erforderlichen Sicherheiten können entsprechend DIN 1054 angesetzt werden, d.h. für Lastfall 1 zu  $n = 2,0$ .

#### 4.5 Empfehlungen für weitere Untersuchungen

Durch weitere Versuche kann eine verbesserte und erweiterte Aussage zu den zyklischen Grenzbelastungswerten erfolgen. Ergänzende Versuche sollten unter vergleichbaren Boden- und Dichtebedingungen für folgende Belastungen durchgeführt werden:

Druckschwelllast mit einer Belastung von  $\text{zykl.}Q/\text{stat.}Q_{gr} = 1,0$   
 Wechsellast mit einer Belastung von  $\text{zykl.}Q/\text{stat.}Q_{gr} = 0,75$

Auch Wechsellastversuche mit einem geringen Anteil an Zug, wie es in der Pfahlpraxis häufig vorkommt, werden zur weiteren Klärung notwendig sein.

Bisher überhaupt noch nicht untersucht wurde der Einfluß des Grundwassers. Großversuche lassen die Vermutung zu, daß dieses möglicherweise noch zu einer weiteren ungünstigen Beeinflussung des Tragverhaltens von Reibungspfählen führt.

Zusammenstellung der Bodenkennwerte  
vor der Versuchsdurchführung

	Höhe über Sohle											
	+ 1,0 m			+ 1,9 m			+ 3,7 m			+ 6,2 m		
	$\rho$	w	$\rho_d$									
	t/m <sup>3</sup>	%	t/m <sup>3</sup>									
	1,76	10,5	1,59	1,72	9,4	1,58	1,76	10,2	1,59	1,69	8,5	1,56
	1,73	9,8	1,57	1,72	9,4	1,57	1,67	8,8	1,54	1,74	8,2	1,61
	1,70	8,1	1,57	1,60	8,9	1,47	1,72	10,7	1,55	1,73	7,6	1,61
	1,70	8,1	1,57	1,69	9,4	1,54	1,70	10,2	1,54	1,74	8,4	1,61
	1,68	8,6	1,55	1,68	9,6	1,53	1,76	11,4	1,58	1,71	4,7	1,63
	1,72	8,7	1,58	1,77	9,9	1,61	1,73	9,0	1,59	1,66	3,4	1,60
	1,78	8,2	1,64	1,71	9,0	1,57	1,66	9,1	1,53	1,73	8,4	1,59
	1,77	9,3	1,62	1,71	9,5	1,56	1,73	9,7	1,57	1,73	8,4	1,60
	1,77	11,6	1,58	1,73	9,5	1,58	1,72	10,0	1,56	1,73	8,9	1,59
	1,71	9,4	1,57	1,72	10,0	1,56	1,72	10,1	1,56	1,62	2,6	1,58
	1,78	12,0	1,59	1,66	9,6	1,52	1,69	9,6	1,54	1,81	8,9	1,66
	1,68	8,6	1,54	1,75	10,1	1,59	1,66	9,8	1,52	1,84	7,5	1,71
	1,71	11,4	1,54									
	1,72	9,5	1,57									
	1,76	11,5	1,58									
	1,69	9,1	1,55									
max.	1,78	12,0	1,64	1,77	10,1	1,61	1,76	11,4	1,59	1,84	8,9	1,71
min.	1,68	8,1	1,54	1,66	8,9	1,47	1,66	8,8	1,52	1,62	2,6	1,56
Mittel	1,73	9,7	1,58	1,71	9,5	1,56	1,71	9,9	1,56	1,73	7,1	1,61
D		0,425			0,375			0,375			0,500	

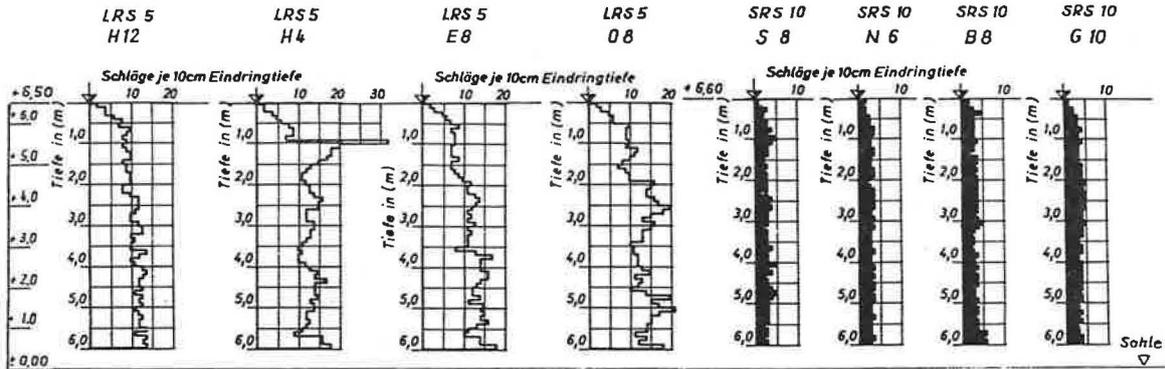
$\rho$  Mittel gesamt 1,72 t/m<sup>3</sup>

w Mittel gesamt 9,1 %

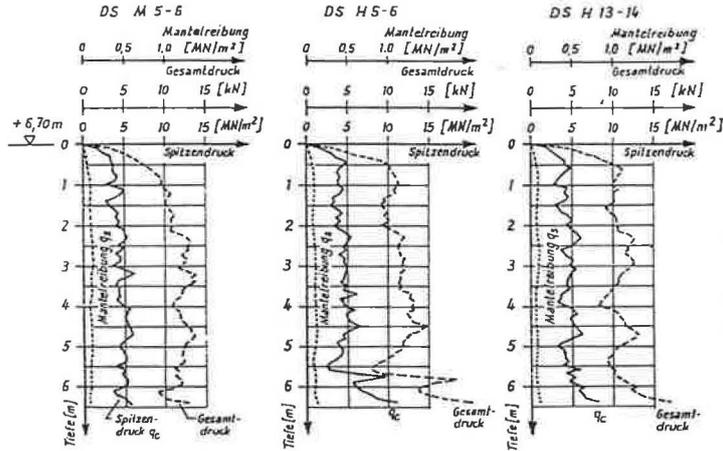
$\rho_d$  Mittel gesamt 1,58 t/m<sup>3</sup>

D Mittel gesamt 0,42

# Rammsondierungen



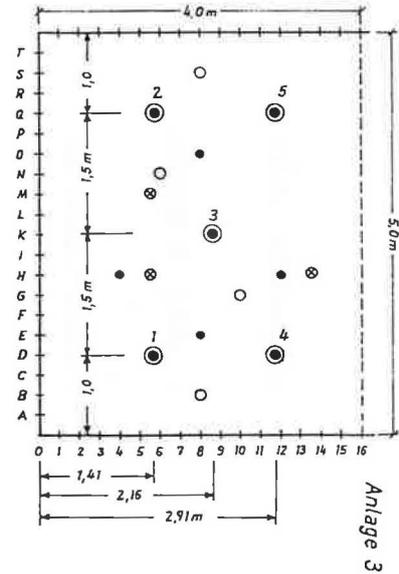
## Drucksondierungen



### LEGENDE

- Pfahl
- Leichte Rammsondierung LRS 5  $\varnothing$  +6,5 m
- Schwere Rammsondierung SRS 10  $\varnothing$  +6,6 m
- ⊗ Drucksondierung DS  $\varnothing$  +6,7 m

## Lageplan Versuchsgrube



**Anlage 4**  
Zusammenstellung der Bodenkennwerte  
nach der Versuchsdurchführung

	Höhe über Sohle								
	+ 1,9 m			+ 3,7 m			+ 6,2 m		
	$\rho$	w	$\rho_d$	$\rho$	w	$\rho_d$	$\rho$	w	$\rho_d$
$t/m^3$	%	$t/m^3$	$t/m^3$	%	$t/m^3$	$t/m^3$	%	$t/m^3$	
1,81	8,9	1,66	1,66	7,5	1,55	1,64	5,2	1,56	
1,72	9,1	1,57	1,76	9,6	1,60	1,75	6,3	1,65	
1,75	9,1	1,61	1,67	7,5	1,56	1,60	6,4	1,51	
1,72	8,6	1,58	1,71	7,5	1,59	1,66	5,7	1,58	
1,82	9,0	1,67	1,68	7,8	1,56	1,70	6,6	1,59	
1,79	8,6	1,65	1,66	7,3	1,55	1,65	6,4	1,55	
1,81	8,1	1,68	1,72	7,8	1,60	1,64	5,5	1,55	
1,76	8,8	1,62	1,67	7,3	1,56	1,65	6,3	1,55	
1,81	8,7	1,67	1,69	7,7	1,57	1,79	9,1	1,64	
1,91	9,0	1,75	1,65	7,9	1,53	1,73	5,7	1,64	
1,82	8,3	1,68	1,78	8,3	1,64	1,61	5,3	1,53	
1,75	8,9	1,61							
1,85	9,2	1,69							
1,89	9,4	1,73							
1,76	8,7	1,62							
max.	1,91	9,4	1,75	1,78	9,6	1,64	1,79	9,1	1,65
min.	1,72	8,1	1,57	1,65	7,3	1,53	1,60	5,2	1,51
Mittel	1,80	8,8	1,65	1,70	7,8	1,57	1,67	6,2	1,58

$\rho$  Mittel gesamt 1,73  $t/m^3$

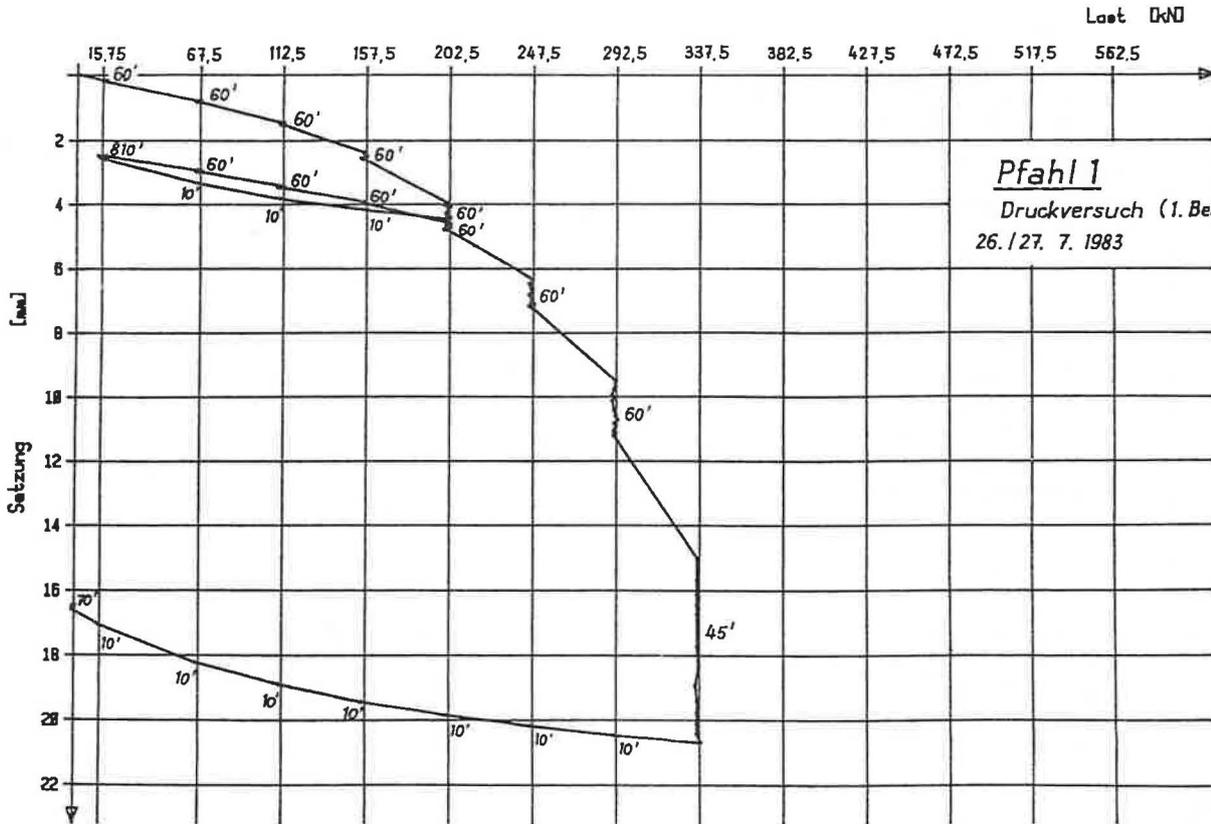
w Mittel gesamt 7,8 %

$\rho_d$  Mittel gesamt 1,61  $t/m^3$

## Ergebnisse der Pfahlvermessung

<i>Meßstelle (bezogen auf UK Kopfrohr) in m</i>	<i>mittlere Durchmesser in mm</i>				
	<i>Pfahl 1</i>	<i>Pfahl 2</i>	<i>Pfahl 3</i>	<i>Pfahl 4</i>	<i>Pfahl 5</i>
- 0,01	124	127	128	117	124
- 0,55	139	128	137	145	114
- 1,10	138	131	146	153	133
- 1,65	133	128	128	145	123
- 2,20	131	139	129	125	125
- 2,75	143	142	135	131	124
- 3,30	150	133	143	134	115
- 3,85	141	130	125	133	127
- 4,40	151	130	129	122	121
Sohle	150	141	126	117	118
Pfahllänge in m	4,56	4,57	4,56	4,53	4,60
mittl. Pfahldurchmesser	139	132	133	134	123

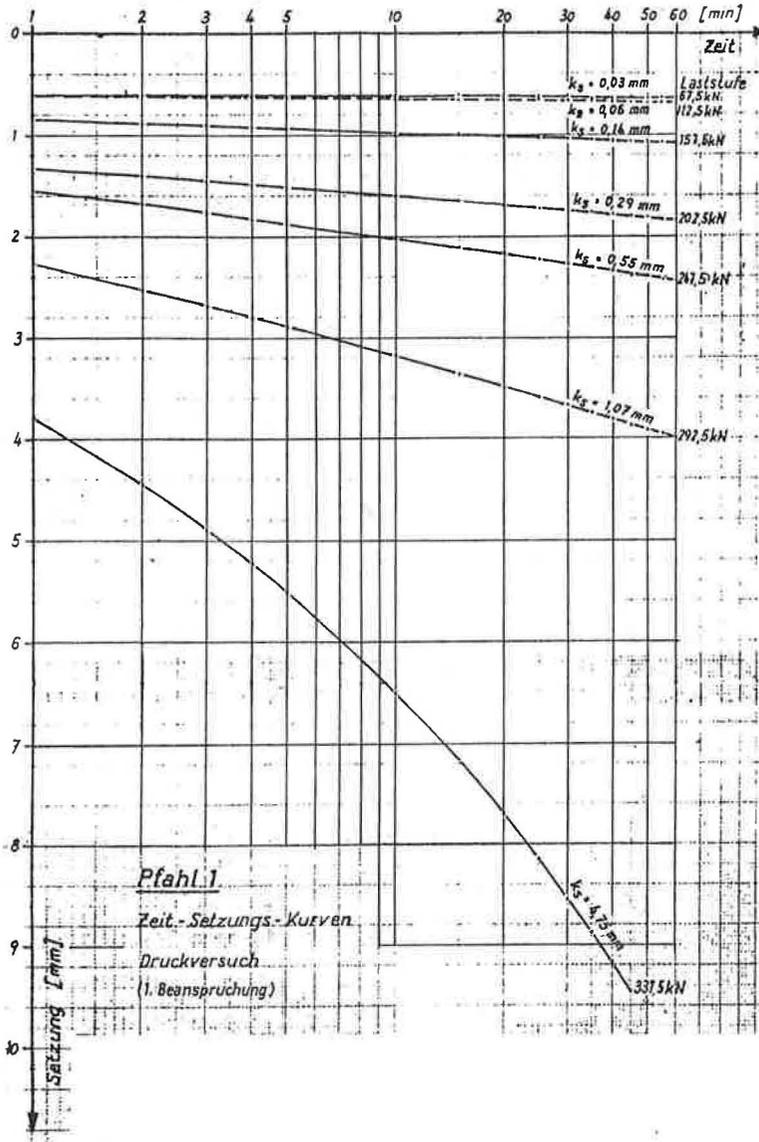
### LAST - SETZUNGS - DIAGRAMM



Pfahl 1  
 Druckversuch (1. Beanspruchung)  
 26./27. 7. 1983

Lastkorr.  
# 2 84

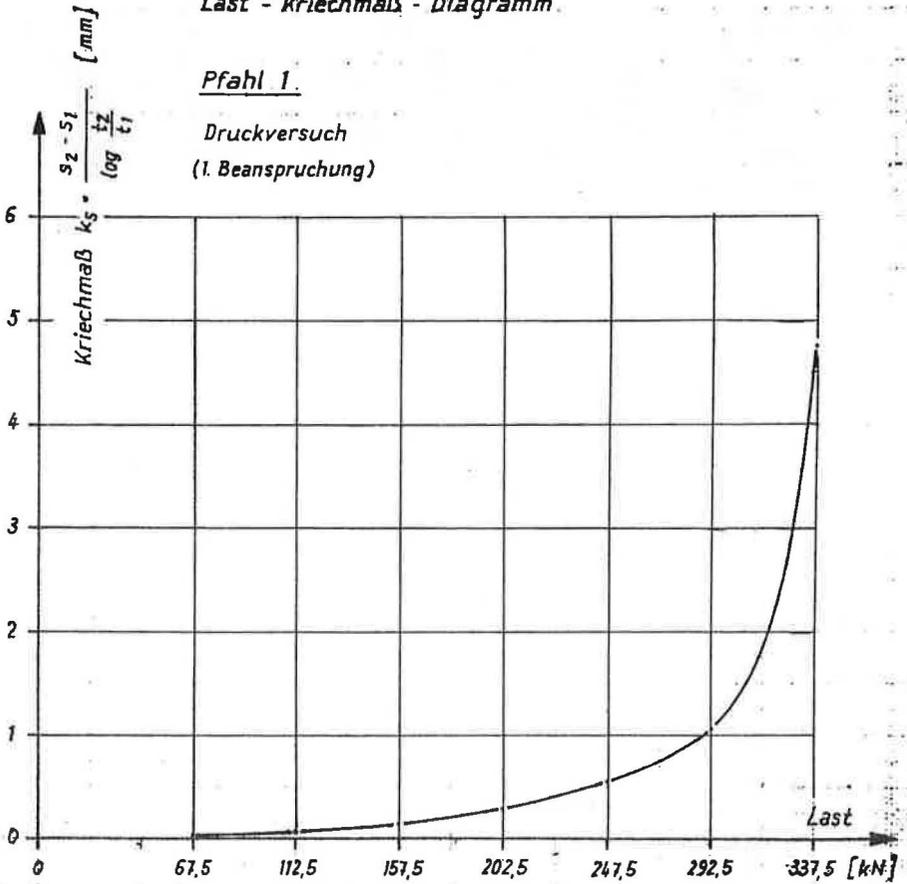
Anlage 6 Blatt 2

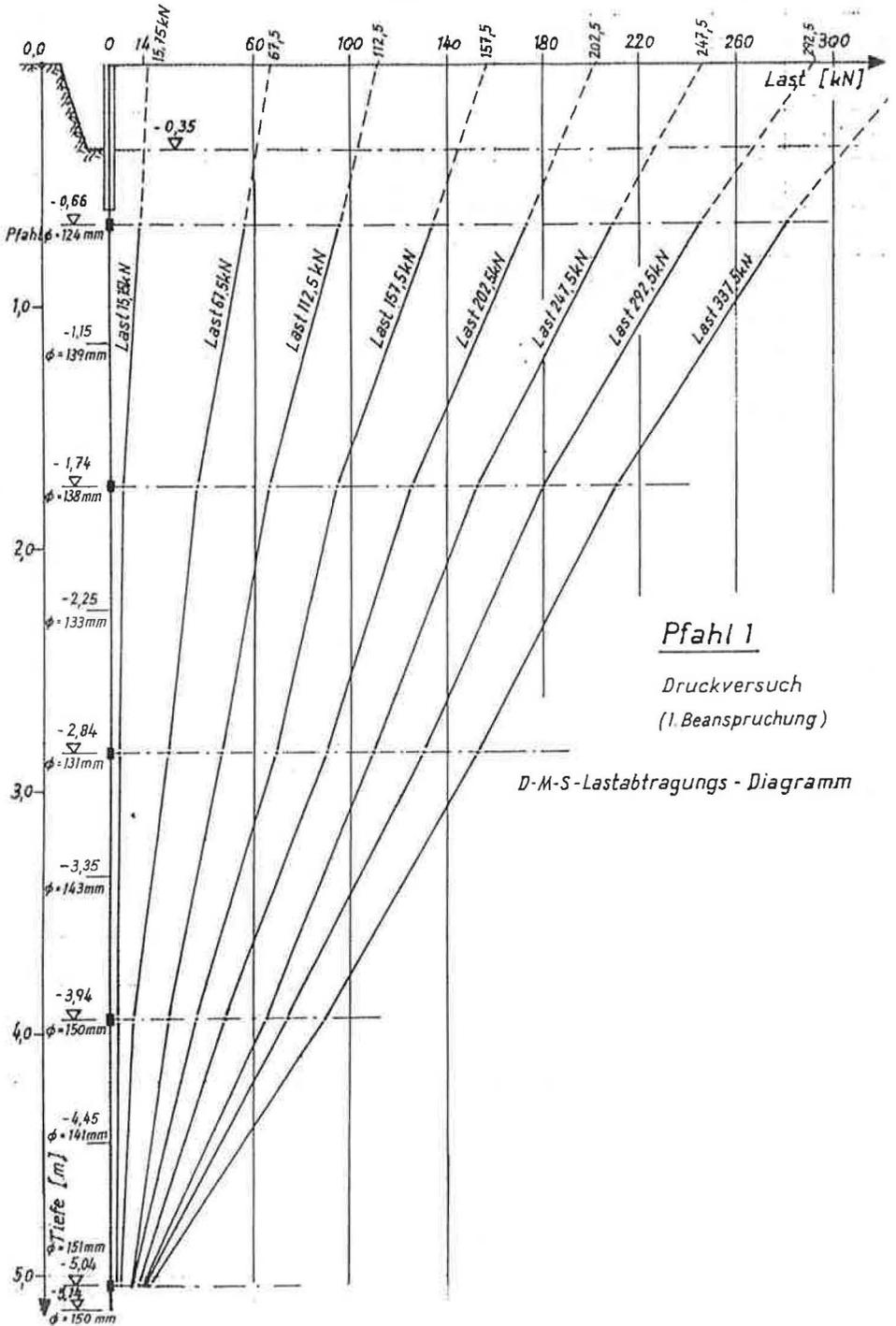


*Last - Kriechmaß - Diagramm*

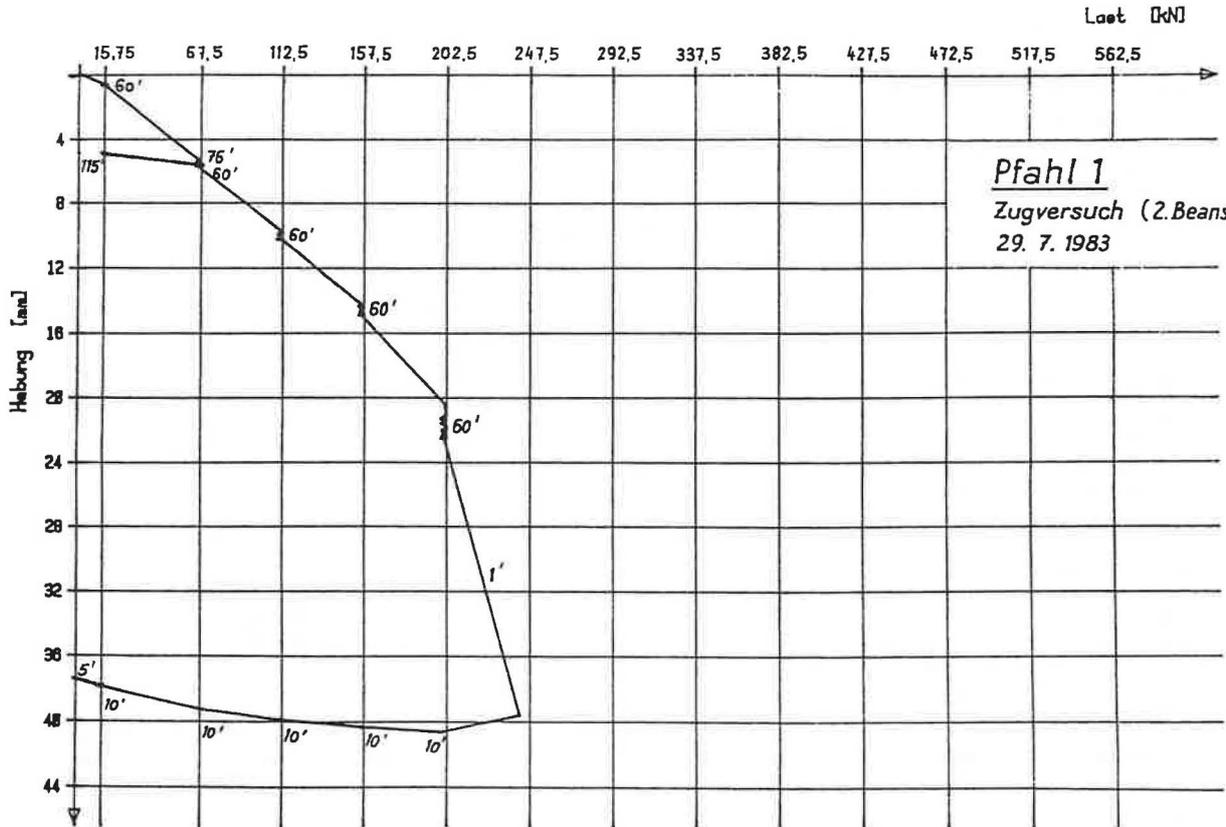
Pfahl 1.

Druckversuch  
(1. Beanspruchung)

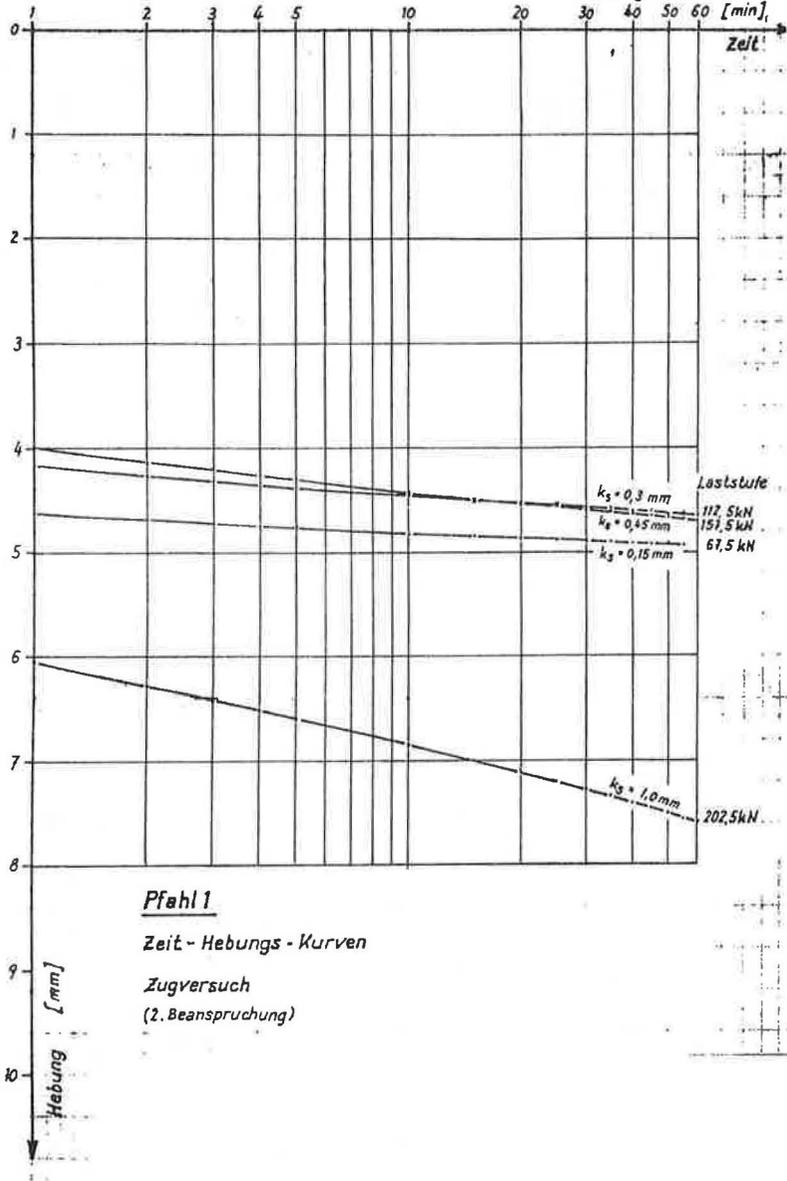




### LAST - HEBUNGS-DIAGRAMM



Last herr.  
8 2,84

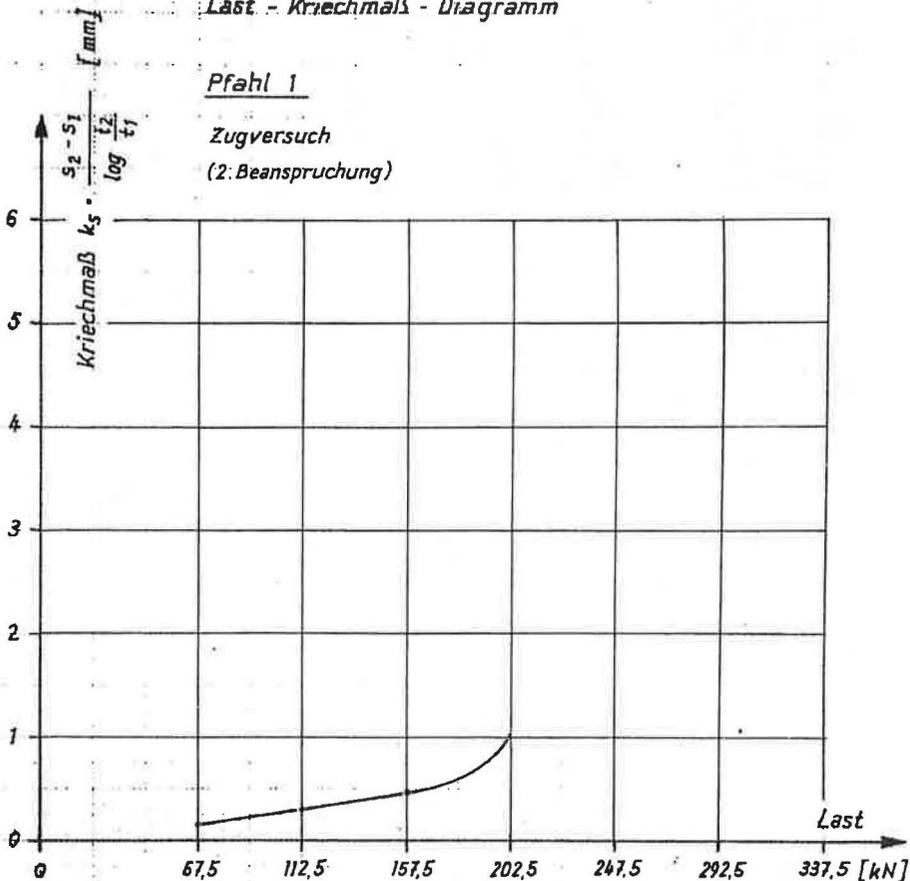


Last - Kriechmaß - Diagramm

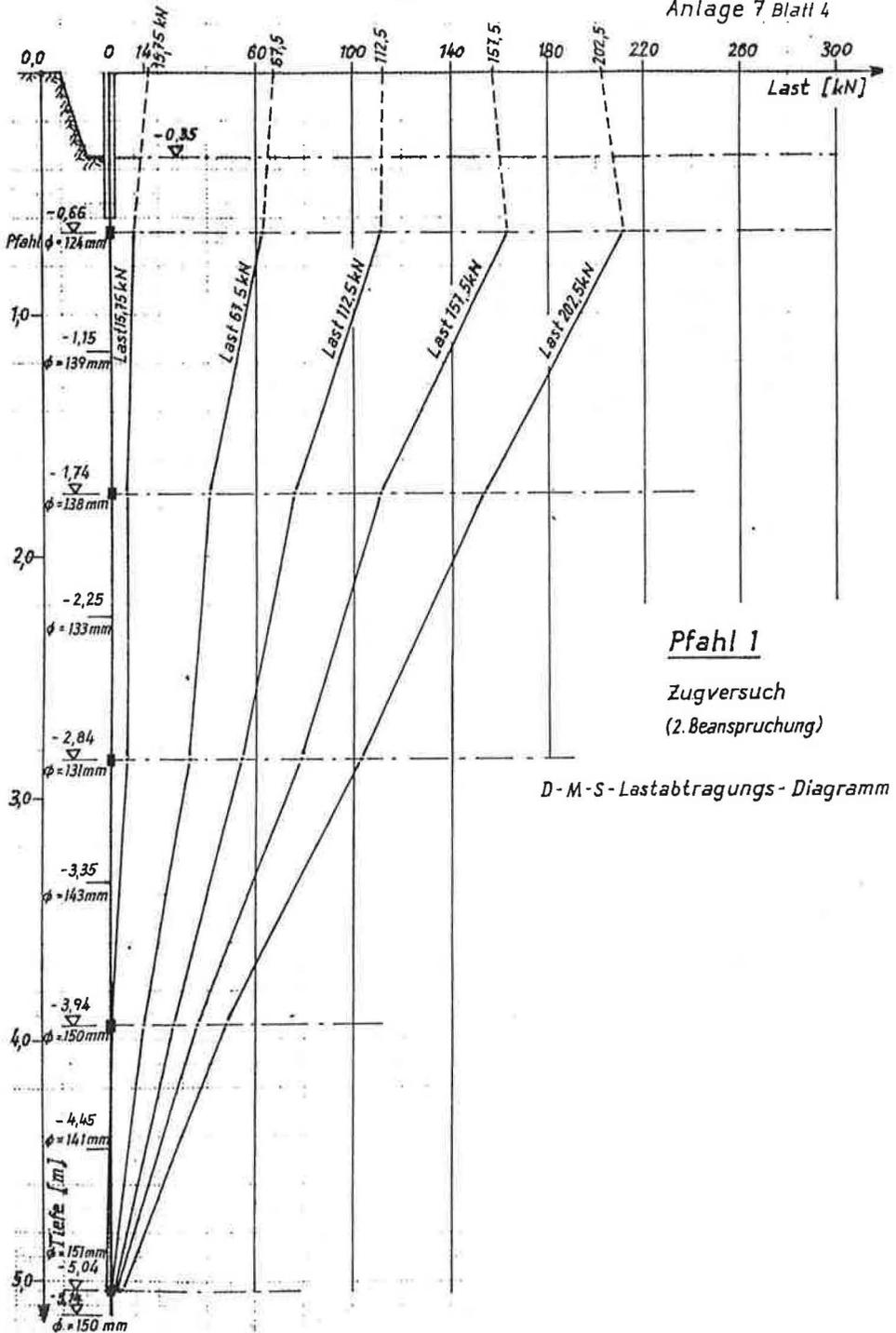
Pfahl 1

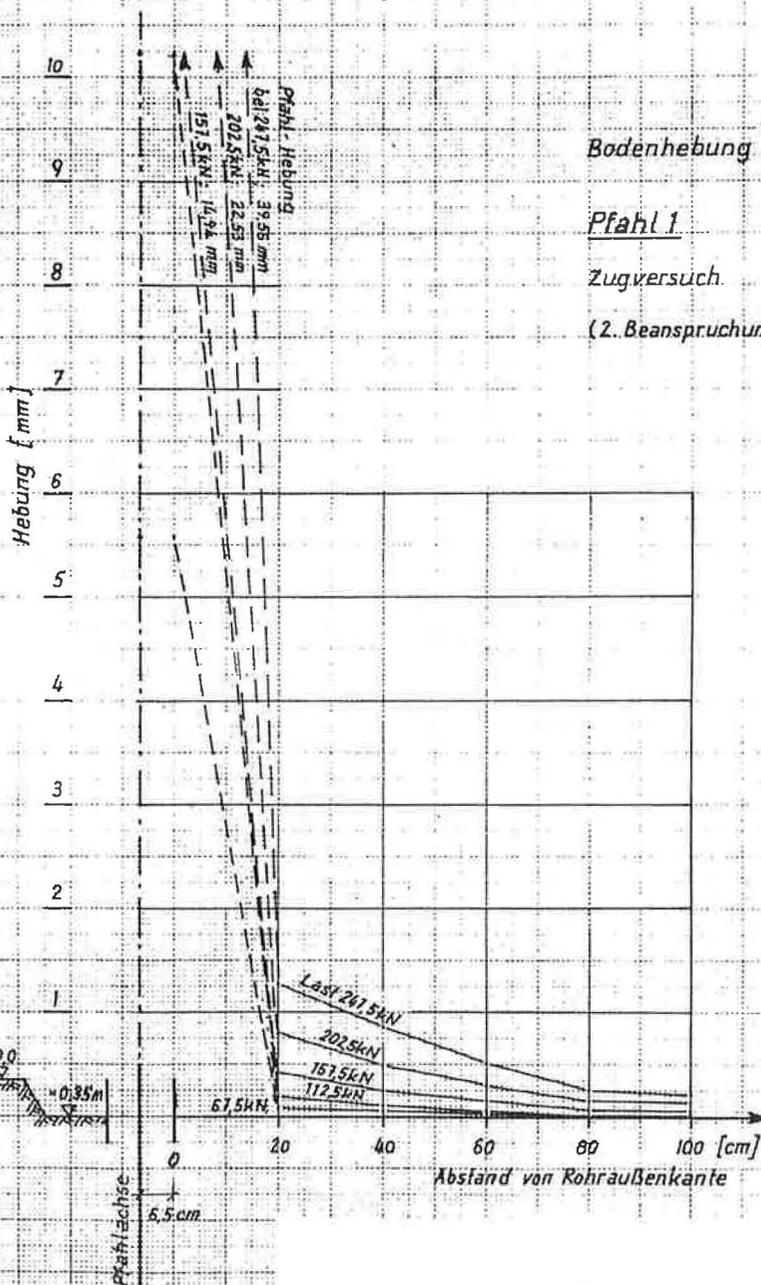
Zugversuch

(2. Beanspruchung)



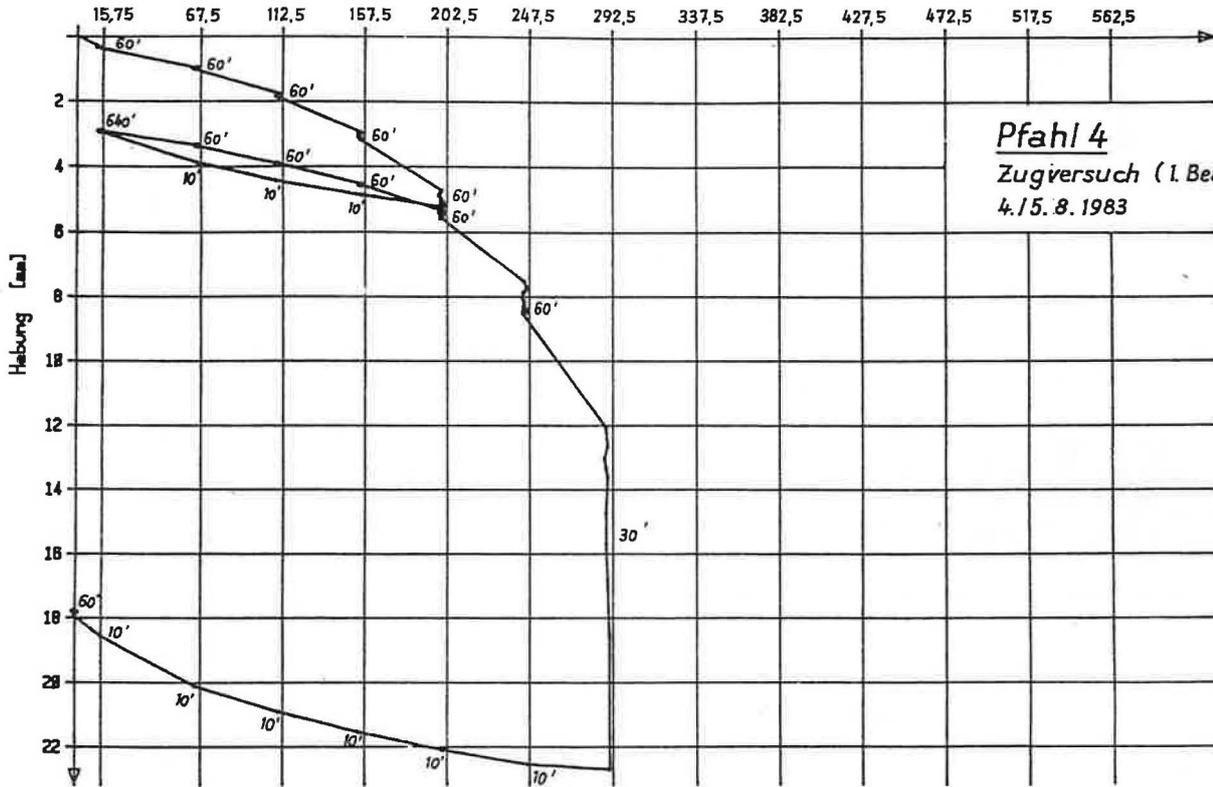
1/1 kor.  
2.8k





# LAST - HEBUNGS - DIAGRAMM

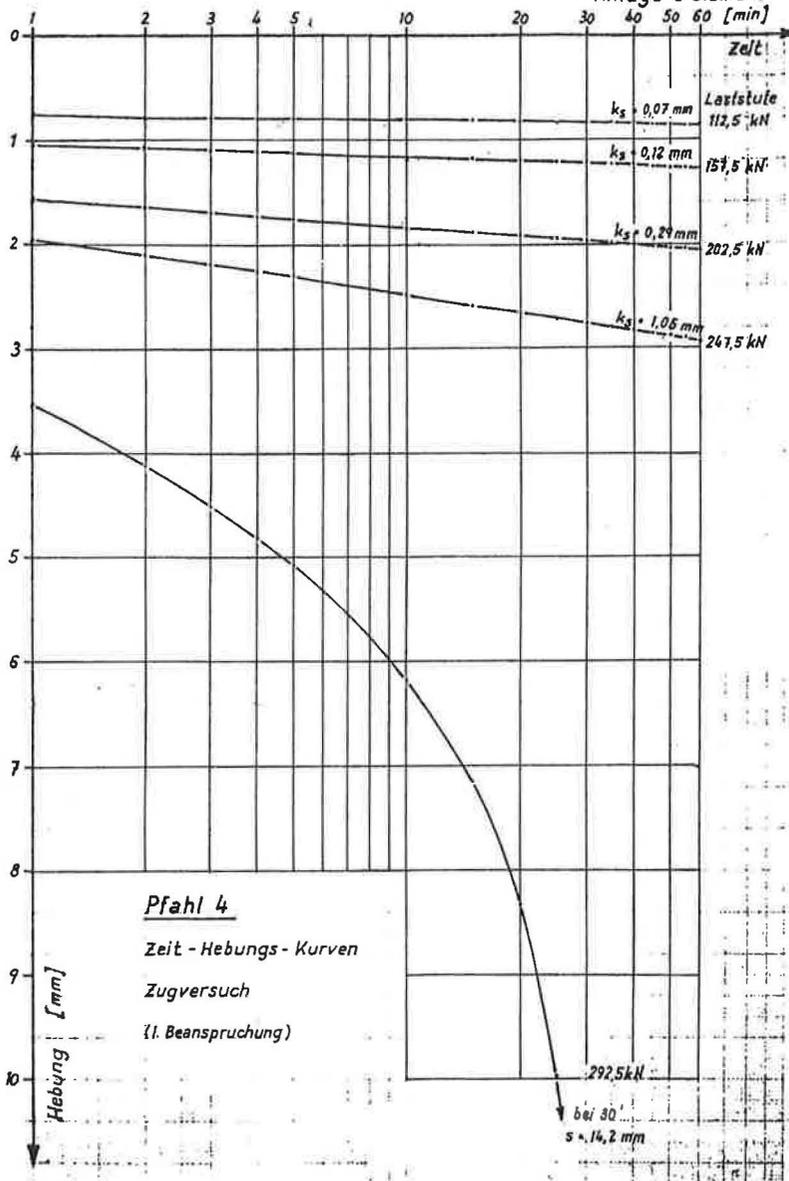
Last [kN]



**Pfahl 4**  
 Zugversuch (1. Beanspruchung)  
 4.15.8.1983

Laufkorr.  
8.2.86

Anlage 8 Blatt 2

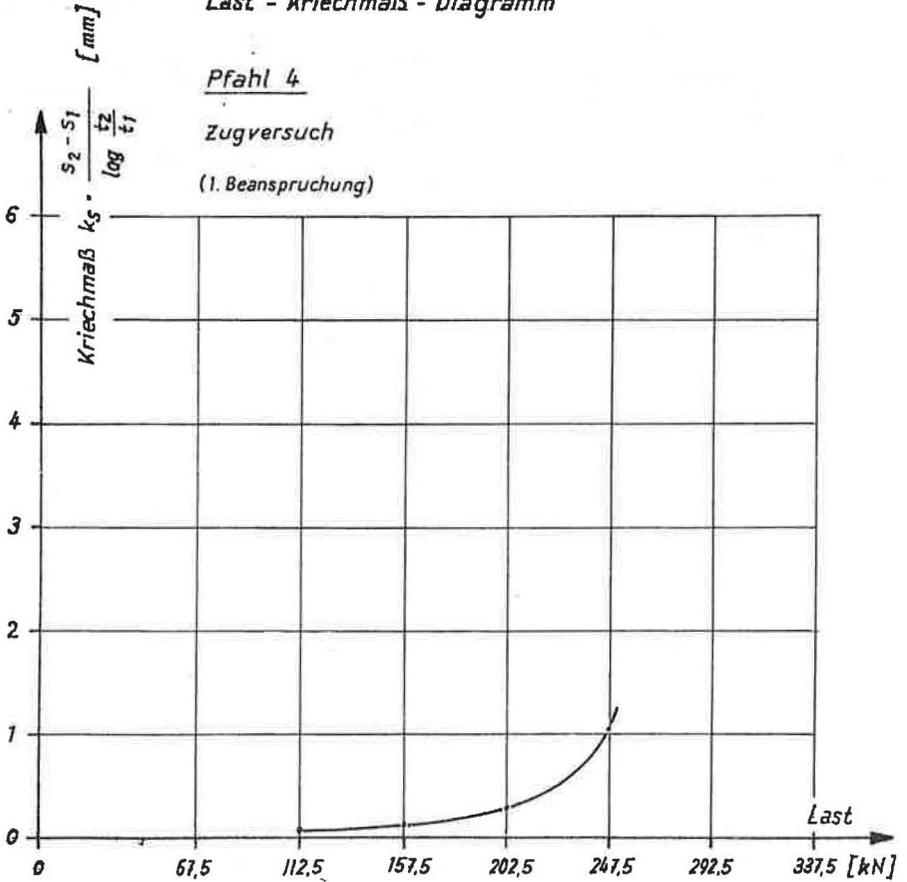


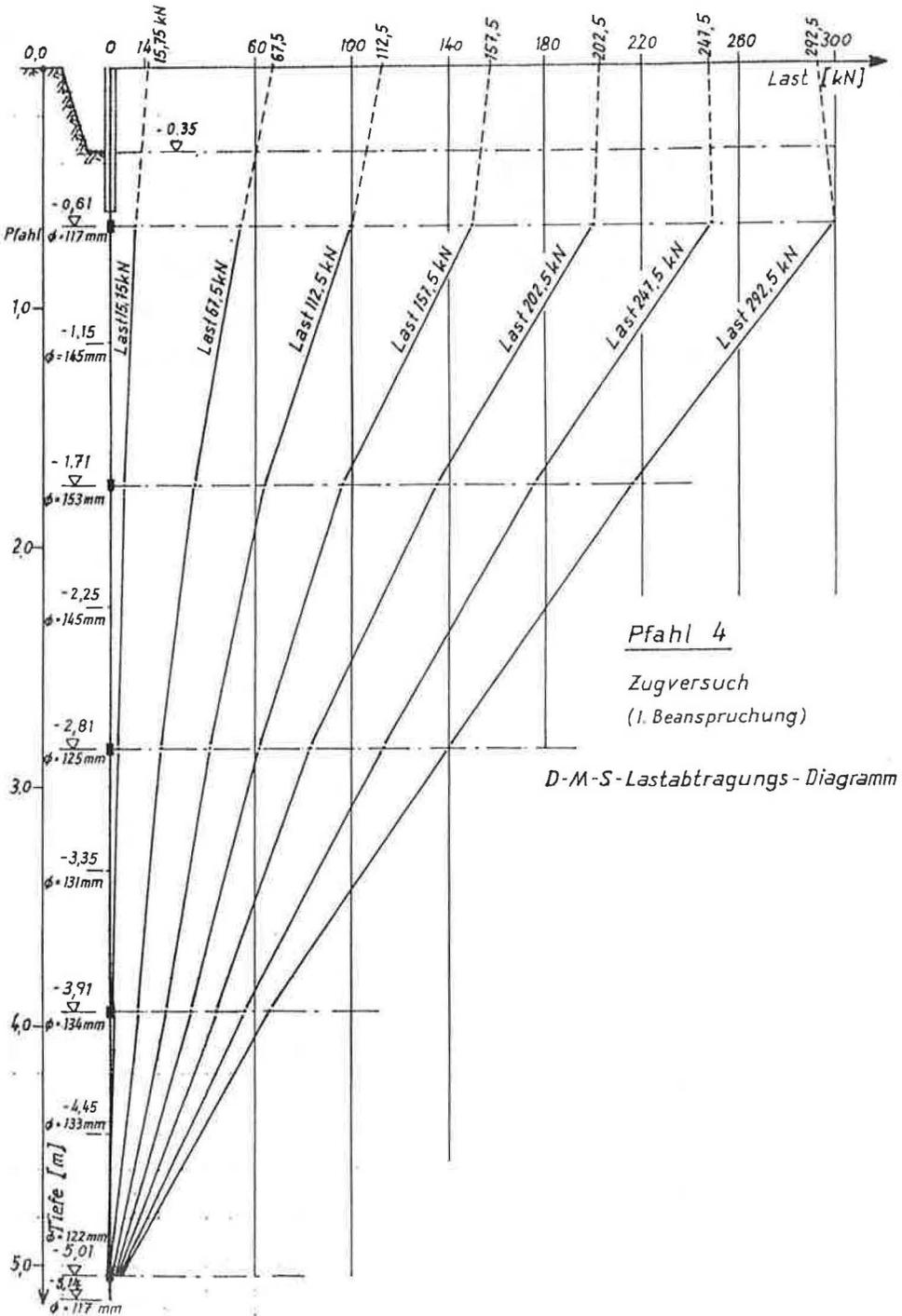
Last - Kriechmaß - Diagramm

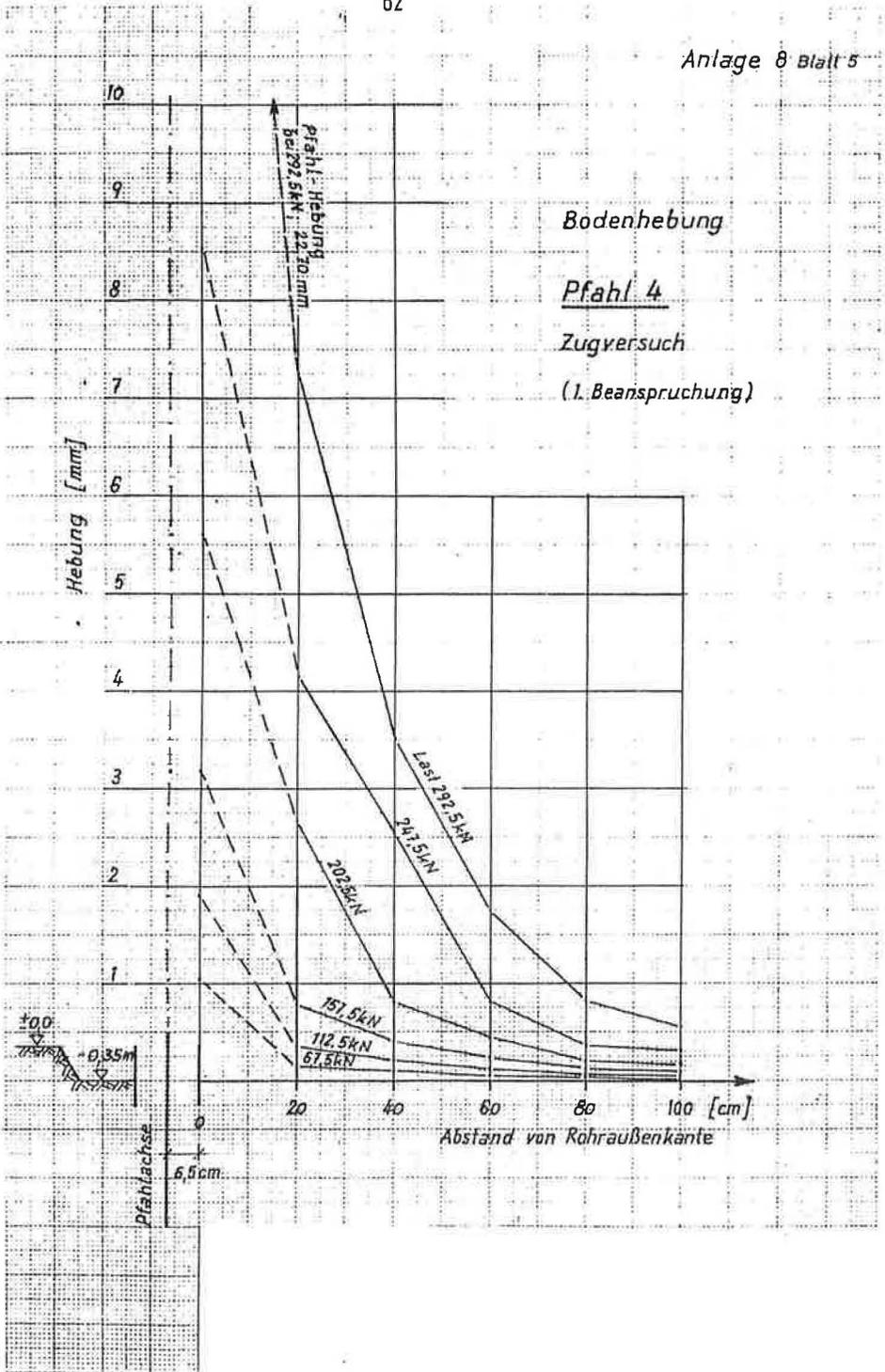
Pfahl 4

Zugversuch

(1. Beanspruchung)

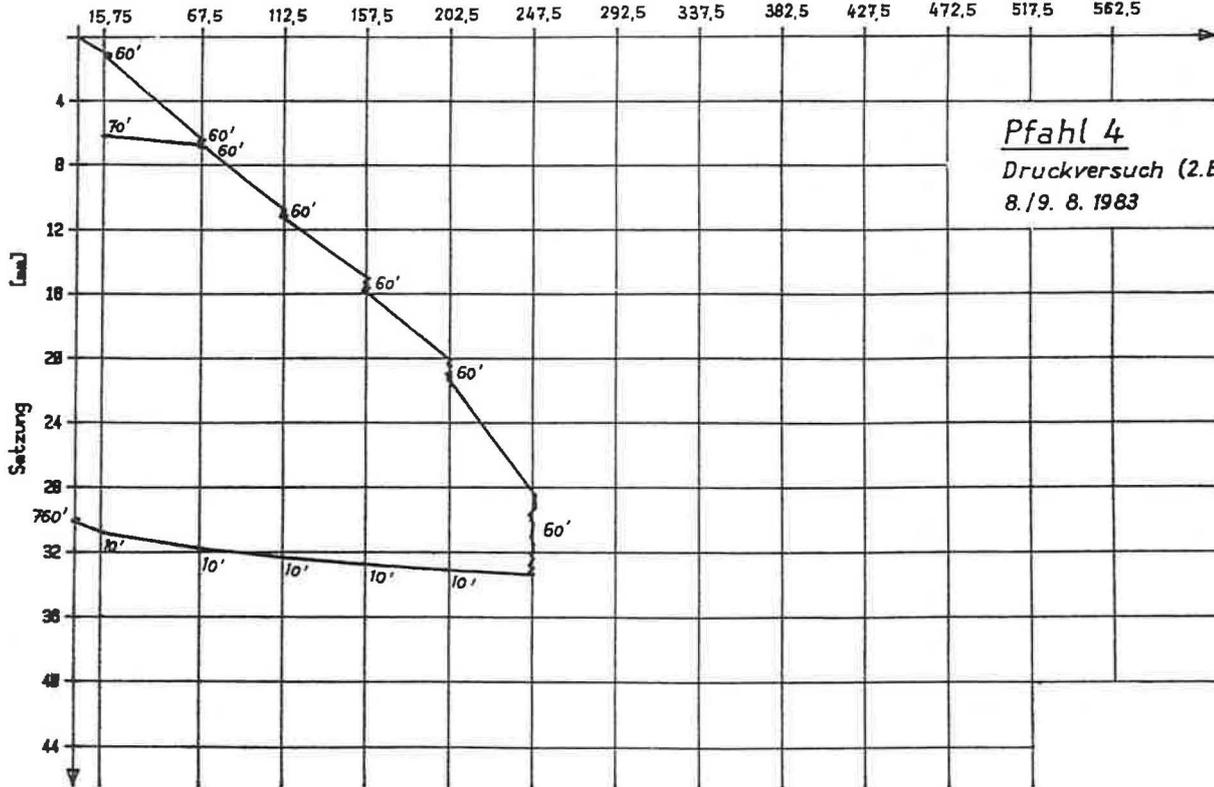






### LAST - SETZUNGS - DIAGRAMM

Last [kN]

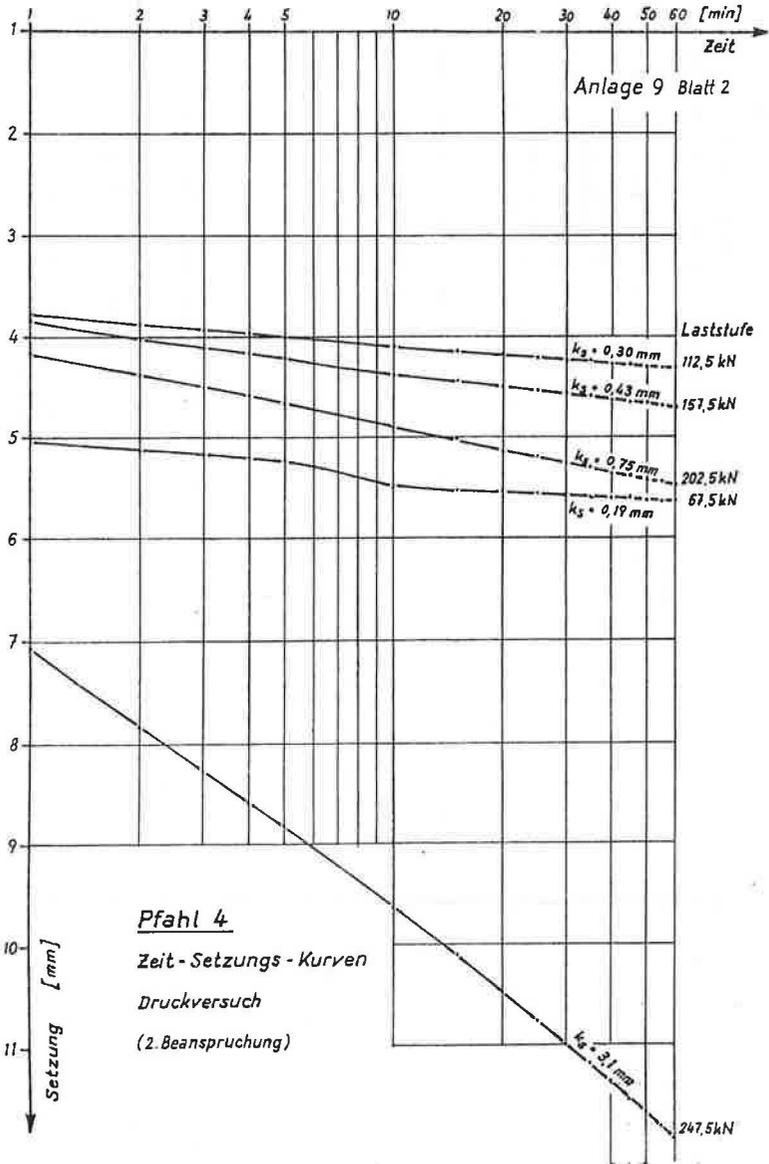


Pfahl 4

Druckversuch (2. Beanspruchung)

8./9. 8. 1983

1st. korr.  
: 2.06

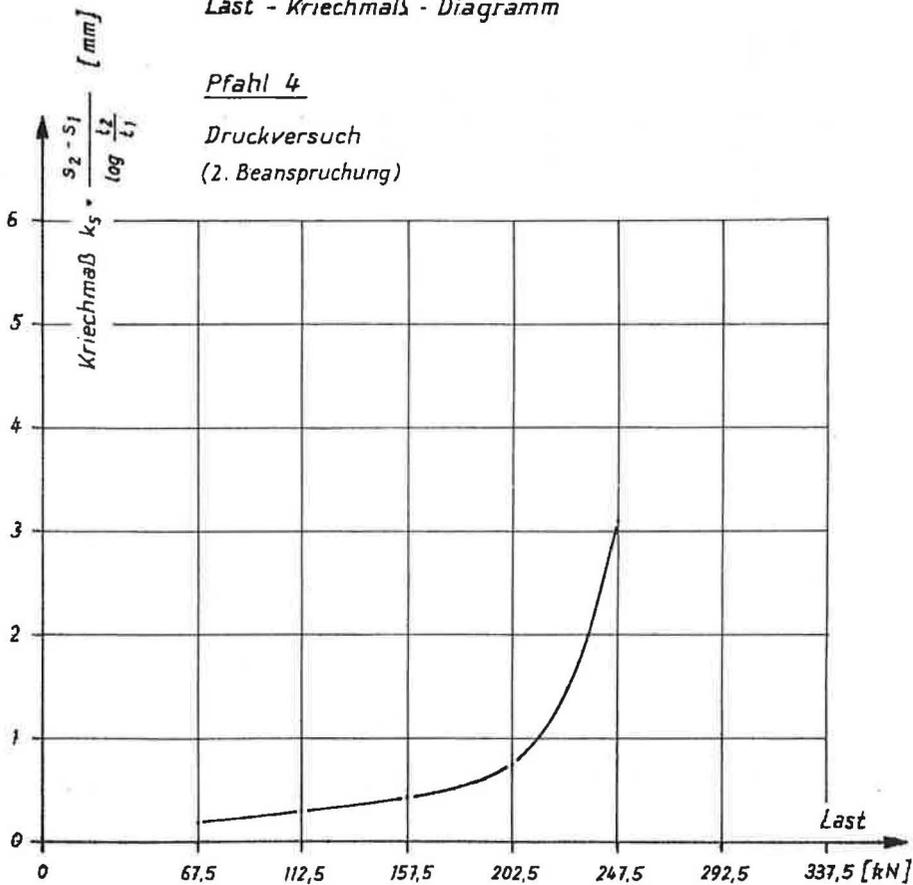


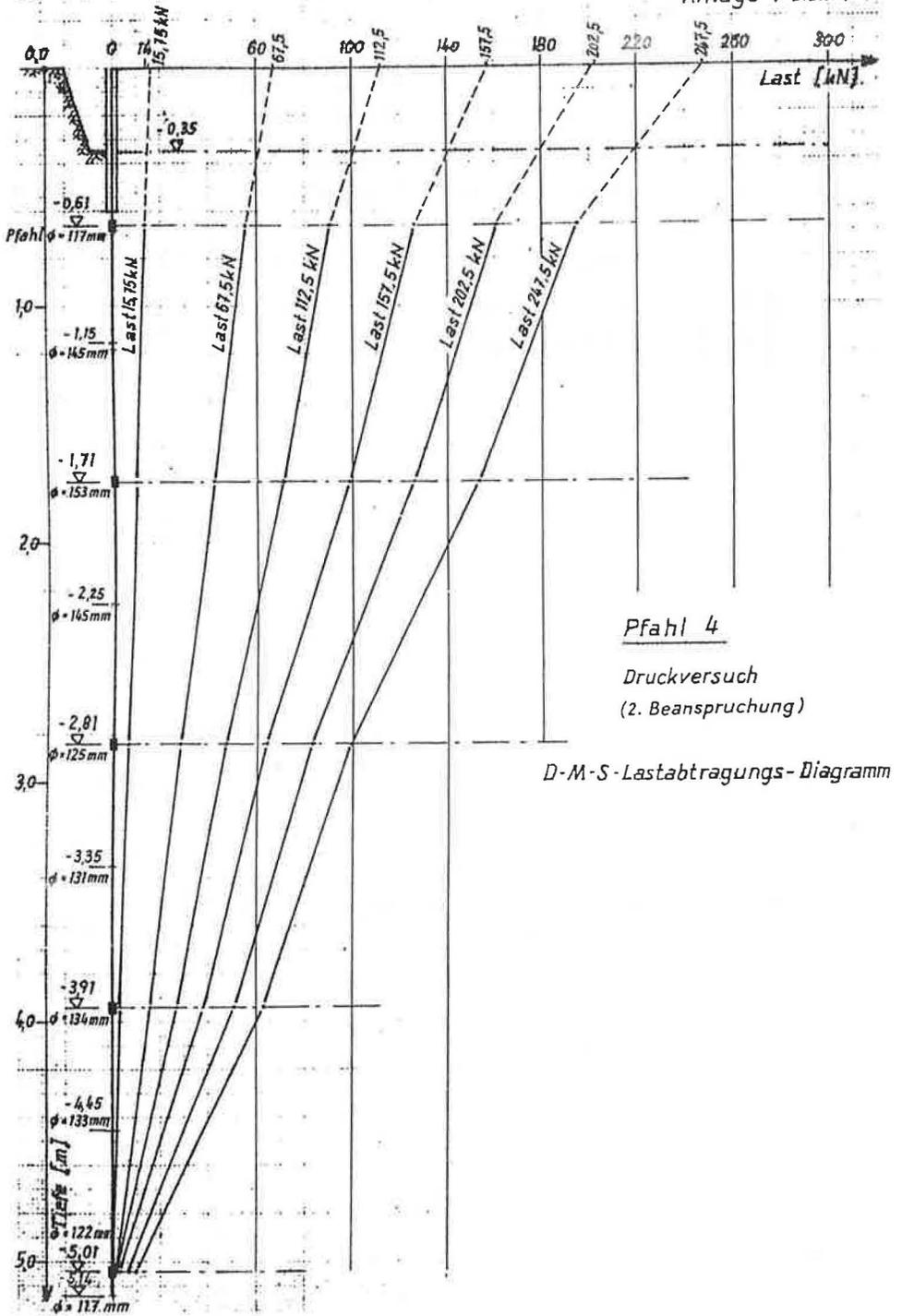
Last - Kriechmaß - Diagramm

Pfahl 4

Druckversuch

(2. Beanspruchung)



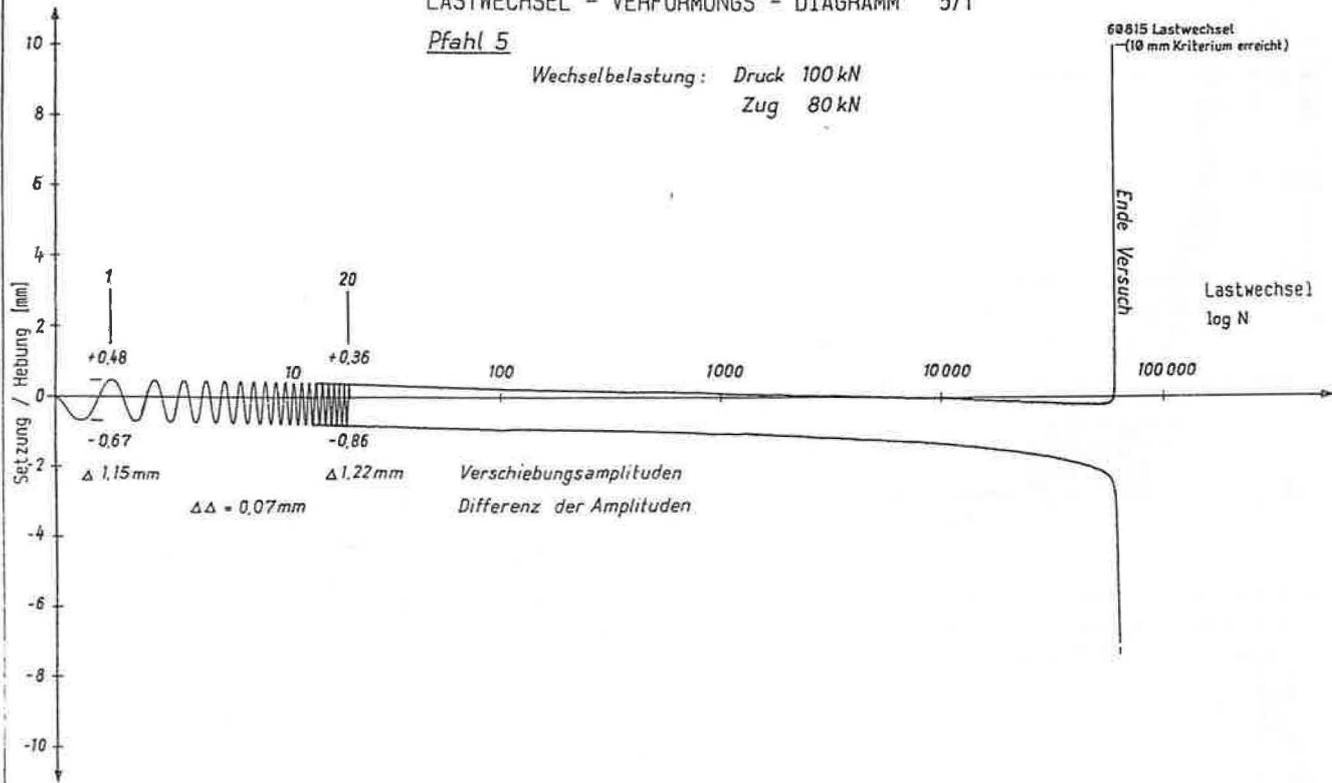




LASTWECHSEL - VERFORMUNGS - DIAGRAMM 5/1

Pfahl 5

Wechselbelastung: Druck 100 kN  
Zug 80 kN

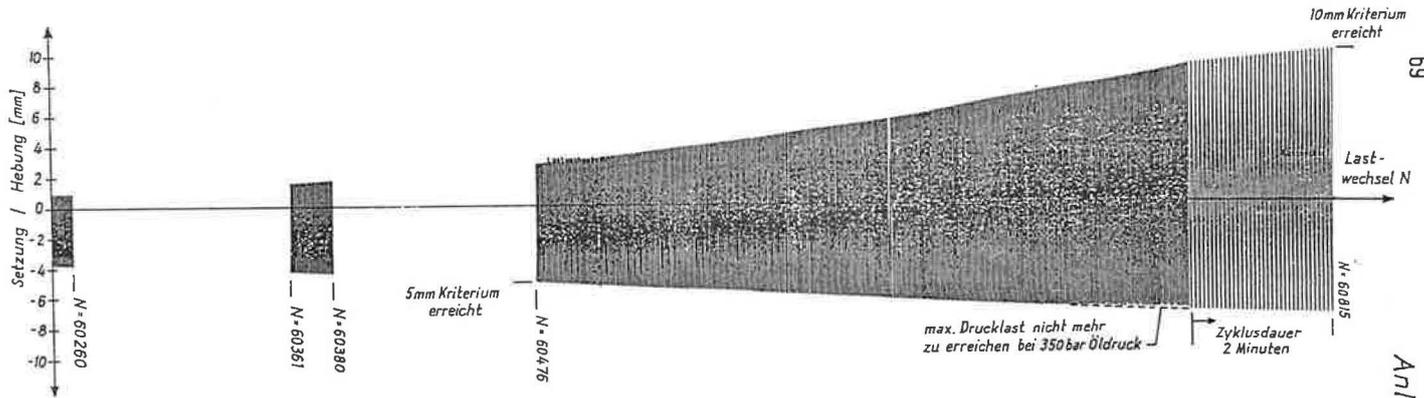


# LASTWECHSEL - VERFORMUNGS - DIAGRAMM 5/1

## Pfahl 5

Wechselbelastung : Druck 100 kN  
Zug 80 kN

## Ende des Versuchs





## WECHSELBELASTUNGSVERSUCHE AN EINEM BOHRPFÄHL IN ERDING

Im Zuge eines Großprojektes sollten mehrere großflächige Regenrückhaltebecken und Regenklärbecken zur Ausführung kommen. Da diese Becken wegen des hohen Grundwasserstandes in leerem Zustand nicht auftriebssicher waren, sah die Planung zur Sicherung gegen Auftrieb die Anordnung von Bohrpfählen vor. Die Pfähle werden bei Füllung der Becken auch auf Druck belastet, daher war es notwendig, zur Ermittlung von Konstruktionskennwerten an einem Versuchspfahl eine zyklische Probelastung vorzunehmen. Die Pfähle mußten zudem zur Schonung einer Grundwassersperrschicht möglichst kurz, d.h. möglichst nicht länger als 4,5 m gehalten werden.

Im Versuchsgelände stehen bis in größere Tiefen quartäre Sande und Kiese an. Die mit einer schweren Rammsonde (SRS 10) ermittelten Sondierwiderstände lagen bis zu einer Tiefe von 1,0 m unter Planum um 5 Schläge für 10 cm Eindringtiefe, darunter schwankten sie bis zu einer Tiefe von 5,4 m zwischen 12 und 23 (Mittelwert  $n_{10} = 16$ ), fielen dann bis ca. 6,5 m auf 12 Schläge ab und stiegen darunter stark an. Im Tiefenbereich der Lastabtragung stehen die Sande und Kiese damit in mitteldichter bis dichter Lagerung an. Der mittlere Grundwasserspiegel lag etwa 0,8 m unterhalb des Planums.

Der Versuchspfahl sowie vier Pfähle als Lastwiderlager wurden am 19. und 20. November 1984 hergestellt. Die Bohrarbeiten wurden mit einem Drehbohrgerät (BG 7) mit Verrohrung (Durchmesser 440/470 mm) und Bohreimer (Durchmesser 400 mm) ausgeführt. Zur getrennten Messung des Sohldruckes wurde am Bewehrungskorb des Versuchspfahles ein Sohldruckkissen (Durch-

messer 380 mm) befestigt. Vor dem Einsetzen des Bewehrungskorbes wurde ca. 0,20 m Sohlbeton eingebracht. Zum Schutz gegen Umläufigkeit war um das Sohldruckkissen eine Moosgummidichtung angeordnet. Den oberen Abschluß des Bewehrungskorbes bildete ein 1 m langes mit Folie unwickeltes Hüllrohr zur Ausschaltung der Mantelreibung in diesem Bereich.

Zur Lastübertragung diente eine Druck-Zug-Belastungsbrücke, die zur Aufnahme der Zuglasten an 4 Konterpfähle mit 7 m Länge gekoppelt war und sich zur Aufnahme der Drucklasten auf ein Holzschwellenrost direkt auf den Untergrund stützte.

Bild 1 gibt eine Lageskizze der Versuchsanordnung wieder und in Bild 2 ist das Bodenprofil zusammen mit dem Sondierergebnis und dem schematischen Versuchsaufbau dargestellt. Die Bilder 3 bis 6 zeigen die Bohrmaschine, den Einbau des Bewehrungskorbes, den Versuchsaufbau und die Meßeinrichtungen.

Die Pfähle wurden über eine servohydraulische Belastungseinrichtung belastet (Steuerung über ein Proportionalventil in einem hydraulischen Regelkreis). Die Kraftmessung wurde am Pfahlkopf mit einem 1600 kN Zug-Druck-Präzisionsaufnehmer durchgeführt. Für die Messung des Weges waren jeweils 2 induktive Wegaufnehmer und zusätzlich 2 mechanische Meßuhren mit 1/100 mm Meßgenauigkeit auf den Pfahlkopf montiert. Die Messung des Druckes in den Sohldruckkissen erfolgte hydraulisch sowohl über gestaffelt angeordnete Manometer als auch über elektrische Druckaufnehmer.

Die Versuchsabwicklung wurde elektronisch gesteuert und die Daten programmgesteuert durch eine Rechenanlage erfaßt. Dabei können die Werte sofort ausgedruckt und außerdem für eine spätere Weiterverarbeitung gespeichert werden. Auch die Last- und Zeit-Setzungs-Kurven wurden schon während des Versuches gezeichnet.

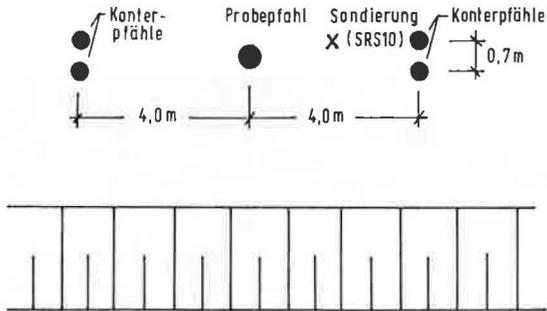


Bild 1 Lageskizze

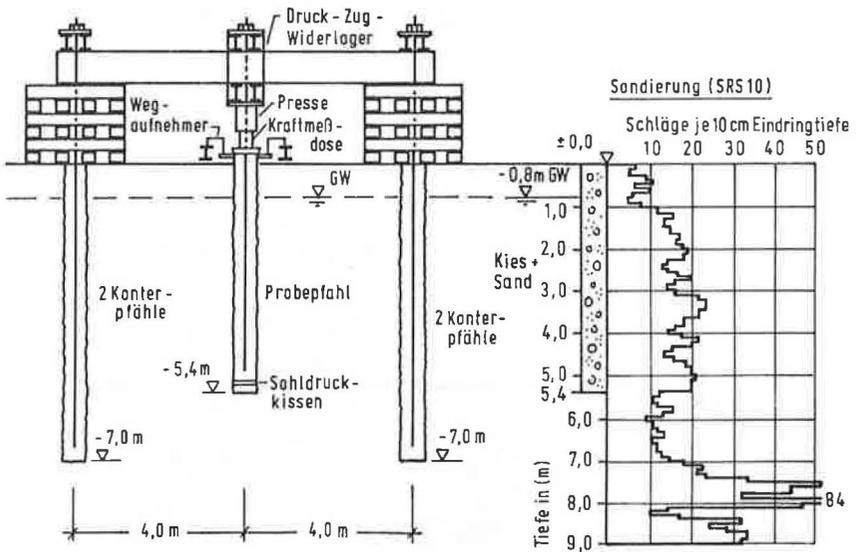


Bild 2 Bodenprofil



Bild 4 Einbau Bewehrungskorb

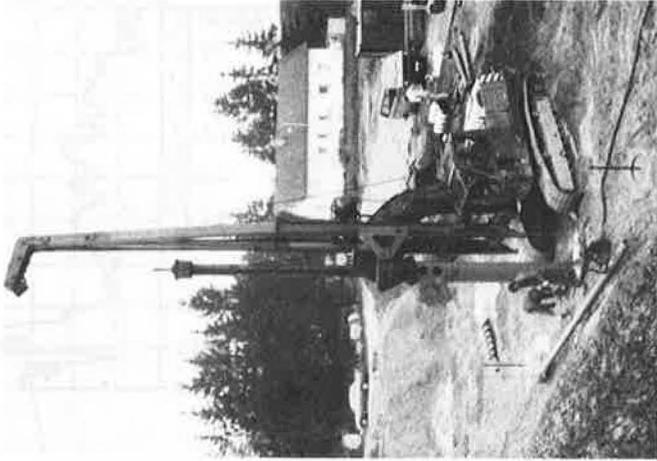


Bild 3 Bohrmaschine

Bild 5 Versuchsaufbau

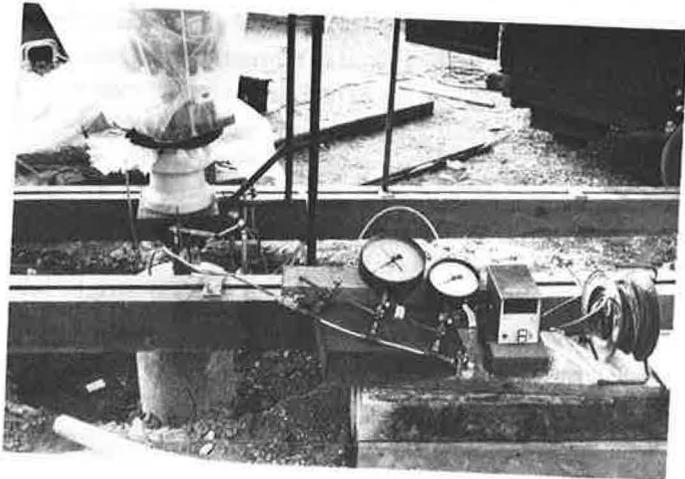
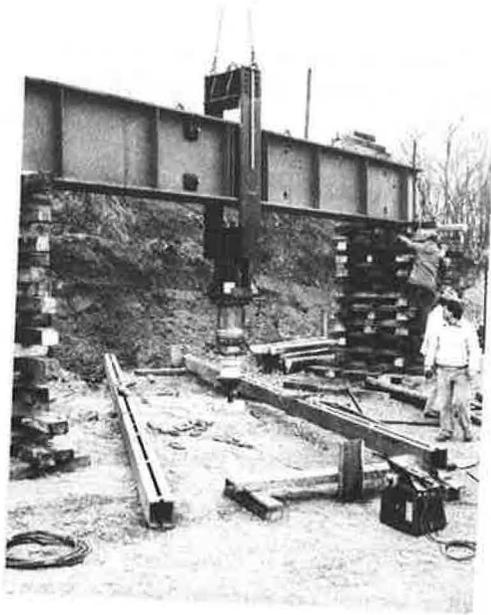


Bild 6 Wegaufnehmer, Meßuhren, Manometer und elektrische Druckaufnehmer

Der Belastungsversuch wurde in der Zeit vom 12. bis zum 14.12.1984 in 7 Phasen durchgeführt. Der Versuchsablauf ist in Bild 7 schematisch und in Bild 8 als Last-Verformungs-Diagramm dargestellt.

In Phase 1 wurde der Pfahl in 2 Laststufen statisch bis 300 kN auf Druck belastet. Bei der Maximallast ergab sich eine Setzung von 2,1 mm. Anschließend wurde der Pfahl entlastet, wobei sich eine Endsetzung von 1,4 mm einstellte.

In der anschließenden 2. Phase wurde der Pfahl bis 100 kN auf Zug belastet. Die Endhebung betrug 2,3 mm relativ, d.h. bezogen auf den Beginn der Phase 2 und +0,8 mm absolut, d.h. bezogen auf den Versuchsbeginn der Phase 1. Nach der Entlastung betrug die Setzung 1,1 mm (relativ) bzw. -0,3 mm (absolut).

In der Phase 3 folgten 50 Lastwechsel mit einer Zykluszeit von 1 Minute bei einer Wechsellast zwischen 100 kN Zug und 300 kN Druck. Im Zuge dieser Phase setzte sich der Pfahl beim 50. Lastwechsel unter der Maximaldrucklast bis auf -7,3 mm und hob sich unter der Maximalzuglast bis auf -2,0 mm. Nach der Entlastung stellte sich eine Setzung von -6,5 mm absolut ein. Der Pfahl hatte sich also während dieser Phase 3 um 6,2 mm gesetzt. Für die Phase 3 ist auf Bild 9 das Last-Verformungs-Diagramm und auf Bild 10 das Zeit-Verformungs-Diagramm wiedergegeben.

In der Phase 4 und 5 wurden wiederum statische Versuche mit maximal 450 kN Druck bzw. 150 kN Zug ausgeführt. Während des Druckversuches setzte sich der Pfahl um weitere 1,2 mm bis auf einen Absolutwert von -8,4 mm, ging bei Entlastung um 1 mm bis auf -7,4 mm zurück, hob sich bis zur maximalen Zuglast um 6,0 mm bis auf den Absolutwert von -1,4 mm und ging bei der Entlastung um 3,5 mm auf -4,9 mm (absolut) zurück.

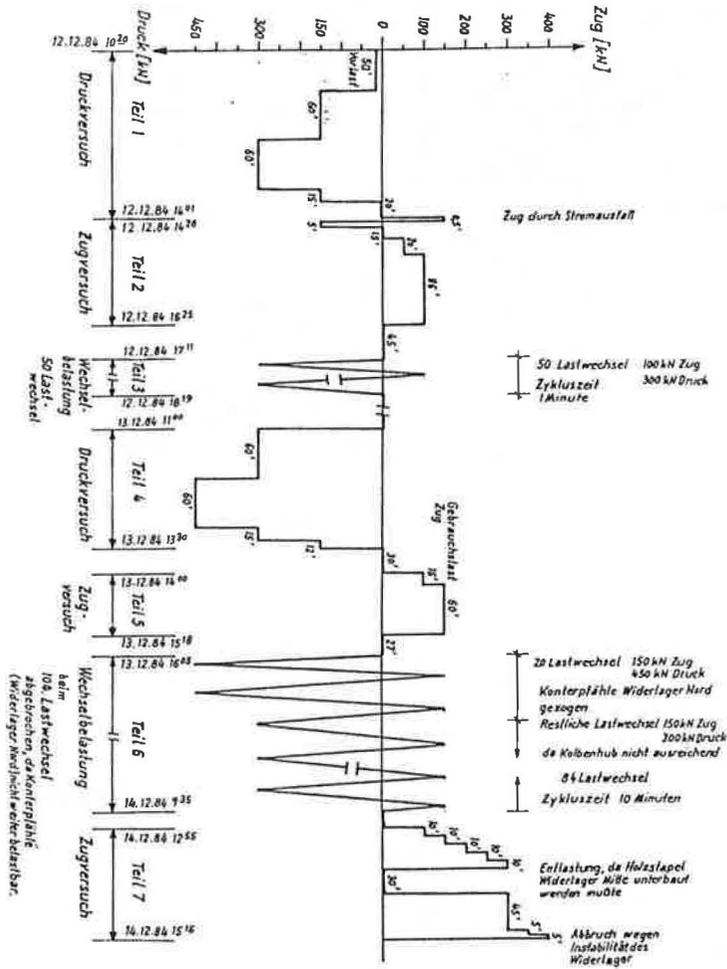


Bild 7 Versuchsablauf in 7 Phasen schematisch dargestellt

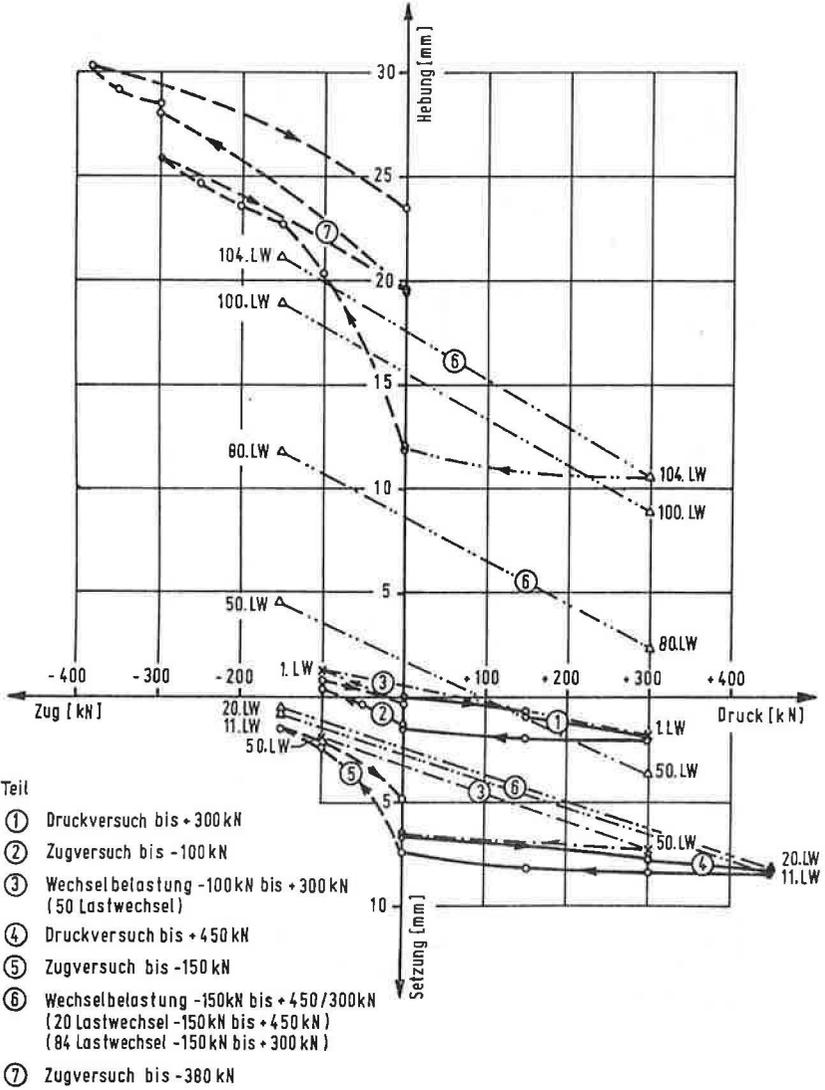


Bild 8 Last-Verformungs-Diagramm Gesamtversuch

Teil 3 (Wechselbelastung -100 kN Zug / +300 kN Druck)

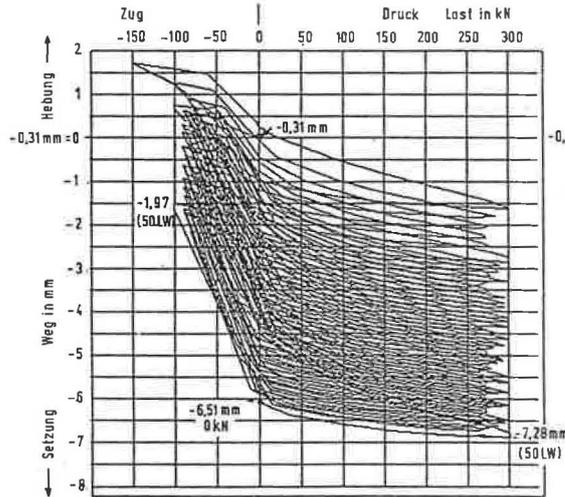


Bild 9 Last-Verformungs-Diagramm  
Phase 3

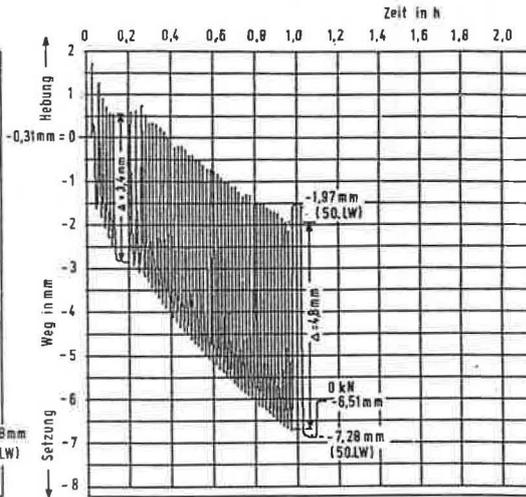


Bild 10 Zeit-Verformungs-Diagramm  
Phase 3

Die nächste Versuchsphase 6 begann mit 20 Wechsellastzyklen von je 10 Minuten Dauer zwischen 450 kN Druck und 150 kN Zug. Hierbei setzte sich der Pfahl langsam. Die Drucklast wurde daraufhin auf 300 kN - wie in Phase 3 - reduziert. Während der weiteren 84 Lastwechsel dieser Phase hob sich der Pfahl unter maximaler Drucklast bis auf +10,6 mm und unter maximaler Zuglast bis auf +21,1 mm (absolut). Der Versuch mußte beim 104. Lastwechsel beendet werden, da das Zugwiderlager versagte.

Bei Entlastung auf 0 stellte sich der Pfahl auf +12 mm (absolut) ein, was während dieser Phase unter 104 Lastwechseln einer Hebung von 16,9 mm gegenüber dem Ende der Phase 5 entsprach. Für die Phase 6 ist auf Bild 11 das Last-Verformungs-Diagramm und auf Bild 12 das Zeit-Verformungs-Diagramm dargestellt.

Der Versuch wurde mit einer statischen Zuglastbeanspruchung (Phase 7) beendet. Bei einer Zuglast von 300 kN wurde entlastet, da das Widerlager unterbaut werden mußte, und bei einer Zuglast von 400 kN wurde der Versuch wegen der Instabilität des Widerlagers (Schwellenstoß) abgebrochen. Am Ende des Versuchs betrug die Gesamthebung des Pfahls +30,4 mm und lag damit um 0,3 mm höher als bei maximaler Zuglast der Phase 6.

Nach ca. 3 Monaten Wartezeit wurde der Pfahl am 7. März 1985 mit einem Autokran aus dem Boden gezogen. Durch diesen Versuch sollten einerseits die Restzuglast und damit die Mantelreibungskraft, andererseits die wahren Pfahlabmessungen ermittelt werden. Zur Messung der Zuglast wurde zwischen dem Kranhaken und dem Pfahl eine Kraftmeßdose eingeschaltet. Die Zuglasten wurden mit Hilfe eines Meßverstärkers registriert und durch einen Schreiber aufgezeichnet. Die Pfahlhebungen wurden mit einem Nivelliergerät beobachtet.

Teil 6 (Wechselbelastung -150 kN Zug / -450 kN bzw. +300 kN Druck)

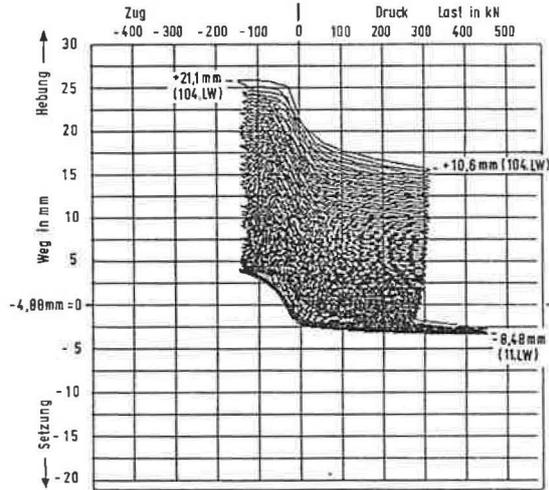


Bild 11 Last-Verformungs-Diagramm  
Phase 6

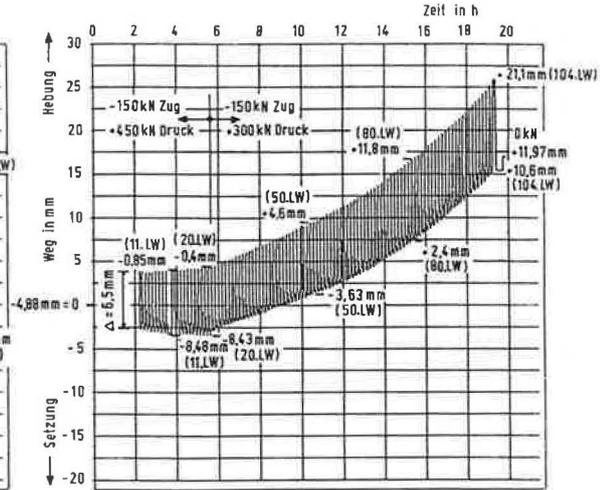


Bild 12 Zeit-Verformungs-Diagramm  
Phase 6

Die Bilder 13 und 14 zeigen die Versuchsdurchführung und den herausgezogenen Pfahl und im Bild 15 ist das Zuglast-Hebungs-Diagramm und im Bild 16 die Vermaßung des herausgezogenen Pfahles dargestellt. Die Pfahllänge betrug demnach wie geplant 4,5 m. Der Pfahldurchmesser schwankte zwischen 0,47 und 0,58 m, woraus sich eine Mantelfläche von ca.  $6,80 \text{ m}^2$  errechnen läßt. Eine Grenzlast von 430 kN entspricht damit einer Grenzmantelreibung von etwa  $60 \text{ kN/m}^2$  und eine Bruchlast von 615 kN einer Bruchmantelreibung von ca.  $90 \text{ kN/m}^2$ .

Zusammenfassend kann dem Großversuch entnommen werden, daß sich bei Wechselbeanspruchung bereits bei einer Drucklast von 300 kN ein langsames Versinken und bei einer Zuglast von 150 kN ein fortschreitendes Herauswandern ereignete. Dagegen lag die Grenzlast für statische Zugbelastung bei etwa 430 kN. Bei einer statischen Drucklast von 450 kN war die Setzung noch relativ klein. Die Grenzdrucklast konnte wegen des Versagens der Zugwiderlager nicht ermittelt werden, sie wird aber auf über 800 kN geschätzt.

Der vorliegende Versuch zeigt, daß bei Wechselbeanspruchung die Pfahlbelastbarkeit stark reduziert wird und daß deshalb eine 2-fache Sicherheit gegenüber der statischen Grenzlast nicht ausreichend ist. Selbstverständlich spielt dabei die Lastwechselzahl und der Wechsellastbereich eine entscheidende Rolle. Möglicherweise hat sich im vorliegenden Fall der hohe Grundwasserspiegel noch zusätzlich ungünstig auf die Belastbarkeit bei Wechselbeanspruchung ausgewirkt.

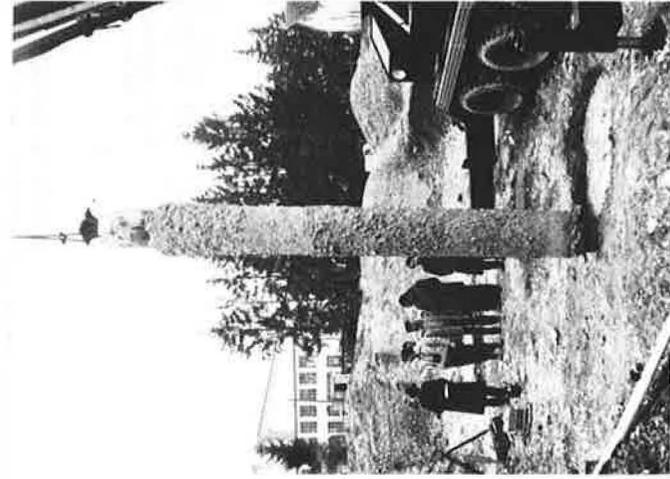


Bild 14 Herausgezogener Pfahl



Bild 13 Ausziehversuch

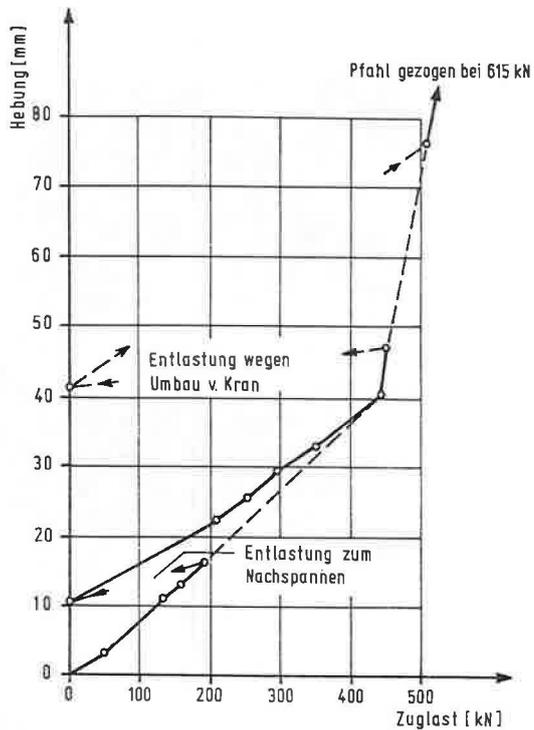


Bild 15 Ausziehversuch Zug-Last-Hebungs-Diagramm

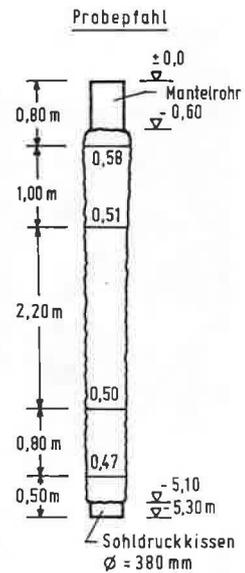


Bild 16 Vermaßung des herausgezogenen Versuchspfahles

## 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 Lastrichtung 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 GOLDSCHIEDER/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.

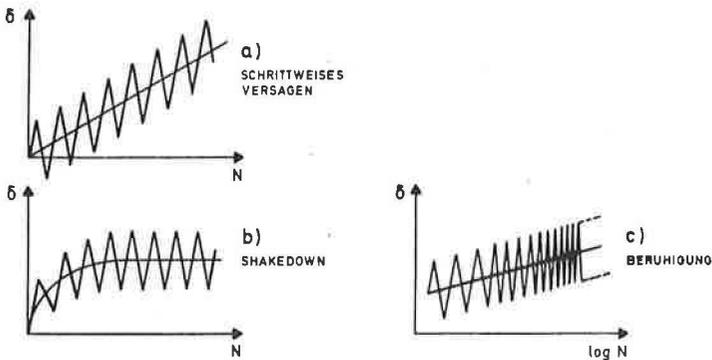


Bild 1 Mögliche Reaktionen des Baukörpers nach GOLDSCHIEDER/GUDEHUS (1976)

### 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 Versuchsanordnung bestand aus einem zylinderförmigen Metallbehälter von 38 cm  $\varnothing$  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/m<sup>2</sup> beaufschlagt.

Als Modellpfahl wurde ein Aluminiumrohr von 10 mm  $\varnothing$  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.

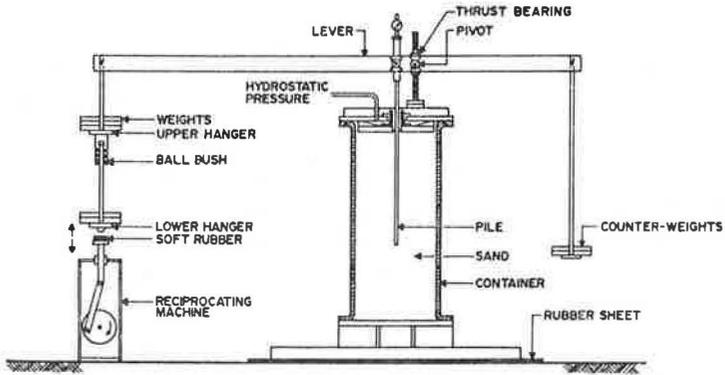


FIG. 1.—Apparatus for Repeated Loading Tests

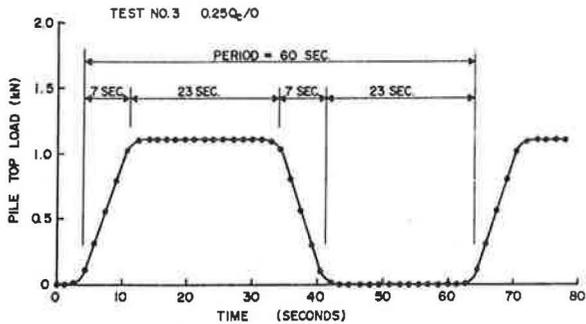


FIG. 2.—Characteristics of Repeated Loads

Bild 2 Versuchsanordnung und typischer Belastungsablauf nach CHAN (1976)

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 Wechselastversuche 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 Schwellastversuchen 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.

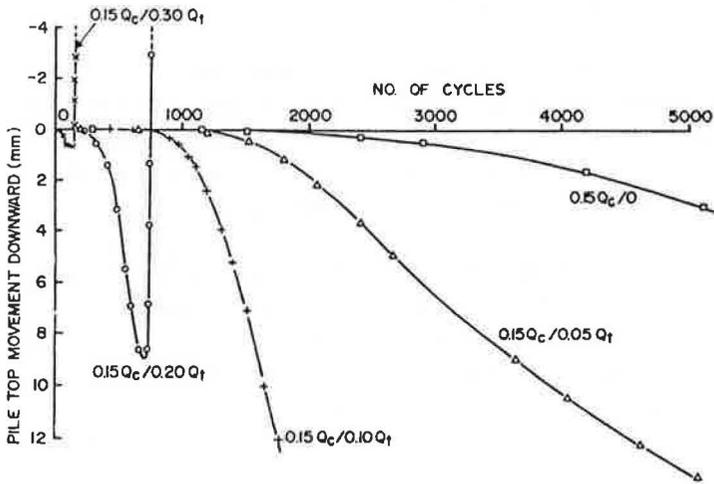


FIG. 12.—Pile Movements in Series No. 3

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 auf den Pfahlschaft wirkenden Normalspannung infolge zyklischer Belastung maßgeblich ist.

Über weitere, ausführliche Laborversuchsreihen wird von HANNA u.a. (1978) berichtet. Benutzt wurde dabei eine Versuchsanordnung 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

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

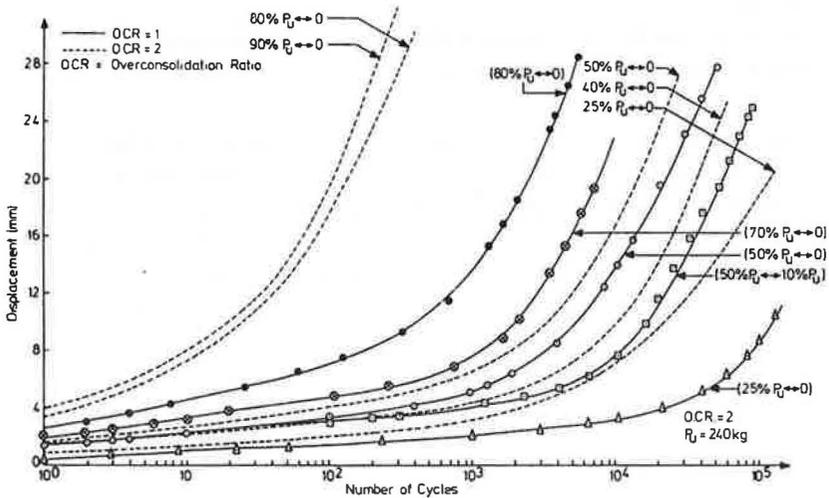


Fig. 5 (a, above and b, below). Displacement—log number of load cycles relationship: repeated load tests

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:

- 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 Anker-verschiebung 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.

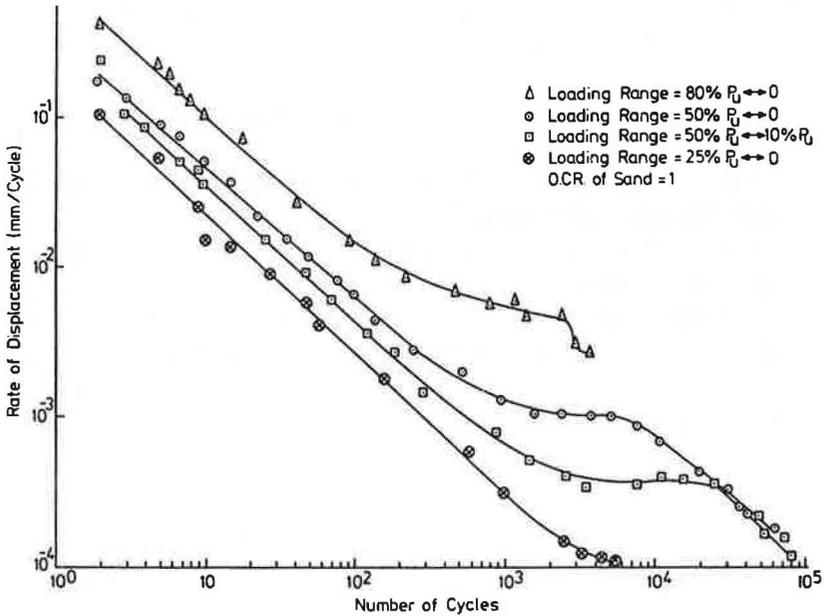


Fig. 7. Rate of anchor displacement—log number of load cycles relationship: repeated load tests

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 Kornaufbaues 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.

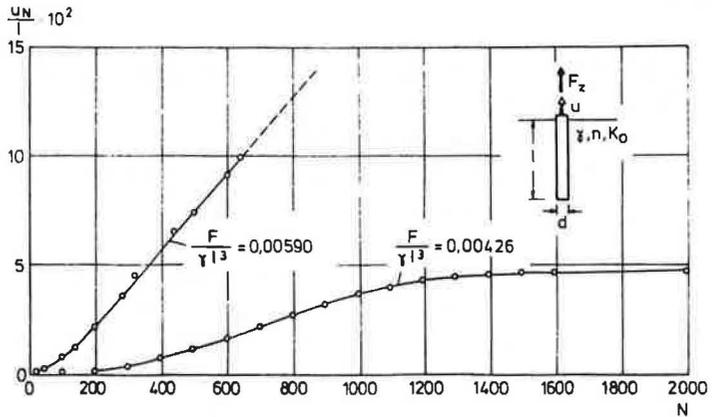


Abb. 5.15 Verschiebung  $u_N/l$  in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl für  $F/\gamma l^3 < 0,00590$

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

BOULON/DESRUÉS/FORAY/FORGUE (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 tatsächlich 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 viertelräumlichen 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 zulassen.

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 schwellend belastet. Bei verschiedenen Lastamplituden wurden bis zu  $10^6$  Lastzyklen durchgeführt. Bei dieser Art von Ankern spielen in erster Linie die Einbettungstiefe, aber auch Form und Größe der Ankerplatte eine erhebliche Rolle.

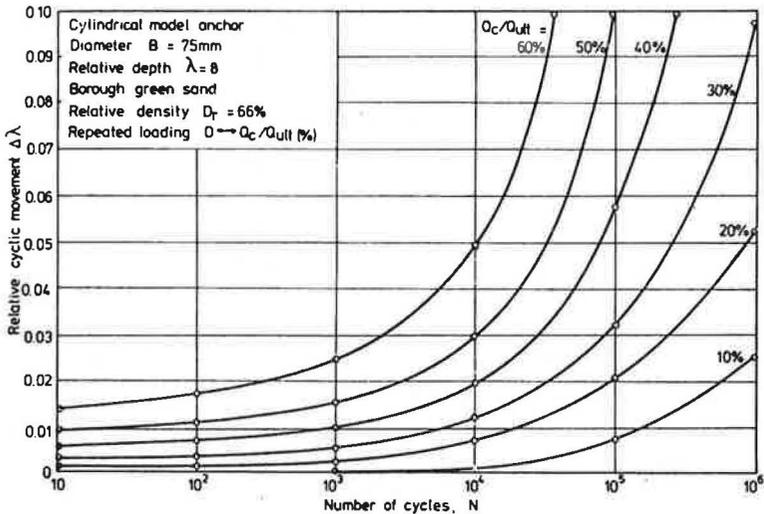


FIG. 12.—Repeated Load Tests: Relative Anchor Movement (Log Number of Cycles Relationship)

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 Wiederzunahme 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 Obereinstimmung 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 x Breite x Dicke = 550 x 400 x 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 cm<sup>2</sup> Spitze und 100 cm<sup>2</sup> 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  $\tau_m$  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 ermittelt. 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 Probelastungen 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  $\eta = 2,5$  und  $\eta = 3,0$  empfohlen, doch wird betont, daß eine sichere Kenntnis über die Wahl solcher Werte fehlt.

In den Niederlanden wird bei Pfahlprobebelastungen 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.

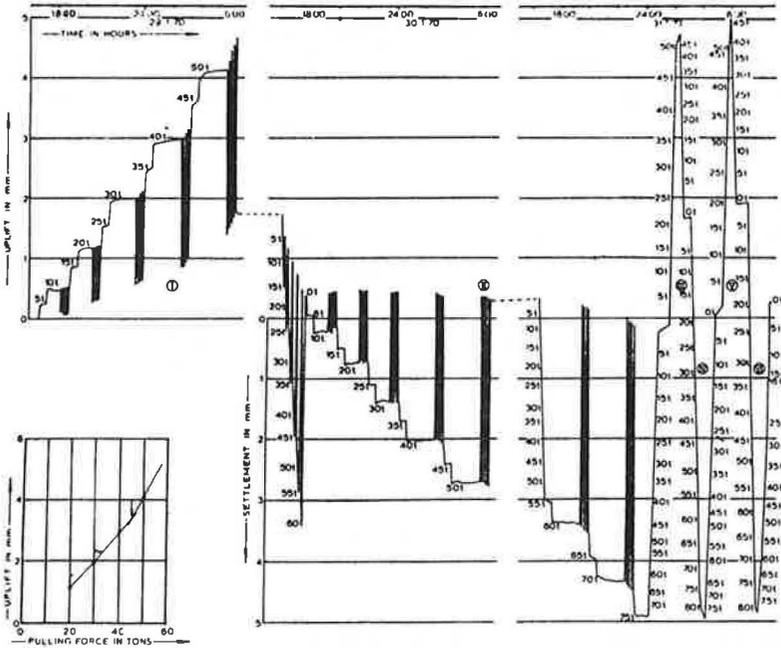


FIG. 5. RESULTS OF TEST VIII

Bild 8 Beispiel für eine Pfahlprobelastung nach BEGEMANN (1983)

In einer kurzen Überprüfung der Daten von ca. 70 niederländischen Pfahlprobelastungen 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	0.7
Medium	0.8	0.7	0.6
Soft	0.8	0.6	0.4
Very soft	0.8	0.5	0.3
Sand soils			
Partly saturated	0.8	0.7	0.7
Saturated and dry	0.8	0.5	0.3

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 soviele 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 berichten 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.

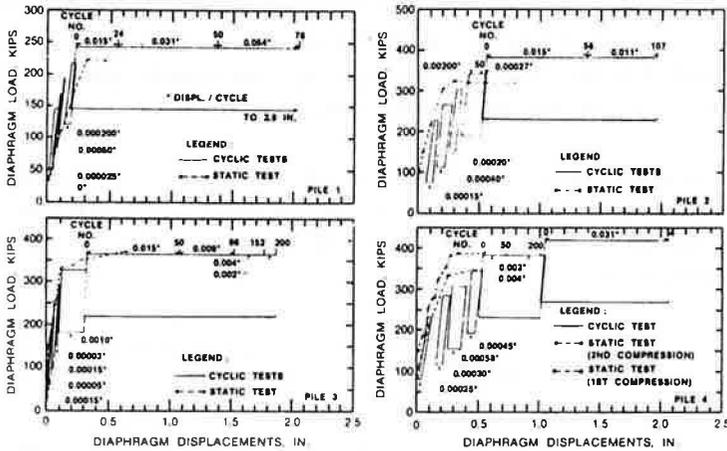


FIG. 13.—Load-Displacement Response under Cyclic Loading (1 in. = 25.4 mm; 1 kip = 4.45 kN)

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 höheren - und für Offshore-Pfähle typischen - Belastungsgeschwindigkeit eine Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber der rein statischen bewirkt.

GARBRECHT/SCHUPPENER (1980) weisen darauf hin, daß eine Probelastung mit Schwellbeanspruchung dann sinnvoll sei, wenn auch die Bauwerkspfähle Schwellbeanspruchungen erhalten. Außerdem sollte sichergestellt sein, daß die Probelastung 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.

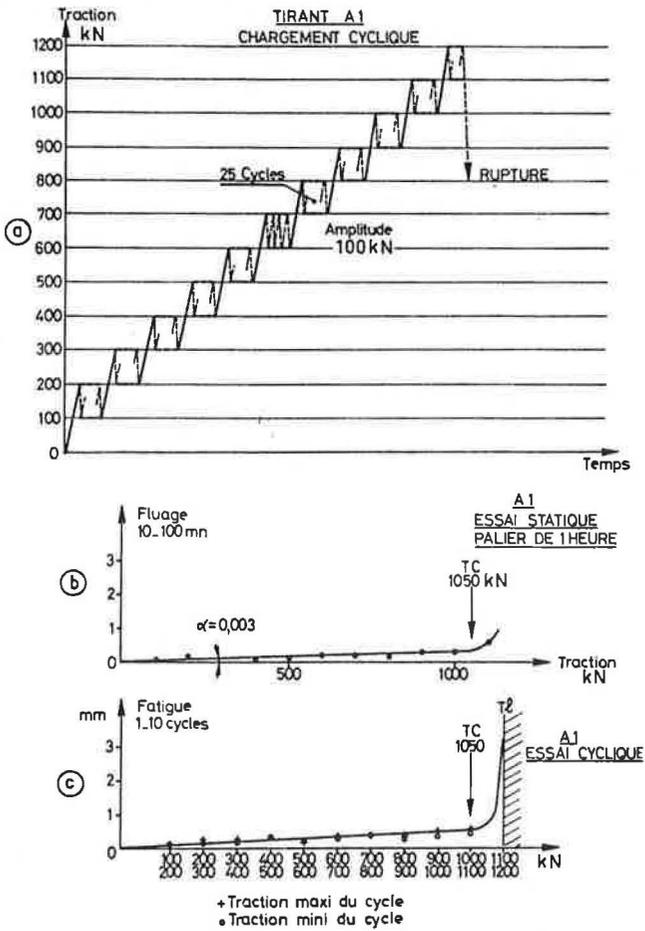
#### 5. Versuche an Verpreßankern

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 unveröffentlicht.

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.



— Diagrammes du tirant A1 avec et sans charge-  
ment cyclique.

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

### Die Modellversuche

Es kann vorweggenommen werden, daß die Modelltechnik als brauchbar zur Erfassung verschiedener Einflußfaktoren angesehen wurde. Vergleiche zwischen Modell- und Feldversuchen bestätigten, daß gleiche Effekte auftraten. 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 wiederum am Kopf und Fuß gemessen.

Die Schwellbelastung begann mit niederen 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  $\zeta$  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.

### 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.

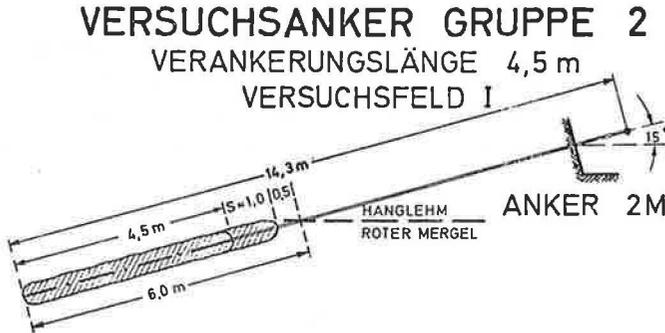


Bild 11 Versuchsanker von HENKE (1979)

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

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

halbfester 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 Ankeren 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.

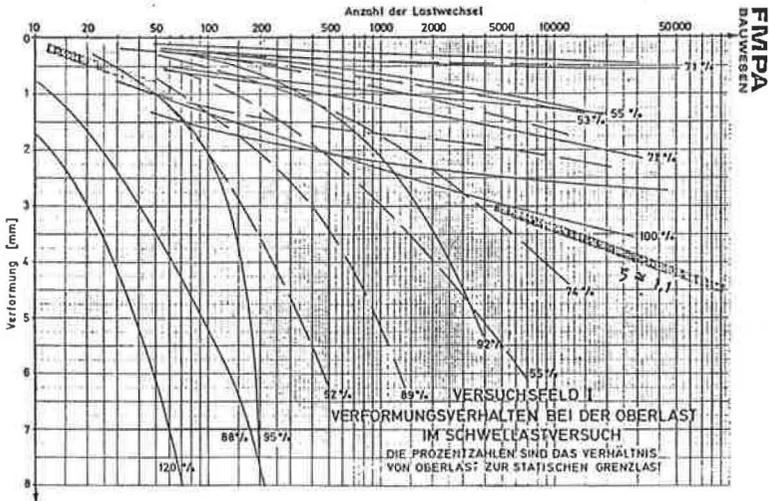


Bild 12 Beispiel für Verschiebungskurven nach HENKE (1979)

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 )

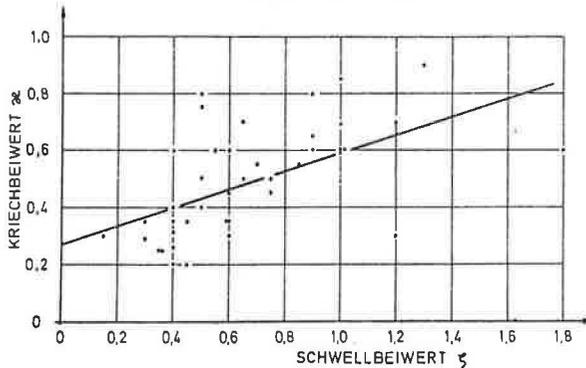


Bild 13 Korrelation Schwellbeiwert-Kriechbeiwert nach HENKE (1979)

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  $\zeta$ -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 (1981): 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
- FELLENIIUS (1975): Test loading of piles and new proof testing procedures. Proc. ASCE, vol. 101, No. GT 9, pp. 655-668

- 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/MÖLLER-WELT/MEININGER (1979 a): Dauertragverhalten von vorge-spannten Injektionsankern unter schwellender Beanspruchung. Schlußbericht, Forschungsvorhaben IV/1-5-63/74. Institut für Bautechnik, Berlin. (Modellversuche)
- HENKE/MÖLLER-WELT (1979 b): Schwellverhalten 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. Veröffentl. 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 argile plastique. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No. 362, Juin 1978, Serie: Soles et Fondations, No. 157, pp. 75-91
- OSTERMAYER (1982): Grundbautaschenbuch, 3. Aufl., Teil 2, Abschn. 2.7 - Verpreßanker, 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 WEELE (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 Prüfamnt  
für  
Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik  
der Technischen Universität München

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

---

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

