BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART

1981

MITTEILUNG 17

HANS-DIETER GRUHLE

DAS VERHALTEN DES BAUGRUNDES UNTER EINWIRKUNG VERTIKAL GEZOGENER ANKERPLATTEN ALS RÄUMLICHES PROBLEM DES ERDWIDERSTANDES

Institut für Grundbau
und Bodenmechanik
Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk
D-7000 Stuttgart 80
Pfaffenwaldring 35

BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART

1981

MITTEILUNG 17

HANS-DIETER GRUHLE

DAS VERHALTEN DES BAUGRUNDES UNTER EINWIRKUNG VERTIKAL GEZOGENER ANKERPLATTEN ALS RÄUMLICHES PROBLEM DES ERDWIDERSTANDES

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung
"INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIKK"
eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-17-0

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1981 im Eigenverlag des Baugrundinstituts

Vorwort des Herausgebers

Mit dieser Veröffentlichung legt Herr Gruhle das Ergebnis langjähriger Untersuchungen vor, die vor meiner Tätigkeit an der Universität Stuttgart von meinem Amtsvorgänger, Herrn Prof. Dr.-Ing. Röhnisch betreut wurden, der auch Hauptberichter bei dem jetzt abgeschlossenen Promotionsverfahren war. Ich selbst war als Mitberichter in der Schlußphase beteiligt, wo es insbesondere um die Deutung der sehr umfassenden Versuchsreihen ging. Sie sind deswegen so außerordentlich interessant, weil sie beweisen, daß bodenmechanische Modellversuche einen sehr viel größeren Informationswert bekommen, wenn man sie mit einer statisch zulässigen Spannungsfunktion auswertet. Diese teils experimentelle, teils theoretische hybride wissenschaftliche Methode kann zwar, da sie die Spannungsermittlung ohne Hinzunahme eines Stoffgesetzes ausführt, keine Verformungen ableiten, liefert aber eine widerspruchsfreie Beschreibung der Erddruckänderungen vor dem Bruchzustand.

Damit scheint mir eine ganz wesentliche Erweiterung des bodenmechanischen Instrumentariums erreicht zu sein. Ich habe die Arbeit deswegen sehr gern in die Reihe unserer Institutsmitteilungen aufgenommen in der Hoffnung, daß ihre inhaltlichen wie methodischen Innovationen einen möglichst großen Leserkreis bei der eigenen Arbeit unterstützen.

Smoltczyk

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand auf Anregung von Herrn Professor Dr.-Ing. Röhnisch. Ihm spreche ich meinen aufrichtigen Dank für die Förderung aus, die er mir zuteil werden ließ, und für die Übernahme des Hauptreferates. Großen Dank schulde ich auch Herrn Professor Dr.-Ing. Smoltczyk, der mir wertvolle Anregungen für die Bearbeitung des Stoffes gab und das Korreferat übernahm.

Sehr herzlich danke ich meinem Kollegen, Herrn Professor Dr.-Ing. Schiffner, für seine Beiträge bei der numerischen Auswertung der Versuchsergebnisse. Seine Hinweise und kritischen Betrachtungen haben wesentlich zum Gelingen der Arbeit beigetragen.

Die Versuche wurden im Laboratorium für Bodenmechanik, Erd- und Grundbau an der Universität Gesamthochschule Siegen von Mitarbeitern und Studenten durchgeführt. Auch ihnen möchte ich an dieser Stelle Dank sagen.

Siegen, Juli 1981

Kurzfassung

Zur Übertragung von Zugkräften in den Boden werden trotz Entwicklung neuer Baumethoden immer noch Ankerplatten angewandt. Die Mobilisierung des Erdwiderstands durch eine vertikal gezogene, waagerecht im Boden liegende Platte wurde im Modell untersucht in Abhängigkeit von Einbautiefe, Lagerungsdichte des Sandes und Plattenform. Die Plattenform hat keinen Einfluß. Die über der Platte entstehenden Druckspannungen werden durch die Scherfestigkeit des Sandes nach außen abgetragen, wo ein Entlastungsbereich entsteht. Der axialsymmetrische Spannungszustand im Boden wird an ausgewählten Punkten in lotrechter und radialer Richtung gemessen. Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingung werden aus einer zu den Meßwerten passenden Verteilung der senkrechten Normalspannungen die Schubspannungen abgeleitet. Durch Integration der Schubspannungsverteilung in einer den Druckbereich einhüllenden Fläche wird die Abtragung der in den Boden eingeleiteten Ankerkraft quantitativ nachgewiesen.

Die Hebung der Platte unter Belastung bis zum Auftreten von plastischen Verformungen wird abhängig von der Einbautiefe, Plattengröße und Lagerungsdichte angegeben. Aus der Sicherheit gegen den Bruch des Systems und der Begrenzung der Plattenhebung wird die zulässige Belastung abgeleitet.

Weiter wird nachgewiesen, daß die Steifigkeit der Ankerplatte weder die Größe des Erdwiderstandes noch das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens beeinflußt.

Schließlich wird gezeigt, daß sich benachbarte Platten dann gegenseitig beeinflussen, wenn ihr gegenseitiger Abstand kleiner ist als der Durchmesser der sogenannten Entlastungszone. Im dicht gelagerten Boden verringert sich die Bruch-Zugkraft dabei auf etwa die Hälfte.

Die Versuchsergebnisse werden denen anderer Autoren gegenübergestellt.

Summary

Although various methods have been developed in current construction practice to provide pull-out resistances, anchor plates are still employed. The mobilisation of passive earth pressure by pulling vertically a horizontal plate was tested in model size with variation of embedment depth, soil density and shape and size of the plates. Shape was found to have no influence on the pulling force. The compression stresses on top of the plate are assisted by circumferential shear yielding a zone of normal stress reduction in the adjacent soil. The axisymmetric state of stress within the soil was measured both vertically and radially at selected positions. By use of the condition of equilibrium the shear stress distribution is analysed starting from a normal stress field which fits best to the test results. By summing up the shear stresses around the zone of increased compression the transference of reaction forces into the adjacent soil can be evaluated.

The upheaval of the plate when it is pulled is related to embedment depth, plate size and soil density up to the beginning of plastic displacements. The working load of an anchor plate is evaluated in terms of both bearing capacity and admissible heave.

Further, it was found the rigidity of the plate was of no significance to the pulling force and the stress-displacement behaviour of the soil.

Finally, the group effect of anchor plates was investigated and found to become significant when the centres of the plates were spaced less than the diameter of the stress reduction zone. For dense sand, the pull force was found to be reduced to about half of the value if compared with an individual anchor.

These test findings are checked with those found by earlier authors.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Bezeichnungen	9
1. Veranlassung	11
2. Die vertikal beanspruchte Ankerplatte und erdstatisch ähnlich wirkende Verankerungselemente	12
3. Problemstellung für eigene Versuche	14
4. Modellversuche	
4.1 Versuchseinrichtung	16
4.1.1 Versuchsbehälter	16
4.1.2 Belastungseinrichtung	18
4.1.3 Meßeinrichtungen	2o
4.1.3.1 Sandeinbau	2o
4.1.3.2 Ankerzugkraft	21
4.1.3.3 Bewegung des Verankerungsbodens	22
4.1.3.4 Ankerbewegung	24
4.1.3.5 Bodenspannungen	25
4.1.3.6 Einfluß der Meßgeber auf die Ergebnisse	27
4.1.4 Versuchssand	28
4.1.4.1 Kornverteilung und Kornform	28
4.1.4.2 Lagerungsdichte und Wichte	29
4.1.4.3 Scherfestigkeit	29
4.2 Einbau der Ankerplatte und des Sandes	31
4.3 Versuchsablauf	34
5. Auswertung der Versuche und Folgerungen	
5.1 Bruch-Zugkraft Z_B	35
5.2 Spannungsanalyse	4o
5.2.1 Vertikale Normalspannungen σ_{zz}	44
5.2.2 Scherspannung τ_{rz}, Scherkraft T_{rz}	55
5.2.3 Horizontalspannungen σ_{rr} und $\sigma_{\phi\phi}$	61
5.3 Spannungsbereiche	66
5.4 Hebung der Ankerplatte	74
5.5 Bodenverformungen	84
5.6 Einfluß der Plattensteifigkeit	95
5.7 Einfluß der Zeit	99
5.8 Wirkung von benachbarten Ankerplatten	1o2

	Seite
6. Vergleich der Versuchswerte mit den Meßergebnissen und Berechnungsverfahren anderer Autoren	1o9
6.1 Bruch-Zugkraft	11o
6.2 Plattenhebung und Bodenverformung	114
6.3 Wirkung von benachbarten Ankerplatten	116
6.4 Bruchmechanismus	117
7. Zusammenfassung	118

Anlagen zu den Abschnitten

4.1.1 bis 4.1.17	Versuchseinrichtung	126
5.1.1 bis 5.1. 6	Bruch-Zugkraft	143
5.2.1 bis 5.2.19	Spannungsanalyse	149
5.3.1 bis 5.3.15	Spannungsbereiche	168
5.4.1 bis 5.4.13	Hebung der Ankerplatte	183
5.6.1	Einfluß der Plattensteifigkeit	196
	Vergleich mit anderen Autoren:	
6.1.1 bis 6.1.1o	Bruch-Zugkraft	197
6.2.1 bis 6.2. 4	Plattenhebung	2o7
6.3.1 bis 6.3. 3	Wirkung benachbarter Ankerplatten	211

Schrifttum 214

Lebenslauf 217

Die wichtigsten Bezeichnungen

	Dimension	Definition
b	m	Seitenlänge quadratischer Ankerplatten
d	m	Durchmesser runder Ankerplatten
d'	m	Ersatzdurchmesser quadratischer Ankerplatten
t	m	Einbettungstiefe der Ankerplatte
$\lambda = t/d$	1	Einbettungsverhältnis
$\lambda' = t/d'$	1	
x, r	m	Koordinate in horizontaler Richtung
z	m	Koordinate in vertikaler Richtung
$r' = r - d/2$ bzw.	m	Koordinate auf Plattenrand bzw.
$r' = r - d'/2$	m	fiktiven Plattenrand bezogen
$\xi = r/t$	1	Koordinaten in dimensionsloser Form
$\xi' = r'/t$	1	
$\zeta = z/t$	1	
Z	kN	Zugkraft am Anker
Z_B	kN	Bruch - Zugkraft
Z_R	kN	Restzugkraft
Z_P	kN	Zugkraft am Ende des quasi-elastischen Bereiches
$N = Z/A_{Pl} \cdot \gamma \cdot d$	1	Zugkraft in dimensionsloser Schreibweise
$\sigma_{rr}, \sigma_{zz}, \sigma_{\phi\phi}, \tau_{rz}$	kN/m^2	Normal- und Scherspannungskomponenten
$\sigma_o = Z/A_{Pl}$	kN/m^2	fiktive Plattenpressung
δ	o	Richtungswinkel der Druckzone am Plattenrand
s	m	Bodenbewegung infolge Zugkraft am Anker
h	m	Hebung der Ankerplatte unter Belastung
r_B	m	Radius der Bruchrisse an der Erdoberfläche
l	m	Ankerabstand
a, α, m, n, u, v, w	1	Parameter

bodenmechanische Kennwerte gemäß DIN 1o8o

$\gamma_{d(o)}$, $\gamma_{d(d)}$	kN/m^3	Wichte des trockenen Sandes in lockerer und dichter Lagerung

1. Veranlassung für diese Arbeit waren die Ergebnisse von Großversuchen, die vom Verfasser mit großzügiger Förderung durch den damaligen Leiter der Neubauabteilung in der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster, Herrn Oberreg.-Baurat Dr.-Ing. Röhnisch, im Jahre 1958 an der Umschlagstelle Fresenburg im Rahmen einer Forschungsarbeit mit horizontal gezogenen Ankerplatten durchgeführt worden sind.* Diese ließen in Beziehung auf das Baugrundverhalten und vor allem hinsichtlich der auftretenden Bewegungen von den derzeit anerkannten und angewandten Theorien abweichende oder sogar konträre Tendenzen erkennen: Die Platten sanken während des Anziehens der Anker gegen die Vertikalkomponente des Erdwiderstandes gerichtet ab und sie führten entgegen der Verteilung des Erdwiderstandes eine Drehung dergestalt aus, daß die Horizontalbewegung der Plattenunterkante größer als die der Oberkante war. Der Verankerungsboden wölbte sich bei allen Platten auf, ohne daß selbst die Andeutung einer Bruchmuschel auch bei größeren Ankerwegen zu beobachten war.

Der Verfasser hat auf Anregung von Herrn Professor Dr.-Ing. Röhnisch im Modell zunächst flachgegründete Ankerplatten unter vertikaler Zugbeanspruchung untersucht, deren Auswertung durch die Symmetrie des Systems vereinfacht wird, und Vorgänge im "Halbraum" studiert, um später auch die eingangs geschilderten Probleme bei horizontal beanspruchten Verankerungen lösen zu können.

* Unveröffentlichter "Bericht über die an der Umschlagstelle Fresenburg durchgeführten Ankerplattenversuche", im Auftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft, A.Z. Pe 29/2.

2. Die vertikal beanspruchte Ankerplatte und erdstatisch ähnlich wirkende Verankerungselemente

Zahlreiche Gründungen machen die Einleitung von Zugkräften und ihre Aufnahme im Baugrund erforderlich. Das trifft zu für Bauhilfsmaßnahmen - Verankerung von Kabelkränen, Derricks, Lehrgerüsten usw. - und für Dauerbauwerke. Hierbei ergeben sich Zugkräfte entweder unmittelbar aus der Konstruktion des Bauwerkes - beispielsweise bei Hängebrücken, Hängedächern, Zeltkonstruktionen, auch Traglufthallen - oder sie entstehen infolge Zerlegung der in der Gründungssohle auftretenden Momente in Zug- und Druckkräfte: Gründung von Hochspannungsmasten, von Sende- und Fernsehtürmen. Erdanker werden auch häufig für die Sicherung von Grundbauwerken gegen Auftrieb benützt (Sohlen von Trockendocks, Schleusensohlen, Behälter, Tunnelquerschnitte).

Eine Verankerung, bei der die Zugkraft nur durch das Eigengewicht des Ankerkörpers aufgenommen werden muß, ist sehr aufwendig und wegen des Platzbedarfes und der beim Einbau entstehenden Schwierigkeiten (Wasserhaltung, Baugrubenausbildung) in vielen Fällen unmöglich. Fast immer wird deshalb das Gewicht des überlagernden Bodens und dessen Scherfestigkeit für die Aufnahme der Zugkraft in Anspruch genommen.

Als Verankerungselemente werden Stufen- oder Einsatzfundamente, Ankerplatten, Schraubanker, Pfähle mit Fußausbildung und Sonderkonstruktionen (z.B. Ankerelement nach Patent Keller) benützt. Sie übertragen - mehr oder weniger ausgeprägt - die eingeleitete Zugkraft als Flächenpressung in den darüber liegenden Baugrund.

Abweichend von der Krafteinleitung bei diesen meist flachgegründeten plattenartigen Systemen ist die der Verpreßanker und der Ankerpfähle ohne Fußausbildung. Sie übertragen die wirksame Zugkraft über Mantelreibung am Pfahlumfang in den Boden, der somit seine volle Belastung am oberen Ende der Krafteintragungslänge erhält.

Auch tiefreichende Verankerungselemente, bei denen andere Randbedingungen vorhanden sind als in der Nähe der Oberfläche, sollen hier nicht behandelt werden. Bei diesen in großer Tiefe verankerten Elementen stellt sich das Problem als belastete Fläche im Vollraum dar.

Die Bedeutung der Erdanker steigt in dem Maß, wie es gelingt, das Tragverhalten des Bodens unter Einhaltung der im Bauwesen zu fordernden Sicherheit auszunützen. Während jedoch die Tragfähigkeit des Baugrundes bei Druckbeanspruchungen heute verhältnismäßig gut zu erfassen ist, widersprechen sich die mit dem Widerstand des Bodens gegen Zug befassenden Theorien teilweise und die sich daraus ergebenden Werte sind dementsprechend unsicher.

Die in der Literatur vorliegenden Theorien über den Widerstand des Bodens gegen Zugkräfte (Müller-Haefeli 1953, Mors 1959, Nendza 1966, Meyerhof-Adams 1968, Kwasniewski-Sulikowska-Walter 1975 u.a.) beruhen durchweg auf dem Gleichgewichtszustand von Bruchkörpern (s. Abschn. 6), die sich - wie die neuen Forschungen und auch die eigenen Versuchsergebnisse zeigen - erst nach sehr großen Bewegungen ausbilden. Abb. 2.1 zeigt an einem einfachen Beispiel die schwerwiegenden Folgen von ungleichmäßigen Verformungen der Anker für das Bauwerk. Größere Schäden traten bisher bei Verankerungen offenbar deshalb nicht auf, weil die Anker vorgespannt oder die Bewegung der Anker bei der in Rechnung gestellten Sicherheit sehr klein waren.

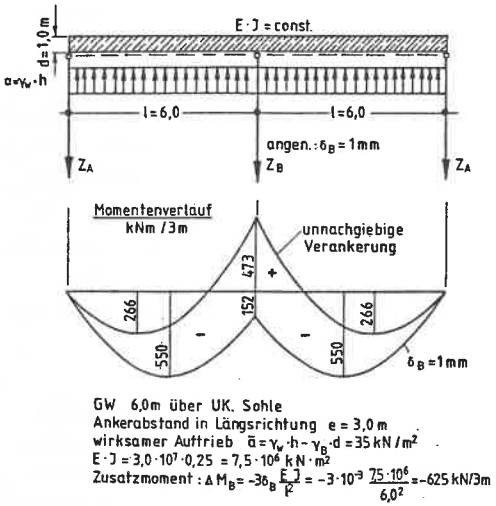


Abb. 2.1 Einfluß der Ankerbewegung auf den Momentenverlauf für eine Schleusensohle (Prinzipskizze)

Das bedeutet aber, daß man die Tragfähigkeit des Bodens nicht ausnützen kann, und deshalb verlieren die Bruchverfahren

langsam ihre ausschlaggebende Bedeutung. Die Zugkraft müßte also nach der Bruchkraft und nach der zulässigen Hebung bestimmt werden. Da aber die Bewegung einer belasteten Fläche nicht nur von der Verformbarkeit, sondern auch von der Belastung des Bodens abhängt, muß der Erforschung des Spannungszustandes größere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Nur so kann die Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk einigermaßen zutreffend erfaßt werden.

Bei diesen Betrachtungen kann davon ausgegangen werden, daß die Eigenschaften des über der Ankerplatte liegenden Bodens sowohl hinsichtlich des Bruchverhaltens als auch in Beziehung auf die Verformbarkeit bodenmechanisch ausreichend genau zu bestimmen sind, weil der Einbau meist in offener Baugrube erfolgt und kontrollierbar ist. Geologische Vorgänge spielen hier keine Rolle.

3. Problemstellung für eigene Versuche:

Den derzeit bekannten, aus empirischen Erkenntnissen abgeleiteten Bemessungsansätzen liegen, wie bereits festgestellt, durchweg vereinfachte Bruchmechanismen zugrunde. Die Bruchkörper, die als kompakte Masse ohne eigene Verformung in die Rechnung eingeführt sind, liegen auf der Ankerplatte und werden unter der Wirkung der Zugkraft aus dem Boden gelöst und in Richtung zur freien Oberfläche bewegt. Die Körper werden durch Bruchflächen begrenzt. Ihre Form reicht vom Zylinder und Kegelstumpf bis zu Bruchfiguren, deren Gleitflächen durch Kreisbogen, logarithmische Spiralen oder gebrochene Linienzüge gegeben sind. Als Zugkraft wird das Gewicht des so gegebenen Erdkörpers, zum Teil unter Berücksichtigung des Scherwiderstandes zwischen Bruchkörper und umgebenden Erdreich errechnet.

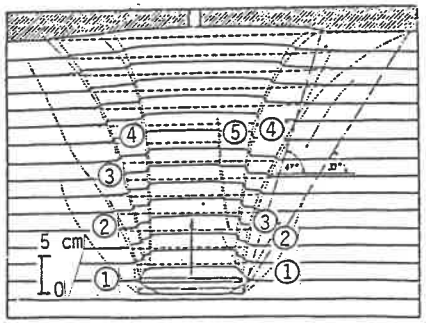


Abb. 3.1 Gleitflächenbildung im Verankerungsboden nach Kwasniewski, Sulikowska, Walter (1975)

Es liegt die Vermutung nahe, daß die erwähnten unterschiedlichen Formen der Bruchkörper jeweils einer Phase des Bruchvorganges zuzuordnen sind, wie das Abb. 3.1 deutlich zeigt:

Die sich aus Verschiebungssprüngen ergebenden Brucherscheinungen eines und desselben Versuches wechseln ihre Form beim Anheben der Ankerplatte grundlegend. Sie treten zunächst unmittelbar über der Ankerplatte in konvexer Form (1), später nahezu gradlinig verlaufend (2) auf. Bei grösseren Ankerhebungen bilden sich konkave Bruchflächen (3)(4), die - wie auch die eigenen Versuche gezeigt haben - im allgemeinen erst nach Überschreiten der Bruch-Zuglast und weiterer erheblicher Ankerbewegung die Oberfläche erreichen und einen vollständigen Bruchkörper begrenzen.

Aufgabe dieser Arbeit soll es daher sein, den Spannungszustand im Verankerungsboden bei Belastung durch flach gegründete Ankerplatten zu bestimmen und mit seiner Hilfe Aussagen über die Abtragung der eingeleiteten Ankerzugkraft sowohl im Gebrauchs- als auch im Bruchzustand zu machen. Die Nachteile, die sich bei dem allgemein üblichen Einmessen von Verschiebungssprüngen im eingefärbten, meist erdfeuchtem Sand nach Auftreten des Bruches einstellen, werden dabei vermieden.

Bei den auf Druck beanspruchten Flächengründungen gehört es zur Selbstverständlichkeit, neben dem Bruchverhalten die Setzungen nachzuweisen und zu begrenzen. Das sollte auch das Ziel der Standsicherheitsuntersuchung für die auf Zug beanspruchten Verankerungselemente sein. Eine Voraussage der Plattenbewegung würde es gestatten, die zulässige Tragfähigkeit eines Verankerungselementes unter Berücksichtigung der Auswirkung auf das Bauwerk festzulegen. Da eine Ermittlung der Bodenverformung nur mit Hilfe von Stoffgesetzen für Umkehrspannungspfade, also in einer zur Zeit wissenschaftlich noch umstrittenen und für den räumlichen Fall auch bisher noch nicht möglichen Weise, zu leisten wäre, soll die Hebung der Ankerplatte empirisch erfaßt werden.

4. Modellversuche

4.1 Versuchseinrichtung

4.1.1 Der Versuchsbehälter

Die Versuche mit Einzelplatten wurden in einem Erddruckkasten mit der Grundfläche 1,75 x 1,8o m durchgeführt (Abb. 4.1.1 und 4.1.2).

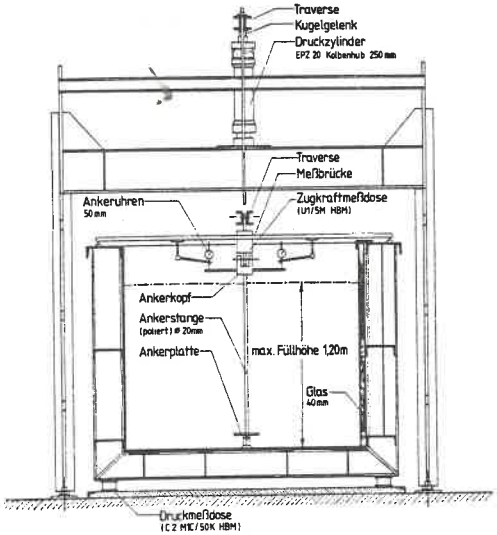


Abb. 4.1.1 Erddruckkasten mit Belastungseinrichtung

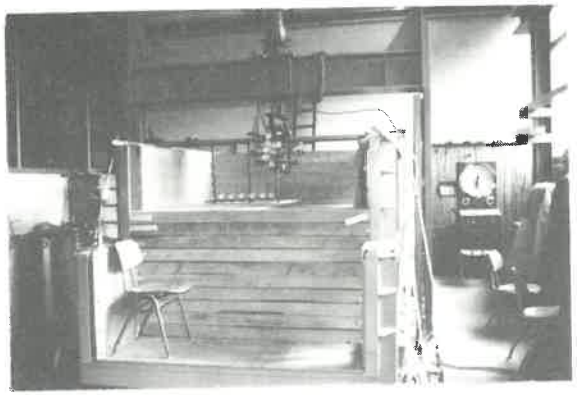


Abb. 4.1.2 Versuchsanordnung für Einzelplatten

Für Gruppenversuche konnte der Kasten auf 2,5 m verlängert werden (Abb. 4.1.3). Die Belastungs- und Meßeinrichtung ließ eine maximale Füllhöhe des Kastens von 1,2o m zu.

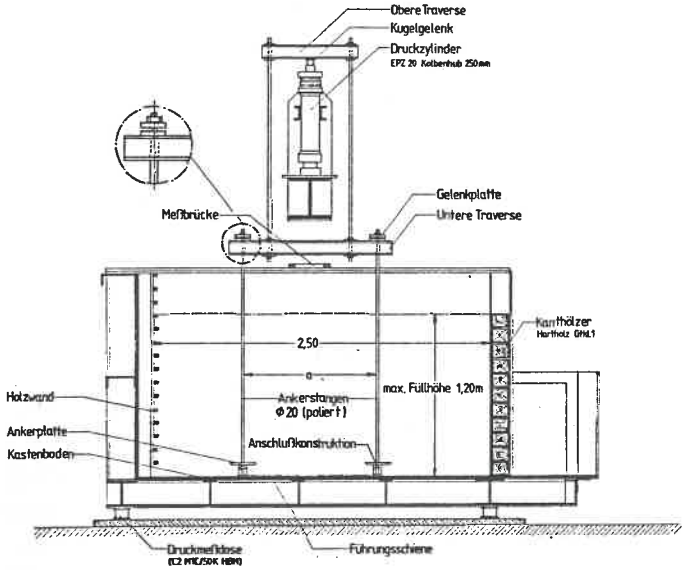


Abb. 4.1.3 Versuchsaufbau bei Gruppenversuchen

Dieser Behälter ermöglichte dreidimensionale Versuche im verhältnismäßig großen Modellmaßstab 1:5, die die im Bauwesen gebräuchlichen Plattengrößen 5o/5o cm bis 2,o/2,o m mit einer Einbettung im Boden bis etwa 5 m erfaßten. Der hohe Aufwand, den die gewählte Größe bei der Versuchsdurchführung verursachte, wurde wegen der angestrebten Modellähnlichkeit und deshalb in Kauf genommen, weil hierbei die unvermeidbaren Versuchsfehler nur begrenzte Auswirkung auf die Endergebnisse haben und die Messungen damit eine relativ hohe Genauigkeit besitzen. Das gilt besonders im Hinblick auf die im Boden eingebauten Meßeinrichtungen. Randeinflüsse durch die Behälterwände werden praktisch ausgeschaltet. Eine Verspannung des Versuchsbodens im Behälter, die die Versuche unter Umständen wesentlich beeinflussen kann, trat - wie meßtechnisch nachgewiesen wurde ($\sigma_x = 0$ an der Behälterwand bei den Versuchen 5, 12.2, 14 und 68) - nicht auf.

Der Kasten besteht aus einer Stahlkonstruktion (Profilträger und Stahlbleche) mit einer Seitenwand aus 4o mm dicken Glas. Den vorderen Abschluß bilden Kanthölzer aus Hartholz Gtkl. 1 von 1o cm Höhe, die in seitliche U-Profile eingesetzt und verkeilt werden. Die Rückwand des Kastens ist mit horizontalen Leisten im Abstand von 1o cm versehen, die ein Abgleichen des eingebauten Bodens erleichtern. Die Bauart des Kastens gewährleistet die Durchführung der Zugversuche, ohne daß Verformungen des Behälters zu befürchten sind.

Der Erddruckkasten ist auf 3 Druckmeßdosen gelagert, die eine genaue Kontrolle des Bodeneinbaus gestatten.

4.1.2 Die Belastungseinrichtung

Die Belastungseinrichtung ist getrennt vom Erddruckkasten angeordnet, so daß eine Beeinflussung des Versuchsbodens durch die Presse ausgeschlossen ist (s. Abb. 4.1.1 und 4.1.2). Die Zugkraft wird hydraulisch durch einen Prüfzylinder EPZ 2o Losenhausen mit 25o mm Kolbenhub aufgebracht, der sich auf eine den Kasten überspannende Traverse abstützt. Die Pressenkraft wird an einem Präzisions-Manometer gesteuert. Zwei Ankerstangen übertragen die Kraft über Traversen auf eine gelenkig aufgehängte Zugkraft-Meßdose U 1 / 5 M HBM, an der wiederum der Ankerkopf gelenkig befestigt ist. In den Ankerkopf ist die - um die Reibung im Boden gering zu halten - polierte Ankerstange Ø 2o mm eingeschraubt. Bei den Gruppenversuchen mußte wegen der beschränkten Raumhöhe auf die zur Kontrolle zwischengeschaltete Zugkraft-Meßdose verzichtet werden (s. Abb. 4.1.3).

Die 1o mm dicke, blankgezogene Ankerplatte lagert auf einem schneidenförmigen Ring (Abb. 4.1.4 und 4.1.5). Ihre Kanten sind unter 45° abgeschrägt, so daß keine Seitenreibung auftreten kann.

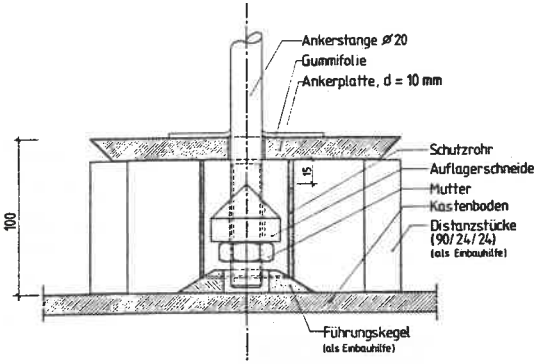


Abb. 4.1.4 Anschluß des Ankers an die Platte und Montagevorrichtung

Abb. 4.1.5 Auflagerschneide für die Ankerplatte

Der gelenkige Anschluß der Ankerplatte an die Zugvorrichtung verhindert das Auftreten von Zwängungsspannungen, die im Boden unkontrollierbare Bewegungen und Spannungen verursachen, mindestens aber die bei den Versuchen vorausgesetzte Symmetrie zunichte machen würden.

Prüfzylinder und Steuerpult sind amtlich geeicht. Die Fehlergrenze der Belastungseinrichtung wird mit ± 0,2 % angegeben, das sind ± 8o N bei Höchstlast im gefahrenen Meßbereich von 4o kN.

4.1.3 Die Meßeinrichtungen

4.1.3.1. Der Sandeinbau

Der in Schichten von 1o cm Dicke eingebaute Versuchssand wurde mit 3 unter dem Erddruckkasten angeordneten Druck-Meßdosen C 2 M 1 C / 5o k (Nennlast 226,8 kN) gewogen (Abb. 4.1.6 u. 4.1.7). Dadurch war eine laufende Kontrolle der Lagerungsdichte möglich. Im benützten Meßbereich des Gerätes von 2 kN für jeweils eine Schicht sind Ablesungen mit einer Genauigkeit von ± 5o N/Meßdose möglich.

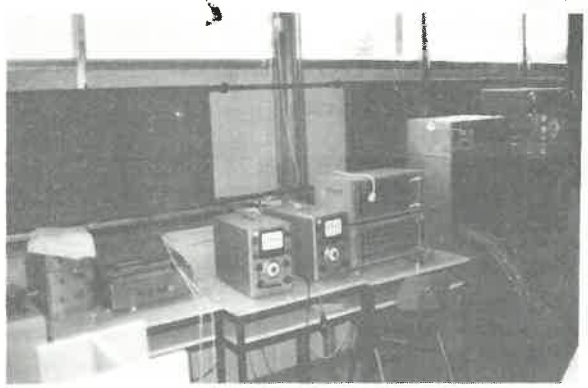


Abb. 4.1.6 Meßplatz HBM und Glötzl

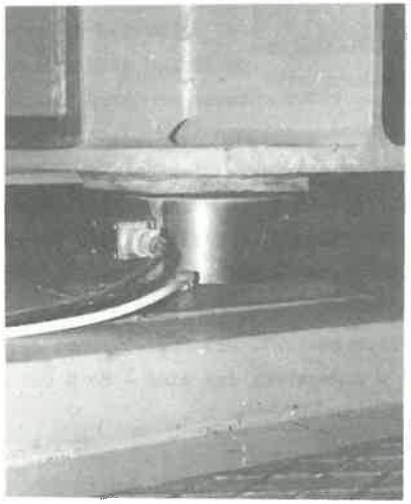


Abb. 4.1.7 Druck-Meßdose unter dem Erddruckkasten

Die Meßdosen wurden einzeln unter einer amtlichen Prüfpresse geeicht. Unter Vernachlässigung eines Ausreißers bei Dose 1 unter Höchstlast wurde ein maximaler Fehler von max F = ± 0,25 % und ein mittlerer Fehler F_m = 0,06 ± o,1o %, bezogen auf die Höchstlast festgestellt. Eine Belastung der Meßdosen im eingebauten Zustand mit Hilfe von Gewichten bis 2,7 kN erbrachte einen mittleren Fehler F_m = 0,81 ± o,94 % für alle 3 Meßdosen, was einem mittleren Fehler von rd. o,13 kN/m^3 bei der Ermittlung der Bodenwichte entspricht (Anl. 4.1.1). Schwierigkeiten ergaben sich bei Durchführung der Versuche lediglich infolge starker Sonnenbestrahlung, weil die Meßdosen empfindlich auf Horizontalbelastungen ansprechen. Dieser Fehler konnte jedoch, nachdem er erkannt war, durch Anbringen von Jalousetten beseitigt werden.

Während des Einbaues wurde die Lagerungsdichte des Sandes darüberhinaus durch Probenahme überprüft.

4.1.3.2 Die Ankerzugkraft

Die Ablesung der aufgebrachten Ankerzugkraft erfolgte am Präzisions-Pendelmanometer des Steuerpultes, das die Genauigkeit der Klasse I nach DIN 51 22o besitzt (Abb. 4.1.8). Das Steuerpult ist mit einer Konstanthalte-Einrichtung ausgerüstet, die auch bei Verformungen des Verankerungsbodens eine unveränderliche Ankerzugkraft gewährleistet. Die Vorgabe der Belastungsgeschwindigkeit sorgt für das stoßfreie Aufbringen der Ankerzugkraft. Eine Schreibeinrichtung für Kraft-Zeit-

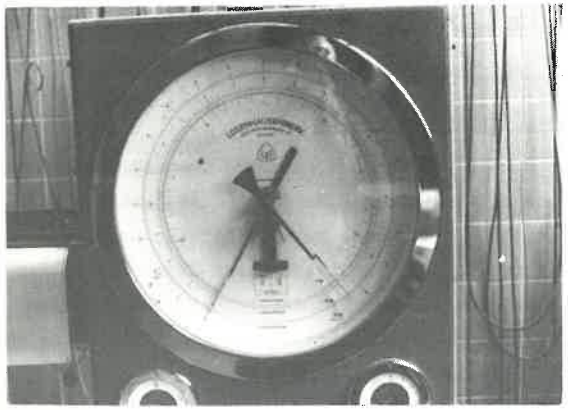


Abb. 4.1.8 Präzisionsmanometer des Steuerpultes

Diagramme mit 2oo mm Bandbreite ermöglicht es, den Verlauf des Versuches und die Größe der Bruch-Zugkraft Z_B zu registrieren. Die erreichte Höchstlast ist außerdem am mitgeführten Schleppzeiger unmittelbar abzulesen.

Die Anzeigeskala des Manometers läßt im Meßbereich 4o kN eine Ablesegenauigkeit von ± 5o N zu.

Zur Kontrolle der Zugkraft ist am Ankerkopf eine Kraft-Meßdose U 1 / 5 M HBM zwischengeschaltet (Abb. 4.1.9). Ihre Überprüfung durch aufgelegte Gewichte ergab keine Abweichungen.

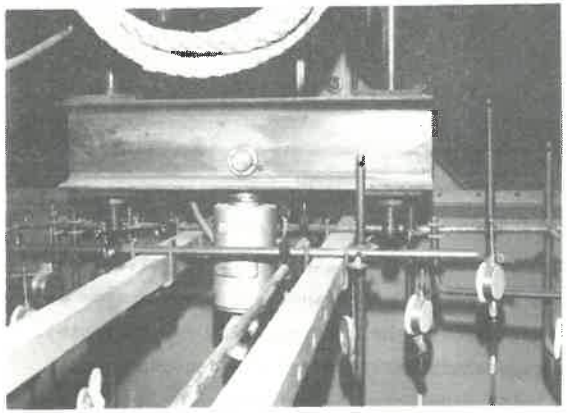


Abb. 4.1.9 Zugkraft-Meßdose am Ankerkopf beim Versuch mit einer Einzelplatte

4.1.3.3 Die Bewegung des Verankerungsbodens

Die Bewegungen im Boden wurden während des gesamten Versuches mit Tiefenpegeln gemessen. Diese bestanden aus 2 mm dicken, geglätteten Drähten, an deren unterem Ende 2 x 2 cm große Metallplättchen angelötet waren (Abb. 4.1.1o). Die zur Messung benützten Uhren standen beim Einbau unter Zugspannung, die etwa dem Gewicht der Pegel entsprach. Die Uhren waren an einer über dem Erddruckkasten angeordneten Meßbrücke aus Stahlprofilen befestigt (Abb. 4.1.11).

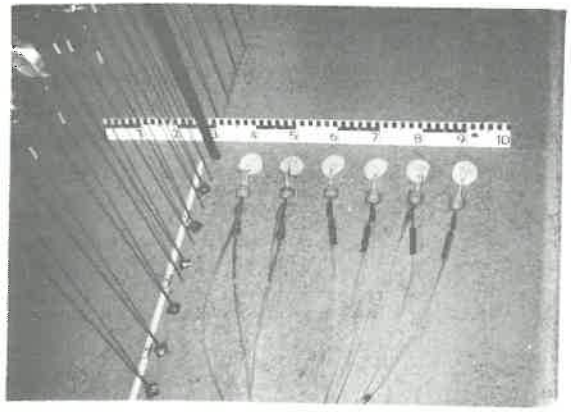


Abb. 4.1.1o Einbau der Tiefenpegel und Erddruckgeber

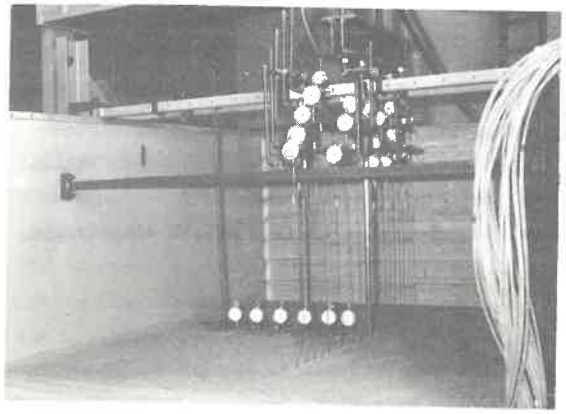


Abb. 4.1.11 Meßuhren der Tiefen- und Oberflächenpegel

Die Tiefenpegel waren je nach Füllhöhe in mehreren Lagen in der Achse des Erddruckkastens vor und hinter dem Anker eingebaut. Das Prinzip der Pegelanordnung ist auf Abb. 4.1.12 dargestellt.

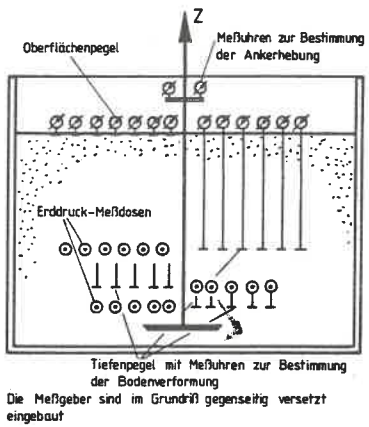


Abb. 4.1.12 Anordnung der Meßgeber, Prinzipskizze

Quer zu den Tiefenpegeln waren Uhren an der Meßbrücke angebracht, mit deren Hilfe die Hebung der Oberfläche gemessen wurde. Die Taststifte der Uhren standen auf Glasplatten 4,5 x 5,5 cm, die die Vertikalbewegungen übertrugen, ohne etwaige Horizontalbewegungen einzuschränken (Abb. 4.1.11).

Die Messungen wurden bis zum Bruch des Sandes durchgeführt. In der anschließenden Versuchsphase ließ die rasche Bewegung der Uhren ein gleichzeitiges Ablesen nicht mehr zu. Bei Versuch 59 (4o/4o, t = 1oo, dichte Lagerung) und 63 (4o/4o, t = 1oo, lockere Lagerung) erfolgte die Beobachtung der Oberfläche über den Bruch hinaus. In diesen Fällen wurde die Ablesung der Uhren fotografisch vorgenommen.
Die Lage der Oberflächenpegel ist ebenfalls in Abb. 4.1.12 eingetragen.

4.1.3.4 Die Ankerbewegung

Die Ankerbewegung wurde mit 2 Meßuhren beiderseits des Ankers gemessen. Sie waren ebenfalls an der Meßbrücke befestigt. Ihre Taststifte saßen auf höhenverstellbaren Auflagern, die eine Null-Einstellung der Uhren ermöglichten (Abb. 4.1.13). Durch Anordnung von 2 Uhren konnte der Einfluß einer etwaigen Verkantung der Ankerstange ausgeschaltet werden.

Die zur Beobachtung der Bodenbewegungen benützten Uhren besaßen einen Meßbereich von 3o mm, die zur Messung der Ankerbewegung einen von 5o mm. Alle Uhren ließen Ablesungen mit einer Genauigkeit von 1/1oo mm zu.

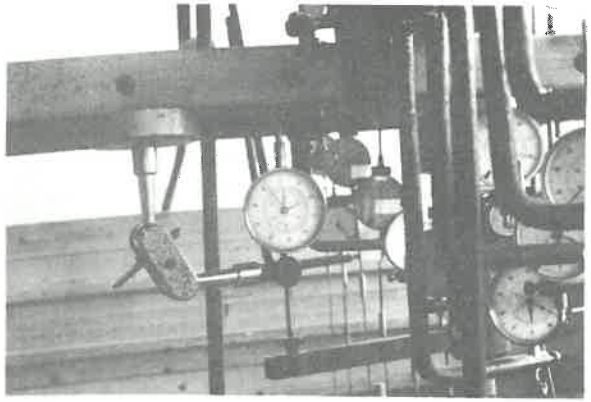


Abb. 4.1.13 Ankermeßuhren

4.1.3.5 Die Bodenspannungen

Zur Messung der im Boden auftretenden Spannungen stand das fernhydrauliche System Glötzl zur Verfügung (Gruhle 1977). Es wurden Erddruckgeber Type E 6 KF 2o A mit einem Durchmesser von 6 cm und einer Dicke von 3,3 mm benützt, die - im Gegensatz zu elektrischen Gebern - nur geringe Störungen des Kraftflusses im Boden verursachen (Abb. 4.1.1o).

Eichversuche in einem Druckbehälter ergaben eine recht gute Nullpunktkonstanz der Geber. Bei einer Belastung bis max σ_o = 5oo kN/m^2 wurden ein mittlerer Fehler F_m = 3,o6 $\pm$ o,43 % und ein maximaler Fehler max F = 4,o % festgestellt (Anl. 4.1.2 bis 4.1.4). Da der Fehler mit der aufgebrachten Belastung steigt, kann im Bereich der Meßwerte mit Abweichungen von F_m = 1...2% gerechnet werden. Das läßt sichere Aussagen zu über Meßwerte von 1o kN/m^2 und Angaben mit ausreichender Wahrscheinlichkeit über Meßwerte von 5 kN/m^2.

Je nach ihrer Lage beim Einbau in den Verankerungsboden dienten sie zur Messung der Vertikalspannungen σ_{zz} oder der Horizontalspannungen σ_{rr}. Durch Nullmessungen zu Beginn des Versuches konnte die im Geber vorhandene Vorspannung und der Einfluß der Druckhöhe eliminiert werden. Die Ablesung der einzelnen Meßstellen erfolgte durch automatisches Abrufen am zentralen Meßschrank, der die

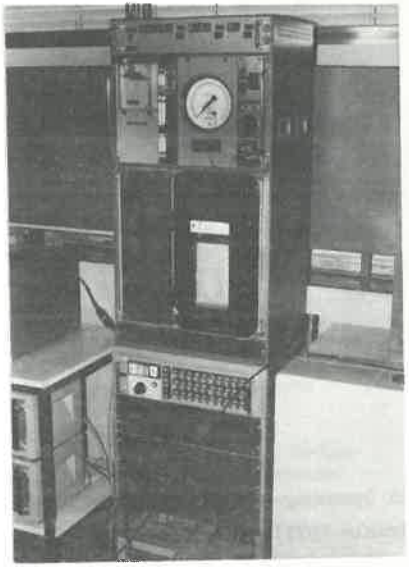


Abb. 4.1.14 Zentralmeßschrank für Erddruckgeber

Meßwerte mittels Bandschreiber auch registrierte (Abb. 4.1.14 u. 4.1.15). Für die Meßautomatik wurde ein Manometer der Genauigkeitsklasse o,6 mit einem Meßbereich bis 1 MN/m^2 benützt. Sein Skalenabstand ließ eine ausreichend genaue Schätzung der Werte bis 1,o kN/m^2 zu. Abb. 4.1.12 zeigt die prinzipielle Anordnung der Meßstellen im Boden.

Die Auswertung von im Erddruck-Kasten gemessenen Spannungen und ihr Vergleich mit der aufgebrachten Druckbelastung zeigen gute Übereinstimmung und bestätigen die Genauigkeit der mit den Gebern gewonnenen Werte auch im eingebauten Zustand (Anl. 4.1.5 bis 4.1.7).

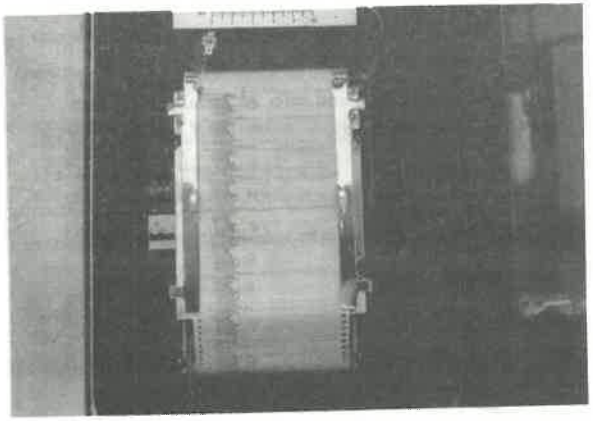


Abb. 4.1.15 Bandschreiber des Zentralmeßschrankes

4.1.3.6 Einfluß der Meßgeber auf die Versuchsergebnisse

Durch Konzentration der im Boden eingebauten Meßelemente war eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse zu befürchten. Ihre Zahl wurde deswegen so weit eingeschränkt, wie es die Auswertung ohne Beeinträchtigung der Aussagekraft zuließ. Aus dem gleichen Grund waren die Tiefenpegel und Erddruckgeber möglichst gleichmäßig in dem durch die Verankerungsplatte beanspruchten Bodenvolumen verteilt.

Um den Einfluß der Tiefenpegel und Erddruckdosen im Boden zu überprüfen, wurden Parallelversuche ohne diese Meßgeber unter sonst gleichen Versuchsbedingungen durchgeführt (Platte 4o/4o, t = 8o cm bei dichter und lockerer Lagerung des Bodens, Versuch 52 und 53). Ein Vergleich der ablesbaren Größen - Last-Hebung (Abb. 4.1.16) und Bruchrisse an der Oberfläche (Abb. 4.1.17) - zeigt eine recht gute Übereinstimmung mit den Versuchen, bei denen die Meßgeber im Boden eingebaut waren (Vers. 55 und 56). Eine Beeinträchtigung der Versuchsergebnisse durch die Meßeinrichtungen im Verankerungsboden kann somit ausgeschlossen werden.

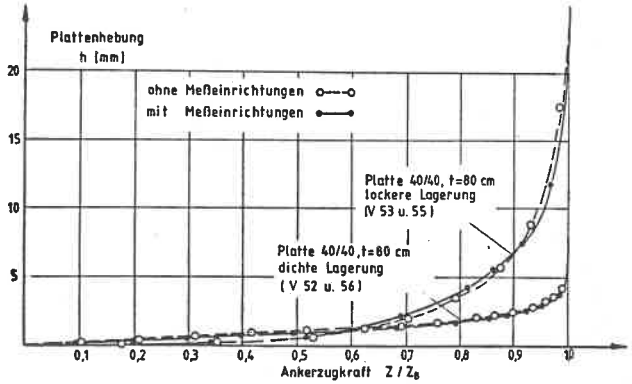


Abb. 4.1.16 Einfluß der Meßeinrichtungen im Verankerungsboden, Vergleich der Last - Hebungs - Linien

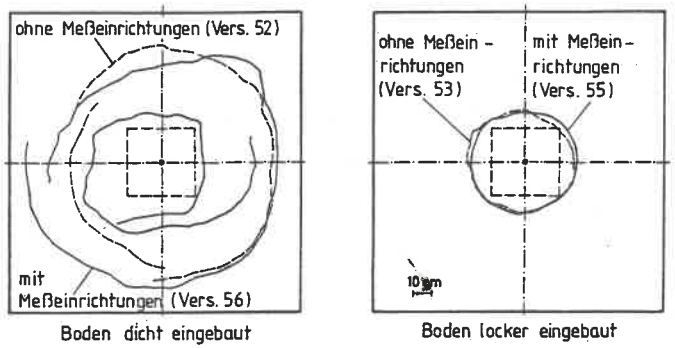


Abb. 4.1.17 Einfluß der Meßeinrichtungen im Verankerungsboden, Vergleich der Bruchrisse an der Oberfläche für Platte 4o/4o, t = 8o cm

4.1.4 Der Versuchssand

4.1.4.1 Kornverteilung und Kornform

Für die Versuche wurde Rheinsand verwendet. Sein gleichförmiger Kornaufbau (U = 2,5 bis 2,8) gewährleistet einen sehr gleichmäßigen Einbau in den Erddruckkasten in definiert extremer Lagerungsdichte. Die Gefahr des Entmischens ist weitgehend ausgeschlossen. Da mit wachsender Ungleichförmigkeit der Kornverteilung der Verformungswiderstand ansteigt (Idel 196o), können die im Versuch ermittelten Zugkräfte als Mindestwert angesehen werden.

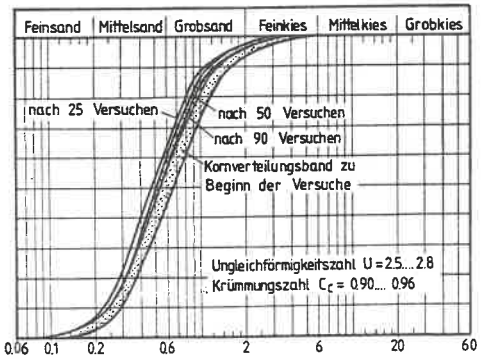


Abb. 4.1.18 Körnungslinie des Versuchssandes

Die in verschiedenen Versuchsstadien ausgeführten Kornanalysen zeigen nur geringe Abweichungen von dem zu Beginn der Versuche ermittelten Kornverteilungsbereich (Abb.4.1.18). Eine Kornverfeinerung infolge des wiederholten Einbaues in den Erddruckkasten ist nicht zu erkennen. Die Einzelkörner

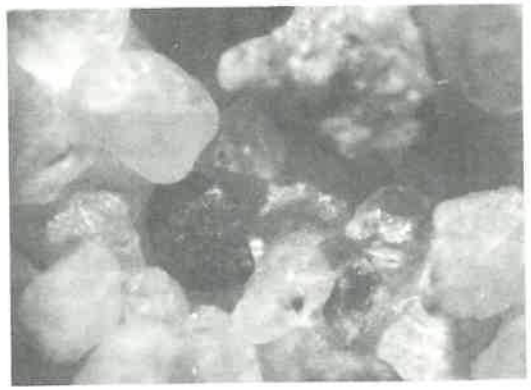
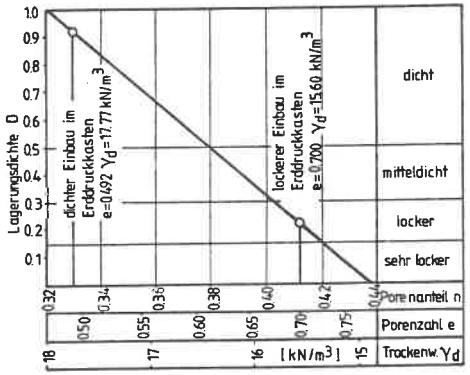


Abb. 4.1.19 Versuchssand (2o-fache Vergrößerung)

besitzen gedrungene Form, überwiegend mit abgerundeten Kanten (Abb. 4.1.19).

4.1.4.2 Lagerungsdichte und Wichte

Die für lockerste und dichteste Lagerung ermittelten Werte des Porenanteiles n, der Porenzahl e, der Trokkenwichte γ_d und ihre Beziehung zueinander sind auf Abb. 4.1.2o angegeben (Anl. 4.1.8 und 4.1.9).



lockerste Lagerung: $n_{max.}$ = 0.438, $e_{max.}$ = 0.779, γ_d = 14.89 kN/m³

dichteste Lagerung: $n_{min.}$ = 0.321, $e_{min.}$ = 0.473, γ_d = 17.99 kN/m³

Abb. 4.1.2o Lagerungsdichte des Versuchssandes

4.1.4.3 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit des Sandes ist im Dreiaxialversuch mit Zylindern ø 3,6 cm und h = 9 cm in verschiedener Lagerungsdichte ermittelt worden (Anl. 4.1.1o bis 4.1.12). Die nach der Methode der kleinsten Qua-

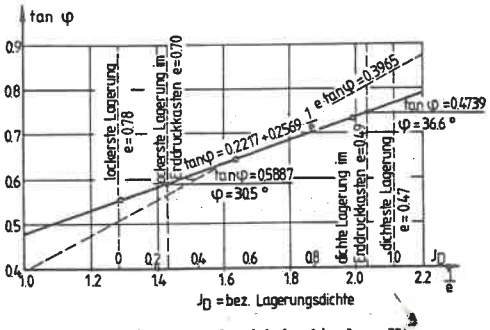


Abb. 4.1.21 Scherfestigkeit des Versuchssandes abhängig von der Lagerungsdichte

drate ausgeglichene Gerade für tan φ in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Bodens ergibt unter Voraussetzung der Linearität die Beziehung

$\tan \varphi = 0{,}2217 + 0{,}2569/e$

(Anl. 4.1.13 bis 4.1.17), die geringfügig von der Geraden $e \cdot \tan \varphi \approx$ const nach Bjerrum et al. (1961) abweicht (Abb. 4.1.21).

Die Last-Setzungs-Linien, im logarithmischen Maßstab dargestellt, besitzen durchweg zu Beginn der Belastung einen linearen Bereich, in dem die Verformungen der Prüfzylinder gering sind und in einem Verhältnis

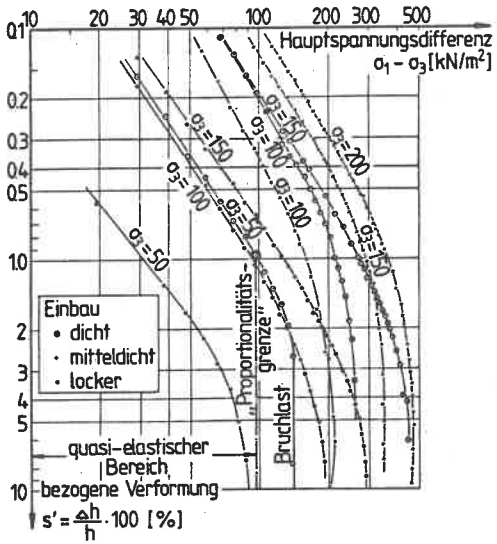


Abb. 4.1.22 Last-Setzungs-Linien der Dreiaxialversuche

zur Hauptspannungsdifferenz $(\sigma_1 - \sigma_3)$ stehen. Diese Geraden werden als Kriterium für die Zusammendrückung der Probekörper im quasi-elastischen Bereich genommen. Sie gehen bei weiterer Laststeigerung in eine Krümmung über, bei der im Versuch erste plastische Verformungen der Prüfzylinder sichtbar waren ("Proportionalitätsgrenze") und laufen beim Bruch in eine Vertikale aus (Abb. 4.1.22).

4.2 Einbau der Ankerplatte und des Sandes

Der Anker wird beim Einbau des Versuchssandes in einem Führungskegel gehalten, der am Boden des Erddruckkastens befestigt ist (Abb. 4.1.4 u. 4.1.5). Dieser Führungskegel ist so ausgeführt, daß sich die Ankerstange lotrecht bewegen läßt. Die Ankerplatte selbst wird zu Versuchsbeginn durch 4 Distanzstücke in ihrer Lage gehalten, die nach Einbau der ersten Schicht und nach Auflagerung der Platte auf dem Versuchssand wieder entfernt werden (Abb. 4.2.1). Die Auflagerschneide befindet sich in diesem Versuchsstadium 10....15 mm unter der Ankerplatte, und der Anker selbst ist zu diesem Zeitpunkt ohne Belastung. Das um die Auflagerschneide angebrachte Schutzrohr und die Gummifolie über der Platte verhindern das Eindringen von Sand.

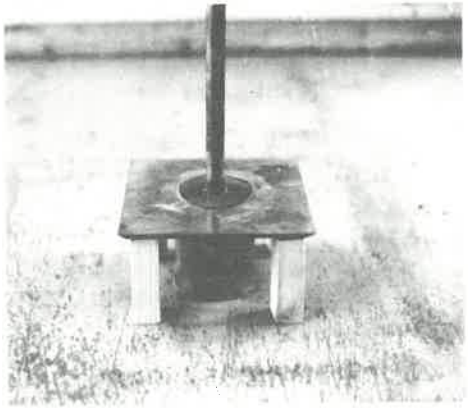


Abb. 4.2.1 Ankerplatte vor dem Einbau des Sandes

Durch diese Form des Einbaues wird keine Anfangslage der Platte erzwungen, und die Platte folgt den Setzungen beim weiteren Einbau des Bodens, ohne dadurch die Ankerstange zu belasten und infolgedessen Spannungen im Verankerungsboden zu verursachen. Außerdem können die sogenannte Stangenreibung und das Eigengewicht der Verankerungskonstruktion festgestellt und für die weiteren Betrachtungen eliminiert werden.

Der Sand lagerte in einem betonierten Vorratsbehälter im Labor. Er war vor den Versuchen getrocknet worden ($w < 0{,}3$ %), um die scheinbare Kohäsion auszuschalten. Diese ist zwar vorteilhaft für die Markierung von Bruchfugen im Boden, verfälscht aber die im Modell gewonnenen Versuchsergebnisse gegenüber den Verhältnissen in der Natur. Setzt man nämlich den Anteil der Zugkraft aus scheinbarer Kohäsion nach Kwasniewski, Sulikowska, Walter (1975) an mit:

$$Z^c = 0{,}5 \cdot c_s \cdot \pi \cdot d^2 \; (\lambda + \lambda^2 \tan \varphi)$$

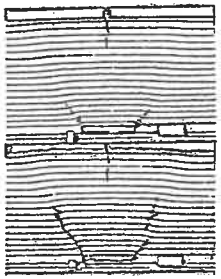


Abb. 4.2.2
Bildung eines Bruchkörpers n.Kwasniewski e.a. (1975)

wobei: $c_s \approx 6$ kN/m² die scheinbare Kohäsion für erdfeuchten Sand nach Kahl et al.(1957)

$\lambda = t/d$ bzw. t/d' das Einbettungsverhältnis ist und

die Kohäsion auf den noch nicht gelösten Teil des Bruchkörpers (etwa 50%) in dem Stadium angesetzt wird, in dem das gesamte Gewicht und die Reibung auf den sich lösenden Körper wirkt (Abb. 4.2.2),

und die Zugkraft aus Reibung und Gewicht gemäß Abb. 4.4.7 mit:

$$Z^{R+G} = N \cdot \pi \cdot d^2/4 \cdot \gamma \cdot d,$$

dann ergibt sich mit den bodenmechanischen Werten des Versuchssandes das Verhältnis der beiden Zugkraftanteile zu:

$$\frac{Z^c}{Z^{R+G}} = \frac{0{,}206}{d} \left(\lambda^{-1{,}29} + 0{,}744\, \lambda^{-0{,}29}\right) \quad \text{für dichte Lagerung}$$

und

$$\frac{Z^c}{Z^{R+G}} = \frac{0{,}437}{d} \left(\lambda^{-0{,}86} + 0{,}589\, \lambda^{0{,}14}\right) \quad \text{für lockere Lagerung}$$

Die Darstellung dieser Gleichungen (Abb. 4.2.2) zeigt den hohen Einfluß der scheinbaren Kohäsion bei kleinen Platten, also im Anwendungs-

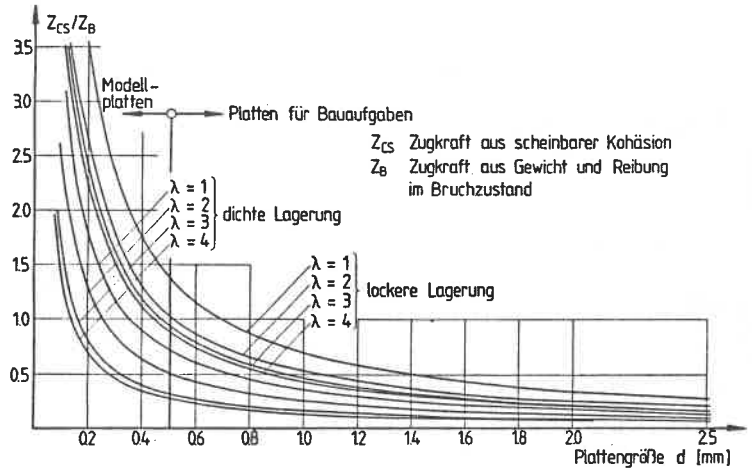


Abb. 4.2.3 Einfluß der scheinbaren Kohäsion c_s auf die Bruch-Zugkraft

bereich der Modellversuche, und die geringe Einwirkung bei vergleichbaren Feldversuchen und bei Platten, wie sie im Bauwesen Verwendung finden.

Der Sand wurde mittels Greifer (0,25 m³) aus dem Vorratssilo entnommen und rieselte beim Einbau in lockerer Lagerung dem Laborversuch (DIN 18 126) entsprechend durch einen angeflanschten Schlauch in den Erddruckkasten (Abb. 4.2.4). Die dichte Lagerung wurde mit Hilfe einer Rüttelplatte 20 x 25 cm Vibromax Losenhausen A 80/200 (50 Hz) erzielt (Abb. 4.2.5). Auf diese Art konnte der Versuchssand in extremen Lagerungsdichten eingebaut werden. Die Auswertung von insgesamt 98 Versuchen ergab die Porenzahl $e = 0{,}700$ für die lockere Lagerung des Sandes und die Porenzahl $e = 0{,}492$ für die dichte Lagerung. Die dementsprechenden Winkel der inneren Reibung betragen in lockerer Lagerung $\varphi = 30{,}5°$ und in dichter Lagerung $\varphi = 36{,}6°$ (s. Abb. 4.1.21).

Abb. 4.2.4 Einbau des Sandes in lockerer Lagerung

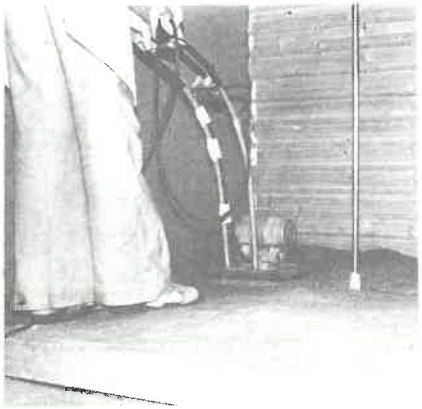


Abb. 4.2.5 Verdichten des Versuchssandes

4.3 Versuchsablauf

Nach dem Einbau der Platte und des Sandes wird der Anker aus dem Führungskegel am Kastenboden so weit herausgezogen, bis die Ankerplatte auf der Schneide aufsitzt. Der Kraftschluß wird an der Zugkraft-Meßdose über dem Ankerkopf und am Manometer des Steuerpultes, aber auch an den Ankeruhren angezeigt. In diesem Zeitpunkt, in dem der Verankerungsboden - abgesehen vom Eigengewicht - spannungsfrei und der Anker unbelastet sind, erfolgt die Nullablesung aller Meßeinrichtungen. Dadurch werden die sogenannte Stangenreibung und das Eigengewicht der Verankerungskonstruktion, die von der jeweiligen konstruktiven Ausführung des Bauwerkes in der Natur abhängen und ggf. gesondert zu berücksichtigen sind, für die Auswertung eliminiert. Der Versuch läuft nach dem auf das jeweilige Ziel ausgerichteten Programm ab. Für die einzelnen Laststufen werden abgelesen:

Zugkraft des Ankers
Ankerhebung
Verformung der Oberfläche
Bewegungen im Inneren des Verankerungsbodens
Bodenspannungen σ_{zz} in vertikaler und und σ_{rr} in horizontaler Richtung (Abb. 5.2.3).

Der Anker wird stufenweise so lange belastet, bis sich ein Gleichgewichtszustand im Boden einstellt. Die Ablesung der Meßuhren für die Ankerhebung und die Bewegungen des Verankerungsbodens erfolgt für jede Laststufe jeweils nach dem Abklingen der Bewegungen, bei den ersten Laststufen etwa nach 1....2 min und nach etwa 1o....15 min bei den folgenden Laststufen bis zum Erreichen der Bruch-Zugkraft Z_B (Abb.4.3.1).

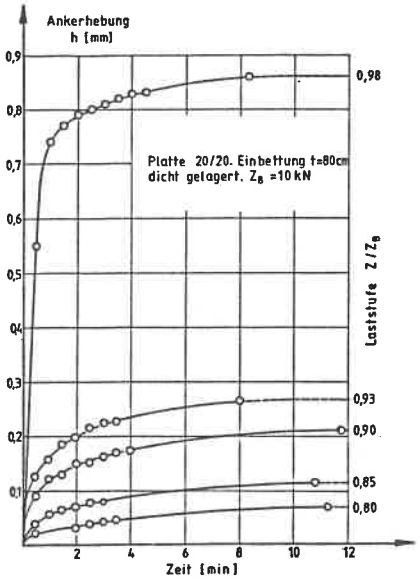


Abb. 4.3.1 Beispiel (Versuch 22) für das zeitliche Abklingen der Ankerhebung h bei verschiedenen Laststufen

Da der Meßvorgang für die Erddruckgeber erheblich mehr Zeit in Anspruch nimmt, werden die Bodenspannungen in größeren Abständen registriert.

Nach dem Bruch des Verankerungsbodens, der bei einigen Versuchen mit dichter Lagerung durch einen dumpfen Schlag gekennzeichnet ist, werden die Risse an der Oberfläche mit Hilfe eines aufgelegten Rasters eingemessen. Die Ablesungen der Meßgeräte werden, so weit das möglich ist, durch selbsttätige Aufzeichnungen ergänzt.
Nach jedem Versuch wird der Erddruckkasten wieder vollständig geräumt.

5. Auswertung der Versuche und Folgerungen

5.1 Die Bruch-Zugkraft Z_B

Als Bruchkraft wird der höchste erreichte Ankerzug definiert. Eine Laststeigerung darüberhinaus ist nicht mehr möglich (Abb. 5.1.1). Das ist der Bruch des gesamten Verankerungsbodens. Bei weiterem Anziehen des Ankers fällt die Zugkraft ab auf einen Betrag, dessen Größe im wesentlichen durch das Gewicht des die Ankerplatte überlagernden Bodens gegeben ist (s. Abschn. 5.3). Diese Größe soll hier als

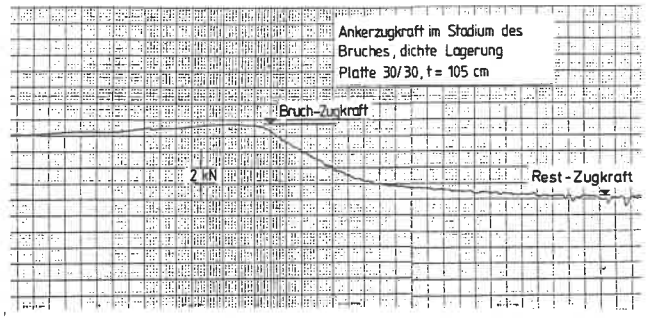


Abb. 5.1.1 Beispiel für eine Aufzeichnung des Steuerpultes (Ausschnitt)

Rest-Zugkraft bezeichnet werden. Das in diesem Zustand auftretende Pendeln der Ankerzugkraft, das auch bei den im Ankerbereich liegenden Tiefenpegeln festzustellen war, ist folgendermaßen zu erklären: Beim Anheben der Platte fließt Sand in den unter der Platte freigewordenen Bereich, es entstehen Auflockerungszonen über den Plattenrändern, und die Zugkraft fällt kurzfristig ab. Anschließend schließt sich der Auflockerungsbereich wieder und die Zugkraft wächst erneut an (Abb. 5.1.2).

Abb. 5.1.2 Vorgang im Boden beim Pendeln der Rest-Zugkraft

Die durch 91 Versuche ermittelten Bruch-Zugkräfte (Anl. 5.1.1 und 5.1.2) sind getrennt für quadratische und für runde Form in Abhängigkeit vom Einbettungsverhältnis $\lambda = t/b$ bzw. $\lambda = t/d$ in Abb. 5.1.3 und 5.1.4 aufgetragen. Die Werte Z_B nehmen mit wachsendem Einbettungsverhältnis anfangs stärker, später fast linear zu. Die Kurven entsprechen einer Potenzfunktion.

Einen Grenzwert, wie er bei tief gegründeten Verankerungen infolge "Umfließens der Ankerplatte" auftritt, lassen diese Auftragungen nicht erkennen. Erst bei $\lambda = 1o$, außerhalb des dargestellten Bereiches, besitzt die Kurve für die Zugkraft der Platte 1o/1o einen Wendepunkt, wie er auch von Nendza (1966) für Pfähle mit Fußverstärkung bei dieser Einbettungstiefe festgestellt wurde (Abb. 5.1.5).

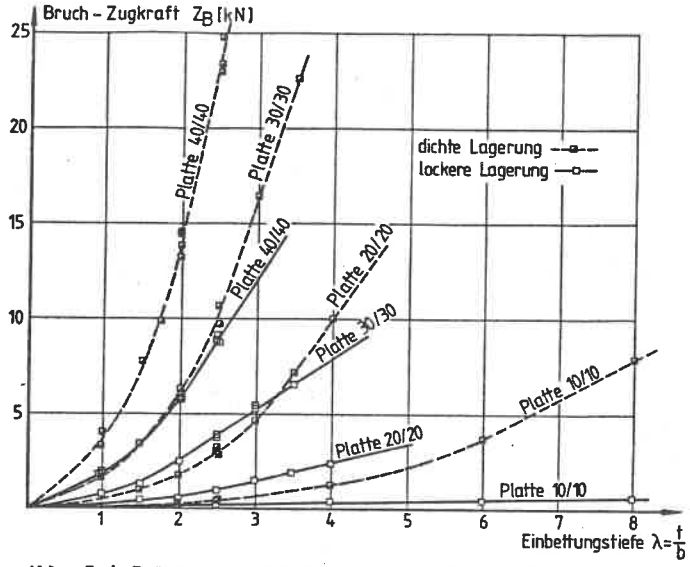


Abb. 5.1.3 Bruch-Zugkraft Z_B quadratischer Platten

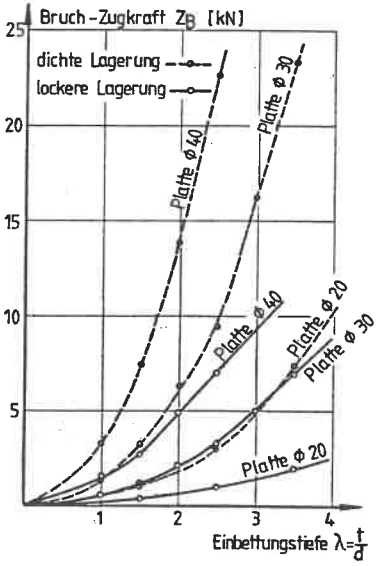


Abb. 5.1.4 Bruch-Zugkraft Z_B runder Platten

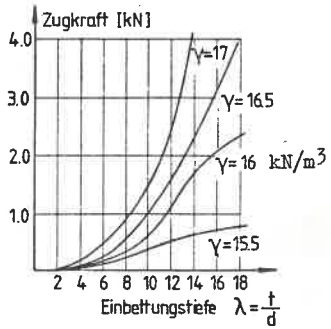


Abb. 5.1.5 Zugkraft bei verschiedener Wichte γ nach Nendza (1966)

Die Darstellung der Grenzzuglasten im doppellogarithmischen Maßstab (Anl. 5.1.3 bis 5.1.6) zeigt gleiche funktionelle Abhängigkeit vom Einbettungsverhältnis $\lambda = t/d$ bei runden Platten und $\lambda = t/d'$ bei quadratischen Platten. Dabei ist $d' = \sqrt{\frac{4.b^2}{\pi}} = 1{,}128.b$ der Ersatzdurchmesser einer quadratischen Platte mit der Seitenlänge b, die die gleiche Fläche wie eine kreisrunde Platte besitzt. Diese Übereinstimmung der Plattenformen ist dadurch gegeben, daß die Bruch-Zugkraft Z_B im Prinzip vom Gewicht des überlagernden Bodenvolumens und von der Scherspannung am Umfang eines Bruchkörpers, gleichgültig von welcher Form, abhängt. Bei gleichen Bodenverhältnissen kann deshalb für das Gewicht

$$Z_B' = f_1(V) = f_1(t \cdot b^2) = f_1(t.\pi\, d'^2/4)$$

und in erster Näherung für die Scherspannung

$$Z_B'' = f_2(U) = f_2(t \cdot 4 \cdot b) \approx f_2(t \cdot \pi \cdot d') = f_2(t \cdot 3{,}54 \cdot b)$$

angenommen werden.

Das kreisförmige Bruchbild, das sich nach Überschreiten von Z_B bei quadratischen Ankerplatten auch mit geringen Einbettungstiefen an der Oberfläche abzeichnet (Abb. 4.1.17 u. 5.1.6), bestätigt den Ansatz.

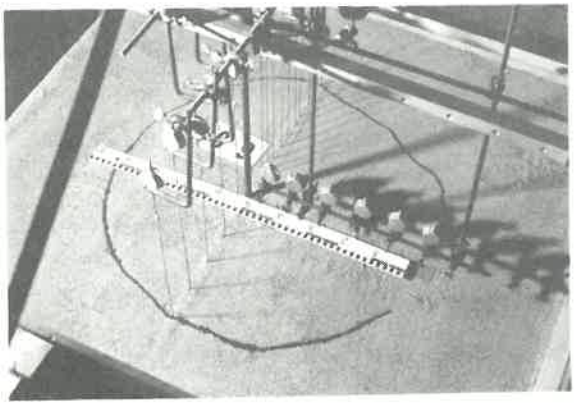


Abb. 5.1.6 Bruchbild für Platte 2o/2o, t = 7o cm, dichte Lagerung (Versuch 2o)

Offensichtlich besitzt der sich nach dem Gesetz des geringsten Widerstandes einstellende Druckkörper bereits kurz über der Platte unabhängig von der Plattenform - sofern sie gedrungen ist - die Grundrißform eines Kreises, der Druckkörper selbst die Grundform eines Kegelstumpfes.

Es erscheint somit gerechtfertigt, den weiteren Untersuchungen, auch der Analyse des Spannungszustandes im Boden, eine kreisrunde Fläche mit dem Durchmesser d für runde Platten und mit dem Ersatzdurchmesser d' für quadratische Platten zugrundezulegen. Sicher lassen sich auf dieser Grundlage auch andere Formen von Verankerungselementen, z.B. aufgelöste Plattenformen berechnen, wenn sich nur der zutreffende Ersatzdurchmesser d' unter Berücksichtigung einer möglichen Pfropfenbildung bestimmen läßt.

Für die Darstellung der Bruch-Zukraft quadratischer und runder Ankerplatten wird die dimensionslose Größe

$$N_B = \frac{Z_B}{\pi\, d^2/4 \cdot \gamma_d \cdot d} \quad \text{bzw.} \quad N_B = \frac{Z_B}{\pi\, d'^2/4 \cdot \gamma_d \cdot d'} \quad \text{gewählt.}$$

Die Überprüfung dieser, aus den Versuchsergebnissen errechneten Werte nach der Abgleichmethode ergibt eine recht gute Anpassung an die Potenzfunktion $N = a \cdot \lambda^{w}$, wobei $\lambda = t/d$ bzw. t/d' das Einbettungsverhältnis ist. Die Regressionskoeffizienten a und w, sowie des Bestimmtheitsmaß r^2 errechnen sich zu:

	a	w	r^2
dicht gelagerter Boden	3,28	2,29	o,99
locker gelagerter Boden	1,76	1,86	o,99

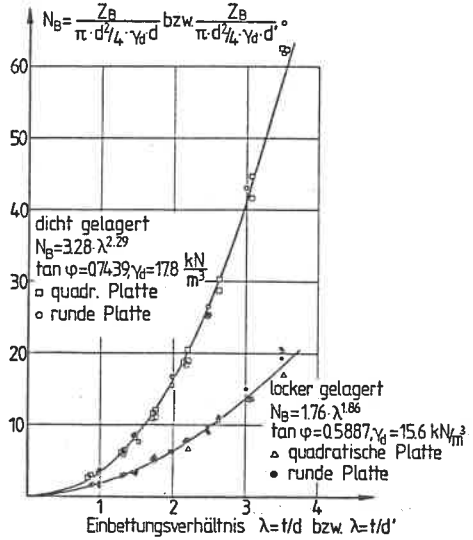


Abb. 5.1.7 Bruch-Zugkraft runder und quadratischer Platten

Die Darstellung der Versuchswerte und der abgeglichenen Kurven auf Abb. 5.1.7 zeigen, daß die Bestimmungsgröße N_B für die Bruch-Zuglast nur abhängig vom Einbettungsverhältnis λ und der Lagerungsdichte als Parameter ist.

Mit Hilfe der o.a. Gleichung errechnet sich die Bruch - Zugkraft Z_B ab-

hängig von der Plattengröße d und von der Einbettungstiefe t. Ihre Darstellung (Abb. 5.1.8) gestattet die Angabe der Bruch-Zugkraft bei vorgegebener Ankerplatte oder die Wahl der Plattengröße und Einbettungstiefe bei geforderter Zugkraft für den untersuchten Boden. Die Kurvenscharen lassen erkennen, daß die Erhöhung der Gründungstiefe t bei d = const einen größeren Einfluß auf die Tragfähigkeit des Ankers ausübt als ein Vergrößern des Plattendurchmessers d bei t = const (Kananyan 1975).

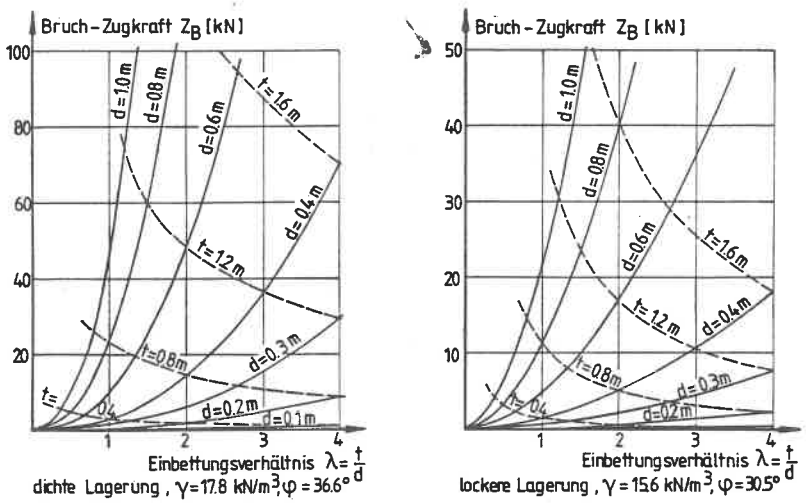


Abb. 5.1.8 Einfluß der Plattengröße d und der Einbettungstiefe t auf die Bruch-Zugkraft Z_B des Ankers bei dichter und lockerer Lagerung nach der Gleichung $N_B = 4.Z_B / \pi . d^3 . \gamma_d$

5.2 Spannungsanalyse

Die im Verankerungsboden durch die Ankerzugkraft ausgelösten zusätzlichen Spannungen sind Ursache für die unter den ersten Laststufen auftretenden quasi-elastischen Verformungen des Verankerungsbodens, sie führen schließlich zum plastischen Grenzzustand unmittelbar vor dem Bruch des Gesamtsystems. Sie müssen die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen am Volumenelement erfüllen (Abb. 5.2.1):

$$\frac{\partial\sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{zx}}{\partial z} = 0$$
$$\frac{\partial\tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial\sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{zy}}{\partial z} = 0 \qquad (1)$$
$$\frac{\partial\tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial\sigma_{zz}}{\partial z} = 0$$

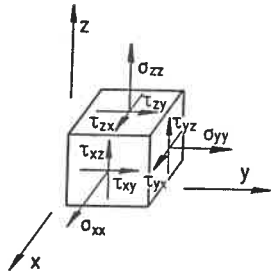


Abb. 5.2.1 Spannungskomponenten am positiven Schnittufer eines Volumenelementes

Der Eigengewichts- oder Ruhespannungszustand vor der Belastung des Ankers ist dabei jeweils dem durch Gl.(1) beschriebenen Zustand zu überlagern.

Die 6 Spannungskomponenten lassen sich durch eine Spannungsfunktion F ersetzen, indem man schreibt (Airy 1862):

$$\sigma_{xx} = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial z^2} \qquad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}$$
$$\sigma_{yy} = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial z^2} \qquad \tau_{yz} = -\frac{\partial^2 F}{\partial y \partial z} \qquad (2)$$
$$\sigma_{zz} = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \qquad \tau_{xz} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial z}$$

Für die Spannungsfunktion führt Smoltczyk (1967) einen Produktansatz $F = X(x).Y(y).Z(z)$ zur Beschreibung der Summe aller statisch zulässi-

gen Lösungen ein und empfiehlt, im Halbraum speziell mit Rücksicht auf die Randbedingungen im Unendlichen den Ansatz

$$X \sim e^{-h_x^2 \xi^2} \quad ; \quad Y \sim e^{-h_y^2 \eta^2} \qquad (3)$$

mit: $\xi = x/t$ und $\eta = y/t$, wo t eine Vergleichslänge ist,

während für Z eine Verteilungsfunktion gewählt werden soll, die für große Werte von z asymptotisch verschwindet und am oberen Rand die Randbedingungen erfüllt. Im übrigen sind alle Verteilungen X, Y, Z zulässig, wenn sie nur zweimal differenzierbar sind. Die Beiwerte h_x und h_y drücken Stoffeigenschaften aus, die ohne Hinzunahme eines Stoffgesetzes nicht näher bestimmbar sind, aber auch aus Meßwerten abgeleitet werden können.

Abb. 5.2.2 zeigt die Verteilungen für speziell den ebenen Verformungszustand mit Y = const in einer waagerechten Schnittebene.

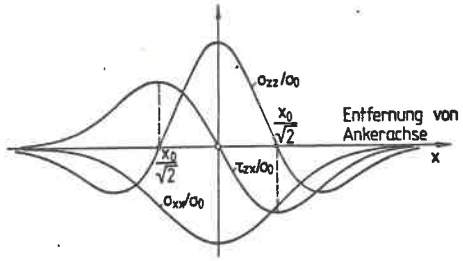


Abb. 5.2.2 Verlauf der Spannungsfunktionen in der Schnittebene z für den ebenen Verformungszustand

Bei dem hier behandelten Problem der lotrecht belasteten Ankerplatte liegt ein axial-symmetrischer Spannungs- und Verformungszustand vor (vgl. Abschn. 5.1), der in Polarkoordinaten - und wiederum als Zusatz-Spannungszustand, d.h. ohne Berücksichtigung der Gewichtskraft γ - folgende Gleichgewichtsbedingungen erfüllen muß (Abb. 5.2.3):

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\phi\phi}}{r} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial (\tau_{rz} \cdot r)}{\partial r} = 0 \qquad (4)$$

Das Gleichungssystem enthält 4 Spannungskomponenten, nämlich σ_{rr}, τ_{zr}, $\sigma_{\phi\phi}$ und σ_{zz}, die sich auch hier prinzipiell auf eine unbekannte Spannungsfunktion reduzieren lassen. Ihre Bestimmung wäre aber wieder nur bei Hinzunahme eines Stoffgesetzes eindeutig möglich.

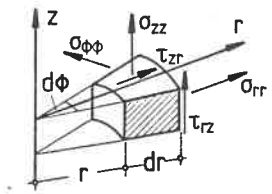


Abb. 5.2.3 Spannungen am Volumenelement beim axialsymmetrischen System

Die weiteren Überlegungen sollen deshalb zunächst auf die zweite Gleichgewichtsbedingung beschränkt bleiben, die das Spannungsverhalten des Bodens in Richtung der lotrechten Ankerzugkraft charakterisiert (Abb. 5.2.4).

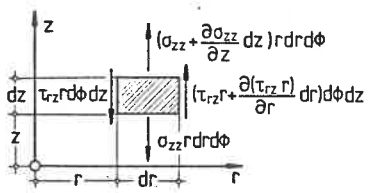


Abb. 5.2.4 Gleichgewicht in z-Richtung ohne Berücksichtigung der Gewichtskraft

Zugrundegelegt wird eine Spannungsfunktion

$$F(r,z) = -\frac{r_o^2}{4} \cdot \max \sigma_{zz} \cdot e^{-(r/r_o)^2} \qquad (5)$$

aus der sich die beiden zunächst betrachteten Spannungskomponenten wie folgt berechnen lassen:

$$\sigma_{zz} = \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left(r.\frac{\partial F}{\partial r}\right) \quad \text{und} \quad \tau_{rz} = -\frac{\partial^2 F}{\partial r\,\partial z} \qquad (6)$$

Mit dieser Spannungsfunktion wird die zweite Gleichgewichtsbedingung (4) identisch erfüllt. Darin bedeuten:

$\max \sigma_{zz}$ die mit z veränderliche Spannung σ_{zz} bei $r = 0$

r_o die Lage der Nullstelle von σ_{zz}.

Die Versuchsergebnisse (s. Abschn. 5.3) zeigen, daß r_o nicht unabhängig von z ist, sondern eine gekrümmte Form nach der Gleichung

$$r_o = \frac{d}{2} + r_o'(z) = \frac{d}{2} + r_1'\left(1 - e^{\frac{m.z/t}{1-z/t}}\right) \qquad (7)$$

besitzt (siehe Abb. 5.2.6 und 5.3.8).

Die Spannungskomponenten ergeben sich aus den Gln. (5) und (6) zu:

$$\sigma_{zz} = (1 - u).e^{-u} \,.\, \max\sigma_{zz} \quad \text{mit } u = (r/r_o)^2$$
$$\tau_{rz} = -\frac{r}{2}\,.\,\frac{\partial}{\partial z}\left(\max\sigma_{zz}.\, e^{-u}\right) \qquad (8)$$

Die freien Parameter in den Gln. (7) und (8) werden aus den Versuchsergebnissen abgeleitet.

5.2.1 Vertikale Normalspannungen σ_{zz}

Abb. 5.2.5 zeigt die bei wachsender Ankerzugkraft gemessenen lotrech-

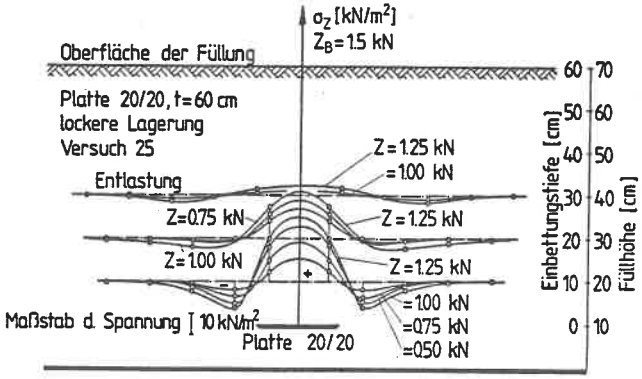


Abb. 5.2.5 Bodenspannungen σ_{zz} infolge Ankerbelastung Z

ten Spannungen σ_{zz}. Sie haben im Bereich über der Platte einen glokkenförmigen Verlauf mit positiven Werten $+\sigma_{zz}$ und nach außen abklingende Bereiche mit negativen Werten $-\sigma_{zz}$. In wachsender Entfernung z von der Ankerplatte werden diese Bereiche größer, die Ordinaten $|\sigma_{zz}|$ nehmen entsprechend ab. Die Spannungsausbreitung, wie sie bei druckbelasteten Flächengründungen auftritt, bleibt hier, durch die Oberflächenbegrenzung beeinflußt, auf diese Bereiche beschränkt (Abb. 5.2.6).

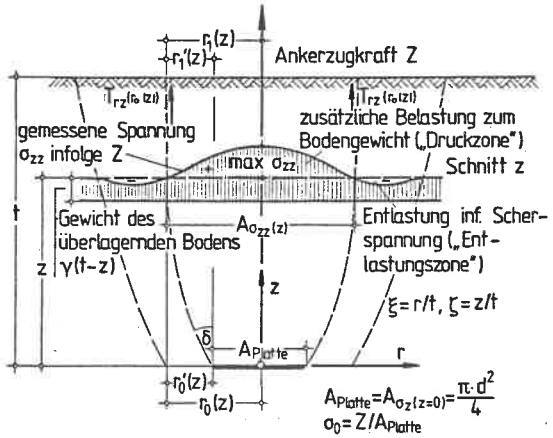


Abb. 5.2.6 Spannungen am Gesamtsystem

Unmittelbar neben der Platte wurde während der Versuche eine Abnahme der lotrechten Bodenspannungen registriert.

Die zusätzlich zum Gewicht des überlagernden Bodens vorhandenen Druckspannungen werden durch die Scherkraft in Bereiche des Verankerungsbodens abgetragen, die im Abstand ringförmig um die Ankerplatte liegen. Dort findet eine entsprechende Entlastung, eine Verringerung des Bodengewichtes statt. Der Einfachheit halber sollen diese beiden Bereiche hier als "Druckzone" und - weil die Scherspannungen eine Entlastung des umgebenden Bodens zur Folge haben - als "Entlastungszone" bezeichnet werden.

Der Inhalt des positiven Spannungshügels muß somit gleich sein dem

Volumen des ringförmigen negativen Spannungsteiles. Er ist ein Maß für die oberhalb des betrachteten Schnittes aus der Druckzone auf die Entlastungszone übertragenen Scherkraft T.

Diese Umlagerung der Auflast $\gamma\,(t - z)$ (Gewölbewirkung) tritt naturgemäß bei dichter Lagerung des Bodens in höherem Maß auf als bei lockerer Lagerung, und sie wächst an mit größer werdender Tiefe unter der Bodenoberfläche.

Zur Erfassung der zahlreichen Meßwerte werden die an den Stellen $i = 1 \ldots n$ abgelesenen Spannungen σ_{zz} in den Horizontalschnitten z bzw. $\zeta = z/t$ nach Gl. (8)

$$\sigma_{zz} = (1 - u).e^{-u}.\max \sigma_{zz}$$

abgeglichen, wobei $u = (r/r_o)^2$ (Abb. 5.2.7).

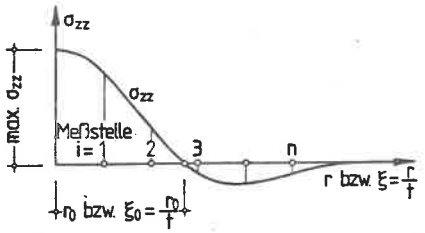


Abb. 5.2.7 Darstellung der gemessenen Spannungen σ_{zz} in der Meßebene z bzw. $\zeta = z/t$

Der Ansatz erfüllt in jedem Meßquerschnitt die Gleichgewichtsbedingung

$$\Sigma V = \int_0^{2\pi}\int_{r=0}^{\infty} \sigma_{zz}.r.dr.d\varphi = 2\pi \int_{r=0}^{\infty} \max \sigma_{zz}(1 - u).e^{-u}.r.dr = 0$$

Daß der negative Spannungsanteil asymptotisch über die Begrenzung der Entlastungszone ausläuft, ist für die weiteren Betrachtungen ohne Bedeutung.

Die Approximation der Meßwerte von 77 Versuchen erfolgte in recht guter Übereinstimmung, sowohl für dichte als auch für lockere Lagerung des Bodens mit einem Prozeßrechner (PDP 11-1o, digital equipment cor-

poration). Dieser hat die geglätteten Kurven aufgetragen (Beispiele in Abb. 5.2.8 und 5.2.9) und gleichzeitig die Nullstellen r_o der Spannungen und ihren Größtwert $\max \sigma_{zz}$ angegeben.

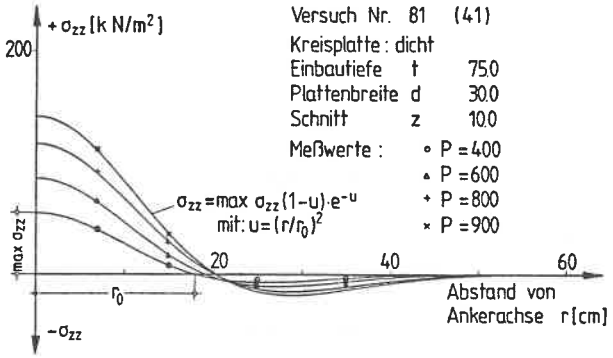


Abb. 5.2.8

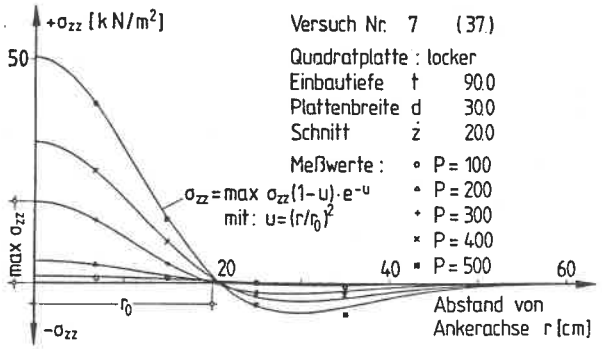


Abb. 5.2.9

Beispiel für die Approximation der Meßwerte für dichte (Abb. 5.2.8) und lockere (Abb. 5.2.9) Lagerung und die Auftragung mittels Plotter

Eine ähnliche Funktion leitete Prange (1965) aus theoretischen Ansätzen zur Bestimmung der Spannungen σ_z im Halbraum bei Einwirkung von Radialschubspannungen τ_{zr} im Bereich einer Fundamentfläche ab. Um die z-Achse entsteht eine Druckspannung und außerhalb eine "Zugspannung", wenn die Schubspannung nach innen gerichtet ist. Sie hat somit dieselbe

Wirkung wie der die Druckzone umgebende Boden, der ein seitliches Ausweichen beim Anziehen der Ankerplatte verhindert. Auch die Verringerung der Spannungsordinaten σ_z und die Zunahme der Einflußbereiche mit wachsender Entfernung ζ von der wirksamen Belastung entsprechen einander (Abb. 5.2.1o).

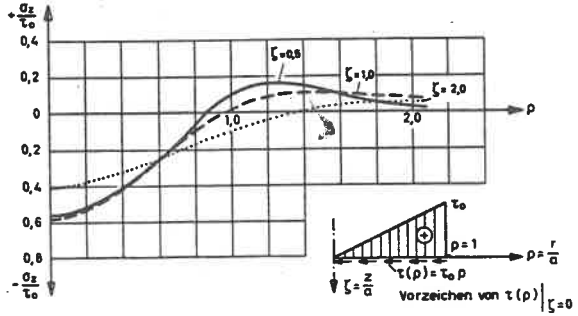


Abb. 5.2.1o $\frac{\sigma_z}{\tau_o}$ in Abhängigkeit von ρ und ϕ in einer Fundamentfläche, nach Prange (1965)

Die Auftragung der Nullstellen r_o und der Spannungsordinaten max σ_{zz} in dimensionsloser Form - $\xi_o' = r_o' / t$ auf den Plattenrand bezogen und max σ_{zz} / σ_o mit der mittleren Plattenpressung $\sigma_o = Z/A_{Pl}$ (worin A_{Pl} - Fläche der Platte) - zeigt, zwar nicht ausnahmslos, aber überwiegend unter steigender Belastung Z/Z_B einen konstanten Wert für die Spannungen max σ_{zz}/σ_o bei dichter Lagerung des Versuchsbodens und eine Zunahme von ξ_o', d.h. ein Anwachsen der Druckzone (Abb. 5.2.11). Umgekehrt sind die Verhältnisse bei lockerer Lagerung des Bodens: Hier bleibt die Form der Druckzone ξ_o' konstant bei wachsender Belastung Z/Z_B und die Bodenspannungen nehmen zu (Abb. 5.2.12). Das bedeutet, daß bei

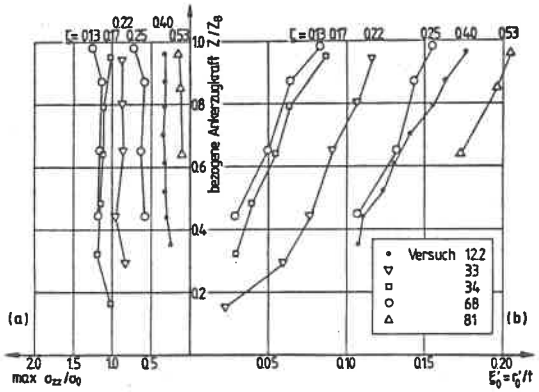


Abb. 5.2.11 Druckmaxima (a) und Druckzonenbegrenzung (b) im dichten Sand

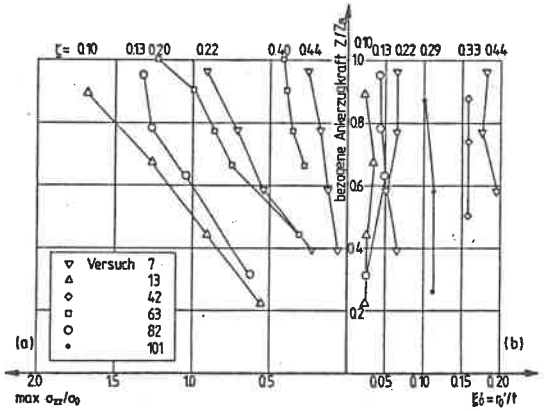


Abb. 5.2.12 Druckmaxima (a) und Druckzonenbegrenzung (b) im lockeren Sand

steigender Zugkraft Z am Anker im dicht gelagerten Boden der in die Entlastungszone übertragene Anteil zunimmt infolge Vergrößerung der Druckzone - zunehmende Lastabtragung nach außen -. Dagegen haben bei lockerer Lagerung die Bodenbewegungen beim Anheben der Platte nur Erhöhungen der Scherspannungen - Zunahme der Druckmaxima - zur Folge, ohne daß der Einflußbereich der Druckspannungen anwächst.

Die Spannungen max σ_{zz} / σ_o für den Bruchzustand Z_B werden, da die Erddruckgeber bei dieser Belastung nicht mehr abzulesen sind, aus den abgeglichenen Meßwerten gradlinig extrapoliert. Daneben wird für lockere Lagerung wegen der Veränderlichkeit von max σ_{zz} / σ_o (s. Abb. 5.2.12) der Zustand der halben Bruch-Zugkraft einer Sicherheit $\eta = 2$ entsprechend untersucht (Anl. 5.2.1 bis 5.2.4).

Der Verlauf der so ermittelten Spannungen kann im Bereich des Verankerungsbodens $\zeta \geq 0{,}2$ durch die Gleichung

$$\max \sigma_{zz} = \sigma_o \cdot e^{a_o + a_1 \cdot \zeta} \qquad \text{mit} \quad \zeta = z/t \qquad (9)$$

dargestellt werden.

Die Approximation der Einzelwerte ergab für die untersuchten Lastzustände folgende Regressionskoeffizienten:

	a_o	a_1	r^2
Bruchzustand, dichte Lagerung	o,97	-5,47	o,93
Bruchzustand, lockere Lagerung	1,o8	-5,32	o,92
Zustand o,5 Z_B, lockere Lagerung	o,96	-7,97	o,89

Das Bestimmtheitsmaß r^2 läßt eine gute Anpassung erkennen. Abb. 5.2.13 zeigt die geglätteten Kurven.

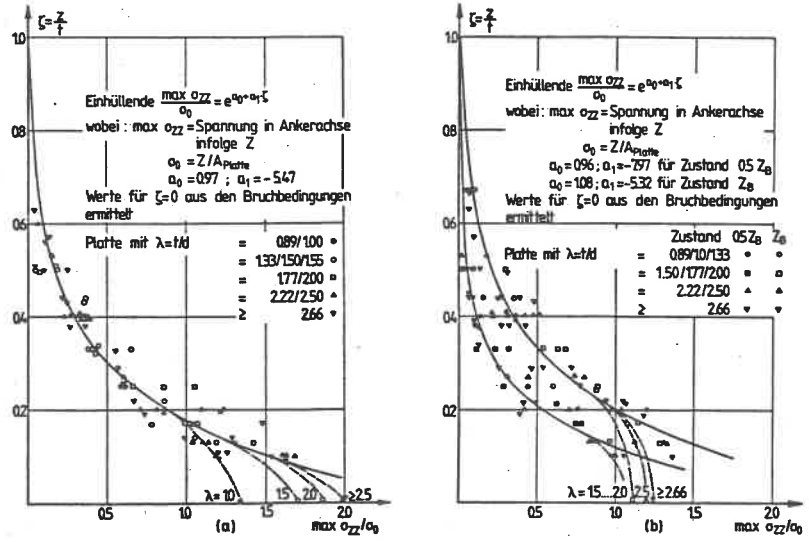


Abb. 5.2.13 Spannungsverlauf $\sigma_{zz}(r=o)/\sigma_o$ über der Plattenmitte
(a) im Bruchzustand bei dichter Lagerung des Sandes
(b) im Zustand 0,5 Z_B und im Bruchzustand bei lockerer Lagerung des Sandes

Die Übereinstimmung des Spannungsverlaufes im Bruchzustand für lockere und dichte Lagerung gibt die Berechtigung, eine gemeinsame Kurve mit den Koeffizientan a_o = 1,o und a_1 = -5,4 anzugeben (Abb. 5.2.14).

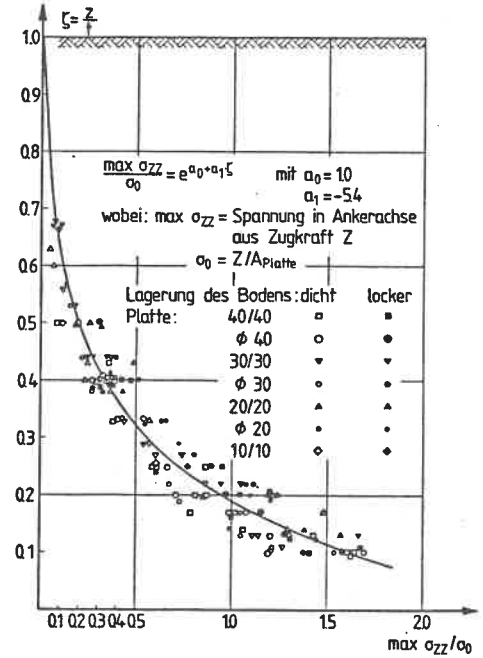


Abb. 5.2.14 Spannungsverlauf über der Plattenmitte im Bruchzustand - dichte und lockere Lagerung des Sandes

Eine Abhängigkeit der Versuchswerte vom Einbettungsverhältnis $\lambda = t/d$ ist im dargestellten Bereich nicht zu erkennen (Abb. 5.2.15), obwohl diese - wie weitere Untersuchungen zeigen - unmittelbar über der Platte (ζ = 0...0,2) mit Sicherheit vorhanden ist (Abschn. 5.2.2, Gl. 13). Vermutlich sind - um Störungen der Spannungen und der Bewegungsvorgänge zu vermeiden - in diesem Bereich des Verankerungsbodens zu wenig Meßstellen angeordnet worden. Der Verlauf der Kurve $\max \sigma_{zz} / \sigma_o$ läßt sich jedoch auch hier näherungsweise darstellen, indem die aus der Bruch - Zugkraft gewonnene Randbedingung für ζ = 0 zu Hilfe genommen und das Kräftegleichgewicht erfüllt wird (Anl. 5.2.5). Da das Volumen der Spannungen σ_{zz} innerhalb der Druckzone in jedem Schnitt z die Grösse der wirksamen, von der Oberfläche des Bodens zur Ankerplatte zuneh-

menden Scherkraft $T_{rz}(r_0(z))$ darstellt, muß die Kurve überdies die Form einer Summenlinie besitzen. Für den Lastfall 0,5 Z_B ist dieses Verfahren nicht anzuwenden.

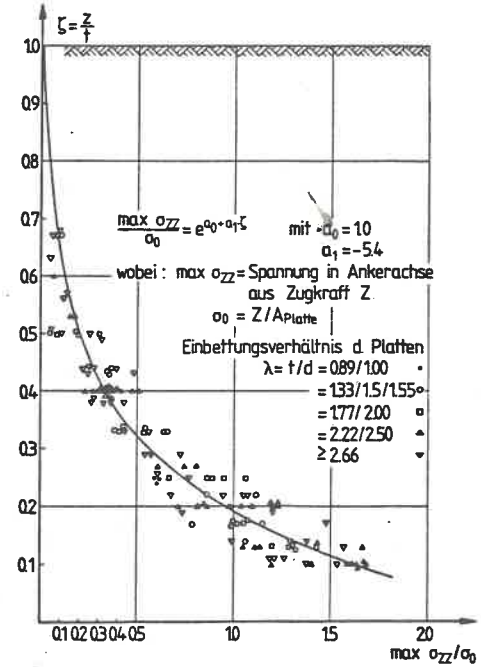


Abb. 5.2.15 Spannungsverlauf über der Plattenmitte im Bruchzustand - Einfluß der Einbettungstiefe

Aus den gewonnenen Beziehungen für den Spannungsverlauf in Ankerachse und der Festlegung der Druckzone (Abschn. 5.3) läßt sich ein Spannungsbild im Halbraum für jede Plattengröße und Einbettungstiefe bei der untersuchten Lagerungsdichte darstellen. Abb. 5.2.16 zeigt exemplarisch den Verlauf der Spannungen σ_{zz} in horizontalen Schnitten für eine Platte ⌀ 40 mit einer Einbettungstiefe $\lambda = 2{,}5$ in dicht gelagertem Sand.

Eine bessere Vergleichsmöglichkeit der Spannungen im Halbraum bietet die Darstellung der Isobaren, die hier für die gleiche Platte bei dichter

und lockerer Lagerung des Sandes im Bruchzustand und bei halber Bruch-Zugkraft ermittelt sind.

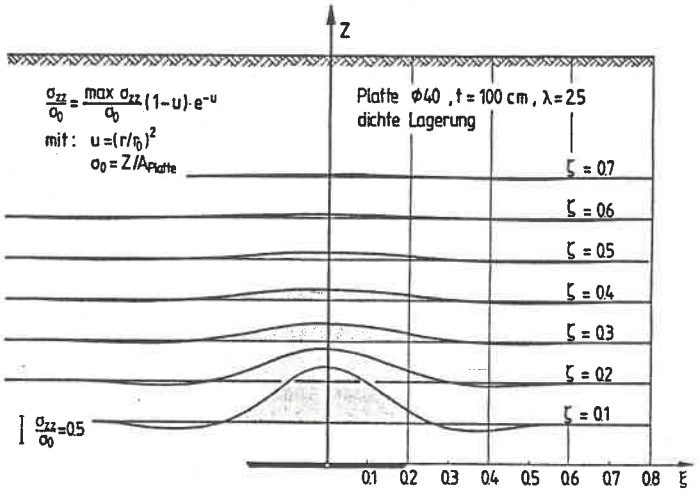


Abb. 5.2.16 Spannungsverlauf σ_{zz}/σ_0 infolge Ankerzugkraft Z

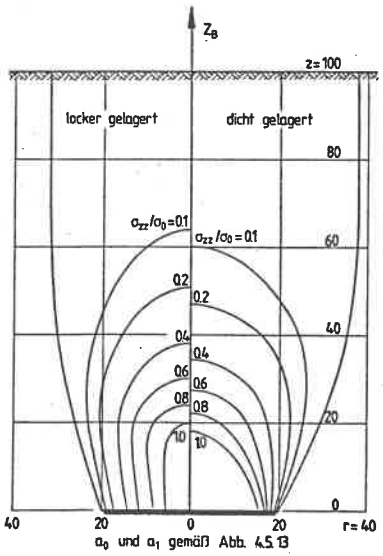


Abb. 5.2.17 Spannungsverlauf σ_{zz}/σ_0 im Verankerungsboden unterschiedlicher Lagerungsdichte bei Bruch-Zugkraft Z_B

Abb. 5.2.17 zeigt die bereits festgestellte Übereinstimmung der Spannungen in Ankerachse bei lockerer und dichter Lagerung des Versuchssandes im Bruchzustand. Die Isobaren unterscheiden sich unter dieser Last bei unterschiedlicher Lagerungsdichte im wesentlichen durch ihre Ausdehnung in horizontaler Richtung, wodurch wieder die bessere Schubspannungsübertragung im dichten Sand ersichtlich wird.

Nur geringfügig ändert sich auch das Spannungsbild, wenn der Anker

in dicht gelagertem Boden vom halben auf den vollen Bruchwert belastet wird: Nur im Bereich über der Platte ist eine etwas stärkere Ausbreitung der Spannungen zu erkennen (Abb. 5.2.18 a).

Dagegen übt die gleiche Laststeigerung im locker gelagerten Boden einen erheblichen Einfluß auf die Lastverteilung im Verankerungsboden aus: Die bei halber Bruchlast auf den Bereich unmittelbar über der Platte konzentrierten Spannungen erfassen im Bruchzustand einen wesentlich größeren Bereich (Abb. 5.2.18 b).

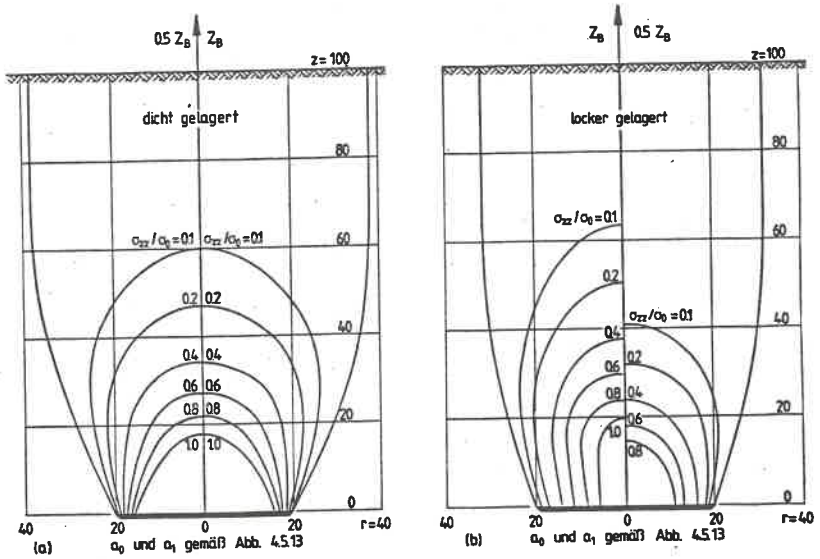


Abb. 5.2.18 Spannungsverlauf σ_{zz}/σ_o beim Anwachsen der Anker-Zugkraft von 0,5 Z_B auf die Bruch-Zugkraft Z_B
(a) bei dichter (b) bei lockerer Lagerung des Sandes

Die von den Isobaren σ_{zz} / σ_o eingeschlossene Fläche kennzeichnet mittelbar auch den Scherkraftanteil an der Gesamtzugkraft des Ankers (vgl. Abschn. 5.2.2). Im dicht gelagerten Boden ist somit die Scherkraft bereits bei einer Zugkraft des Ankers etwa gleich der halben Bruchkraft nahezu voll aktiviert und in der Lage, weitere Lasten in die umgebende

"Entlastungszone" abzutragen. Dagegen steigt der Scherkraftanteil im locker gelagerten Boden nach Überschreiten dieser Laststufe weiter an.

5.2.2 Scherspannung τ_{rz}, Scherkraft T_{rz}

Die nicht meßbaren Scherspannungen τ_{rz} errechnen sich aus den Gleichgewichtsbedingungen (Anl. 5.2.6) zu:

$$\tau_{rz} = -\frac{r}{2} \cdot \frac{d}{dz} (\max \sigma_{zz} \cdot e^{-u}) \qquad \text{nach Gl. (8)}$$

$$= -\frac{r}{2} \cdot e^{-u} \left(\frac{d \max \sigma_{zz}}{dz} - \max \sigma_{zz} \cdot \frac{du}{dz}\right)$$

mit: $\max \sigma_{zz} = \sigma_o \cdot e^{a_o + a_1 \cdot z/t}$ nach Gl. (9)

$$\frac{d \max \sigma_{zz}}{dz} = \frac{a_1}{t} \cdot \max \sigma_{zz}$$

und: $u = (r/r_o)^2$; $\frac{du}{dz} = -\frac{2r^2}{r_o^3} \cdot \frac{dr_o(z)}{dz}$ wird daraus:

$$\tau_{rz} = -r \cdot e^{-u} \cdot \max \sigma_{zz} \left(\frac{a_1}{2t} + \frac{r^2}{r_o^3} \frac{dr_o}{dz} \right) . \qquad (10a)$$

Mit: $\frac{dr_o}{dz} = -r_1' \cdot e^{\frac{m \cdot z/t}{1-z/t}} \cdot \frac{m}{(1-z/t)^2} \cdot \frac{1}{t}$ nach Gl. (7)

und den dimensionslosen Ordinaten $\xi = r/t$ und $\zeta = z/t$ lautet die Gleichung für die vertikale Scherspannungskomponente:

$$\tau_{rz} = -\xi \cdot e^{-u} \cdot \sigma_o \cdot e^{a_o + a_1 \zeta} \left(\frac{a_1}{2} - \frac{\xi^2 \cdot \xi_1'}{\xi_o^3} \cdot e^{\frac{m \cdot \zeta}{1-\zeta}} \cdot \frac{m}{(1-\zeta)^2} \right) \qquad (10b)$$

Da die Scherspannung axialsymmetrisch um den Anker verteilt ist, wurde hier nach Gl.(4) der Verlauf $\tau_{rz} \cdot r$ ermittelt, exemplarisch in einer Schnittebene $\zeta = z/t = 0{,}6$ für eine Platte Ø 40 cm mit einem Einbettungsverhältnis $\lambda = 2{,}0$ im Bruchzustand Z_B (Anl. 5.2.7). Die Auftragung (Abb. 5.2.19) zeigt - wie zu erwarten - einen zur Ankerachse symmetrischen Verlauf mit Höchstwerten bei r_o, wo die zum Vergleich eingetragenen Spannungen σ_{zz} vom Bereich mit erhöhter Druckspannung in den Bereich der Entlastung übergehen.

Für die Ermittlung der Scherspannung am Umfang der Druckzone, die die Größe der Lastabtragung in die sogenannte Entlastungszone cha-

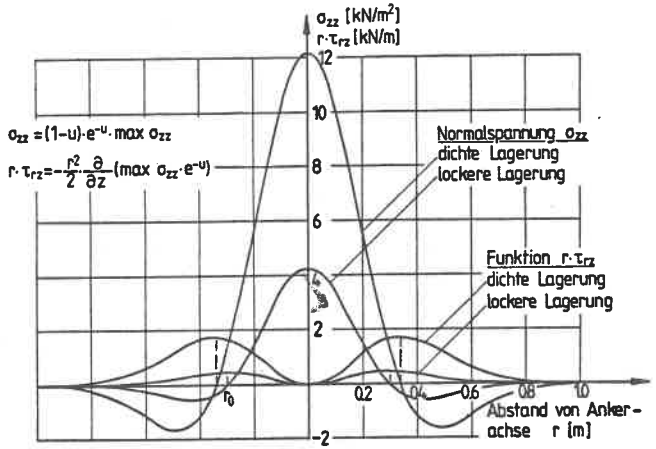


Abb. 5.2.19 Verlauf der Spannungen, Beispiel: Platte ∅ 4o cm, Einbettungsverhältnis $\lambda = 2{,}o$, Bruchzustand Z_B, untersuchte Schnittebene $\zeta = 0{,}6o$

rakterisiert, ist der veränderliche Wert $r_o = r_o(z)$ gemäß Gl.(7) maßgebend (Anl. 5.2.8). Damit wird aus Gl.(10a):

$$\tau_{rz}(r_o(z)) = -\,0{,}368.\max\sigma_{zz}\left\{\frac{a1}{2t}\,r_o(z) + \frac{dr_o(z)}{dz}\right\} \qquad (11a)$$

In dieser Gleichung wird die gekrümmte Form der Druckzone im Bereich des Verankerungsbodens über der Ankerplatte $\zeta < 0{,}5$, die eine Abminderung der vertikalen Scherspannungskomponente $\tau_{rz}\,(r_o(z))$ zur Folge hat, durch das Glied $dr_o(z)\,/\,dz$ berücksichtigt. Durch Einsetzen der Gln.(7) und (9) folgt daraus:

$$\tau_{rz}(r_o(z)) = -0{,}368.\sigma_o.e^{a_o+a_1\zeta}\left\{\frac{a1}{4\lambda} + \frac{a1}{2}\,\xi_1'(1-e^{\frac{m.\zeta}{1-\zeta}}) + \xi_1'\frac{-m.e^{\frac{m.\zeta}{1-\zeta}}}{(1-\zeta)^2}\right\} \qquad (11b)$$

Der errechnete Verlauf $\tau_{rz}(r_o(z))$ läßt analog zu den Normalspannungen σ_{zz} geringe Werte in der oberen Hälfte des Verankerungsbodens, in der

die Belastung durch Bodenüberlagerung gering ist, und einen starken Anstieg in der unteren Hälfte erkennen (Abb. 5.2.2o). Unmittelbar über der Platte wirkt sich zusätzlich die Verdichtung des Bodens durch das Anheben der Ankerplatte auf die Scherspannung aus, deren Größe in diesem Bereich durch die Bodenauflast nicht zu erklären ist.

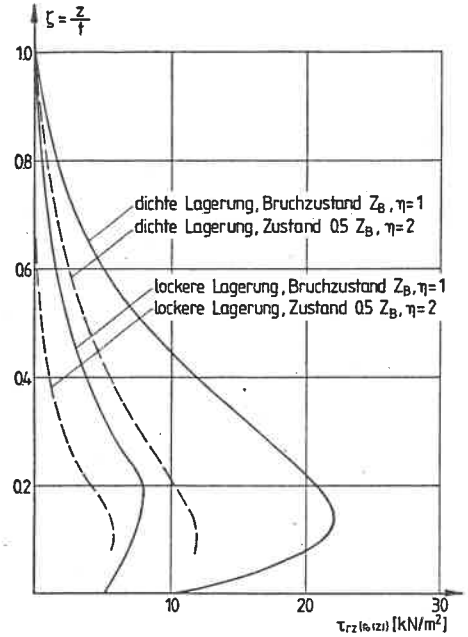


Abb. 5.2.2o Verlauf der Scherspannungen $\tau_{rz}(r_o(z))$ im Verankerungsboden, Beispiel: Platte ∅ 4o cm, Einbettung $\lambda = 2$

Die Scherspannung wird größer bei wachsender Belastung Z, ohne daß sich am Verlauf grundsätzlich etwas ändert. Die Verdichtung durch die Ankerplatte wirkt sich bei einer Erhöhung der Ankerzugkraft von der halben auf die volle Bruchlast im dicht gelagerten Boden erheblich stärker auf die Größe der Scherspannung aus als bei lockerer Lagerung. Bemerkenswert ist die Verlagerung des Maximalwertes bei dieser Laststeigerung im locker gelagerten Boden infolge der fortschreitenden Verformung des Verankerungsbodens.

Die über einem betrachteten Schnitt z bzw. $\zeta = z/t$ bei einer Belastung des Ankers Z aktivierte Scherkraft $T_{rz}(r_o(z))$ am Umfang der Druckzone errechnet sich nach Gl.(4) entweder aus der über dem betrachteten Schnitt wirksamen Scherspannung $\tau_{rz}(r_o(z))$ oder als Volumen des Spannungshügels σ_{zz} innerhalb der Druckzone (Anl. 5.2.9 und 5.2.1o):

$$T_{rz}(r_o(z)) = 2\pi \int_z^t \tau_{rz}(r_o(z)).r_o(z).dz$$

$$T_{rz}(r_o(z)) = -2\pi \int_z^t \left(\int_o^{r_o(z)} \frac{\partial\sigma_{zz}}{\partial z}.r.dr\right).dz$$

Aus dem Ansatz der vertikalen Spannungskomponenten σ_{zz} folgt der nachstehende Ausdruck, der durch die vorhandenen Randbedingungen vereinfacht wird. Er führt zur Lösung der Gleichung 12.

$$T_{rz}(r_o(z)) = -2\pi \left\{ \underbrace{\int_o^{r_o(t)} \sigma_{zz}.r.dr}_{\substack{\text{entfällt, da} \\ \sigma_{zz}=0 \text{ bei } t \\ \text{(Oberfläche)}}} - \int_o^{r_o(z)} \sigma_{zz}.r.dr - \underbrace{\int_z^t \frac{dr_o(z)}{dz}.\sigma_{zz}(r_o(z)).r_o(z).dz}_{\substack{\text{entfällt, da } \sigma_{zz}(r_o(z))=0 \\ \text{(Begrenzung der Druckzone)}}} \right.$$

$$T_{rz}(r_o(z)) = \max \sigma_{zz}.\pi.o,368.r_o^2 \qquad (12)$$

Der Anteil der Scherkraft $T_{rz}(r_o(z))$ an der Zugkraft Z des Ankers ergibt sich daraus zu:

$$\frac{T_{rz}(r_o(z))}{Z} = \frac{\max \sigma_{zz}}{\sigma_o} \cdot \frac{\pi.o,368.r_o^2}{\pi.d^2/4} = \frac{\max \sigma_{zz}}{\sigma_o}.1,472.\frac{r_o^2}{d^2}$$

Mit $r_o = \frac{d}{2} + \xi_o'.t$ und $\lambda = t / d$ folgt:

$$\frac{T_{rz}(r_o(z))}{Z} = \frac{\max \sigma_{zz}}{\sigma_o}.1,472\ (o,25 + \lambda.\xi_o' + \lambda^2.\xi_o'^2) \qquad (13)$$

Seine Darstellung (Abb. 5.2.21) zeigt, daß bei wachsender Belastung im dicht gelagerten Boden nahezu die volle Scherkraft im Bereich über

der Ankerplatte ($\zeta = 0,1....0,2$) bereits bei der halben Bruch-Zugkraft vorhanden ist und bei weiterer Laststeigerung wieder leicht abfällt. Die für die Aktivierung der vollen Scherkraft erforderliche Bodenbewegung tritt bei der höher gelegenen Meßstelle $\zeta = 0,4$ erst bei $Z/Z_B \approx 0,8$ auf. Bei lockerer Lagerung des Bodens wird der Höchstwert der Scherkraft bei allen Meßstellen im Bruchzustand erreicht (Anl. 5.2.11).

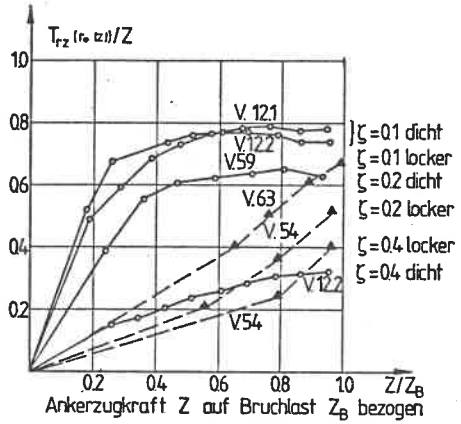


Abb. 5.2.21 Anteil der Scherkraft $T_{rz}(r_o(z))$ an der Ankerzugkraft Z/Z_B
Beispiel: Platte 4o/4o, t=1oo cm

Dieser Verlauf stimmt grundsätzlich überein mit den Scher-Weg-Kurven von bodenmechanischen Laborversuchen für nichtbindige Böden in extremen Lagerungsdichten, wobei der Scherweg im Gerät dem Anheben der Ankerplatte bei steigender Belastung gleichzusetzen ist. Die Scherkraft wird - das zeigen diese Darstellungen ebenfalls - im Halbraum über der Ankerplatte in veränderlicher Größe aktiviert, den auftretenden Bodenbewegungen (s. Abschn. 5.5) entsprechend am stärksten unmittelbar über der Platte und nach oben hin abklingend. Das ist sicher auch eine der Ursachen für die hohen Werte max σ_{zz}, (Abb. 5.2.13 ff.) unmittelbar über der Platte.

Der Abfall der Scherkraft im dicht gelagerten Boden nach Überschreiten des Maximalwertes in den Meßquerschnitten $\zeta = 0,1...0,2$ läßt erkennen, daß dort bereits der plastische Grenzzustand erreicht ist, während im

Meßquerschnitt $\zeta = 0{,}4$ die Scherkraft mit steigender Belastung noch anwächst. Die Druckzone wird also nicht im Bruchzustand als homogener Körper herausgezogen, sondern der Bruch tritt progressiv, an der Platte beginnend auf. Im oberen Teil des Verankerungsbodens sind durchgehende Brucherscheinungen erst weit nach Überschreiten der Bruch-Zugkraft festzustellen.

Die Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Scherversuchen wird noch deutlicher bei Auftragung des Scherkraftanteiles T zur Aufnahme der Zugkraft Z in Abhängigkeit von der Bodenbewegung s in der jeweiligen Schnittebene ζ (Abb. 5.2.22): Geringe Scherwege bis zum Erreichen des Bruchwertes bei dichter Lagerung des Bodens und große Bodenbewegungen zur Aktivierung der Scherkraft im locker gelagerten Boden, ohne einen Bruchwert zu erreichen. Da der Darstellung die jeweils gemessene Bodenbewegung zugrunde liegt, ist die unterschiedliche Größe der erreichten Scherkraft auch ein Maß für den von unten nach oben abklingenden Bodendruck σ_{rr}.

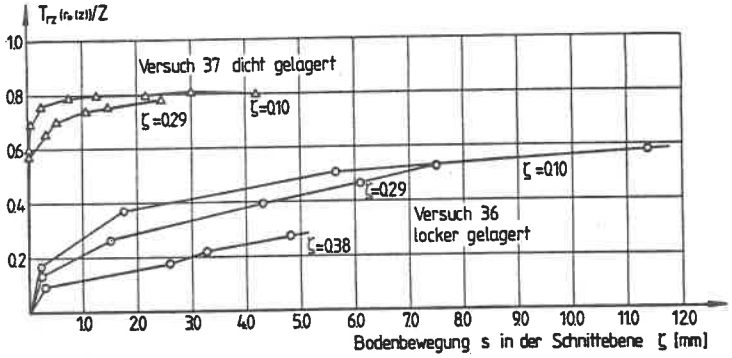


Abb. 5.2.22 Aktivierung der Scherkraft $T_{rz}(r_o(z))$ abhängig von der Bodenbewegung s in der Schnittebene

Die zur Aufnahme der wachsenden Zugkraft Z des Ankers aktivierte Scherkraft T_{rz} $(r_o(z))$ - für Versuche mit Platten 4o/4o bei Einbettungsverhältnissen $\lambda = 2{,}o...2{,}5$ nach Gleichung 13 ermittelt - zeigt einen Verlauf im Verankerungsboden, der dem der Scherspannung ähnlich ist und dadurch die abgeleiteten theoretischen Beziehungen bestätigt (Abb. 5.2.23). Eine Darstellung für $\zeta < 0{,}1$ ist nicht möglich, da in diesem Bereich Meßwerte fehlen.

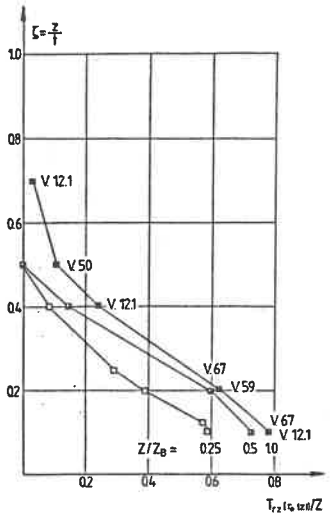


Abb. 5.2.23 Verlauf des Scherkraftanteiles $T_{rz}(r_o(z))$ zur Aufnahme der Zugkraft Z, Beispiel: Platte 4o/4o, λ=2,o...2,5, dicht gel.

5.2.3 Horizontalspannungen σ_{rr} und $\sigma_{\phi\phi}$

Die gemessenen Horizontalspannungen σ_{rr} besitzen ihren Höchstwert in Ankerachse (r = 0), mit wachsendem Abstand r klingen sie auf Null ab. Die sich abbildenden Glockenkurven flachen ab und erfassen größere Bereiche mit wachsendem Abstand z von der Ankerplatte (Abb. 5.2.24). Ihr Verlauf stimmt im Prinzip mit dem der Spannungen σ_{xx} des ebenen Verformungszustandes überein (vgl. Abb. 5.2.2).

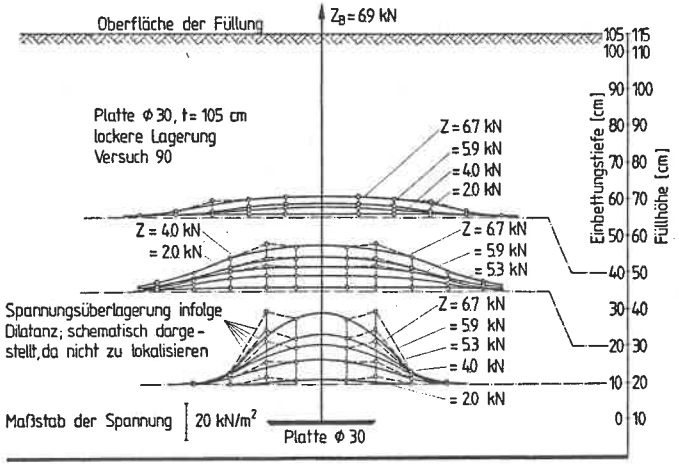


Abb. 5.2.24 Bodenspannungen σ_{rr} infolge Ankerbelastung Z

Die sich ergebenden Glockenkurven werden fast ausnahmslos, besonders deutlich aber bei dichter Lagerung des Bodens durch Spannungsspitzen etwa über den Plattenrändern überlagert. Sie lassen auf eine örtliche Verdichtung des Bodens infolge steigender Scherbeanspruchung schließen, wie sie ähnlich beim Scherversuch zu beobachten ist. Die in diesem Bereich gemessenen Werte bestätigen die bisher aufgezeigten Tendenzen (Anl. 5.2.12, Abb. 5.2.25): Größere Spannungen σ_{rr} treten bei höherer Bodenüberdeckung, also unmittelbar über der Platte (ζ = 0,1) auf. Dort erreichen sie ihren Höchstwert vor dem Bruch des Gesamtsystems und fallen anschließend wieder ab. Das örtliche Auftreten des plastischen Grenzzustandes zeichnet sich bei dicht gelagertem Boden deutlicher ab als bei lockerer Lagerung. Dadurch erklärt sich, daß die auftretenden Spitzenwerte der Scherkraft dabei zum Teil wesentlich höher sind, als es der Reibung aus dem Überlagerungsdruck entspricht. Hier wird der erhöhte Seitendruck des durch die Plattenbewegung verdichteten Bodens und eine anschließende Auflockerung des Korngefüges wirksam. Die Spannungen σ_{rr} in höherer Lage über der Ankerplatte (ζ ≈ 0,3) zeigen keine derartigen Erscheinungen, sie wachsen an bis zum Bruch des Systems.

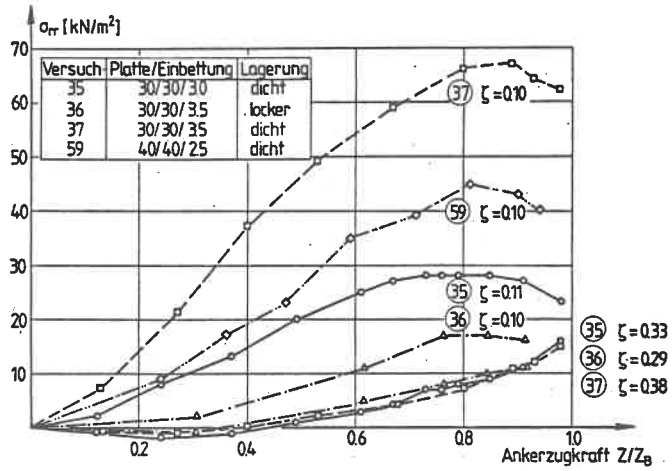


Abb. 5.2.25 Spannungen σ_{rr} bei wachsender Belastung Z/Z_B im Bereich $r=r_o$, $\zeta=z/t$ über der Ankerplatte

Das Auftreten von Spannungsspitzen infolge Dilatanz über den Plattenrändern und ihren Abbau im plastischen Grenzzustand des Bodens zeigt die Darstellung der Spannungen σ_{rr} in einer Meßebene z ≈ 10 cm über der Platte (Abb. 5.2.26): Über dem Plattenrand ist ein Spitzenwert bis zu einer Belastung Z/Z_B = 0,82 zu erkennen. Bei weiterer Belastung wachsen wie bei einer druckbelasteten Flächengründung nur noch die Spannungen in Plattenmitte.

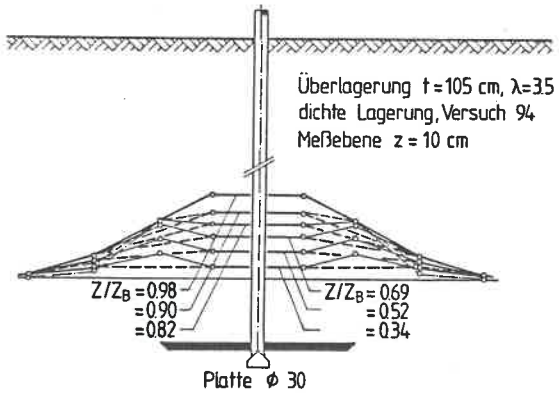


Abb. 5.2.26 Abbau der Spannungsspitzen σ_{rr} über den Plattenrändern bei wachsender Zugkraft

Die Approximation der Meßwerte in den horizontalen Meßquerschnitten erfolgte unter Einhaltung der Randbedingungen - Symmetrie zur Ankerachse, σ_{rr} = 0 für ζ = 1 und asymptotisches Abklingen für größere Werte r - nach dem Ansatz (Anl. 5.2.18):

$$\sigma_{rr} = \max \sigma_{rr} \cdot e^{\alpha u} \qquad (14)$$

wobei: $u = (r/r_o)^2$ und $\alpha = -0{,}6$ (Anl. 5.2.13 bis 5.2.17).

Die geglättete Kurve für einen exemplarisch angenommenen Meßquerschnitt ζ = 0,2 ist auf Abb. 5.2.27 dargestellt.

Der Verlauf der Werte max σ_{rr} im Bereich des Verankerungsbodens $\zeta \geq 0{,}1$

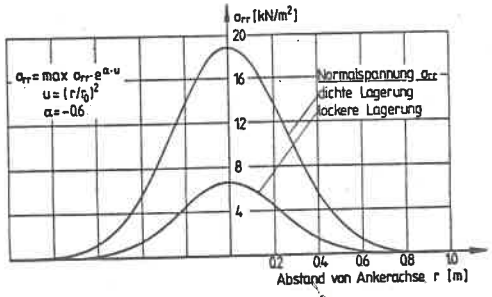


Abb. 5.2.27 Verlauf der Spannungen σ_{rr}, Beispiel: Platte ∅ 40 cm, Einbettungsverh. $\lambda = 2{,}0$, Bruchzustand Z_B, Schnittebene $\zeta = 0{,}2$

wird in Analogie zum Ansatz für die Spannungen max σ_{zz} durch die Gleichung

$$\max \sigma_{rr} = \sigma_o \cdot e^{a_2 + a_3} \qquad (15)$$

dargestellt (Abb. 5.2.28). Die Koeffizienten ergaben sich durch Approximation zu $a_2 = -0{,}84$ und $a_3 = -4{,}80$.

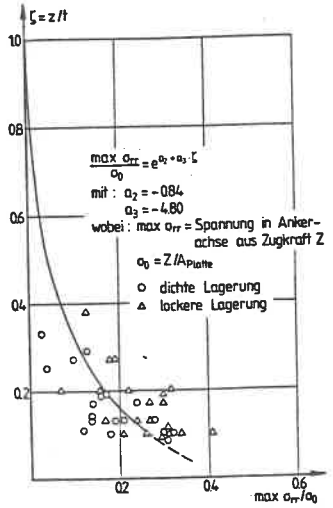


Abb. 5.2.28 Spannungsverlauf $\sigma_{rr}(r=o)/\sigma_o$ über Plattenmitte, Bruchzust.

Die hierbei auftretende starke Streuung der Meßwerte ist durch die vorstehend beschriebene Unstetigkeit im gesetzmäßigem Verlauf der Spannungen σ_{rr} infolge Dilatanz bedingt, deren Bereich nicht exakt zu lokalisieren ist. Dadurch wird die Zahl der auswertbaren Meßstellen im untersuchten Schnitt verringert. Außerdem werden bei veränderlicher Entfernung der Erddruckgeber vom Anker unterschiedliche Volumenelemente des Bodens erfaßt und infolgedessen die Meßwerte σ_{rr}

in Ankernähe stärker durch die entsprechende Komponente der Spannung $\sigma_{\phi\phi}$ als bei Erddruckgebern in größerer Entfernung beeinflußt (Abb. 5.2.29).

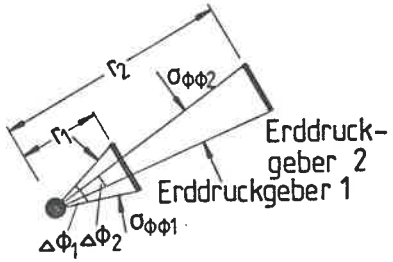


Abb. 5.2.29 Beeinflussung der Meßwerte σ_{rr} durch die Lage der Erddruckgeber

Ein Vergleich der Werte σ_{rr}, die mittels Bruchkriterium aus den Spannungen $\tau_{rz}(r_o(z))$ nach Gleichung 11 für die Stelle r_o im Bruchzustand errechnet wurden, mit gemessenen Werten zeigt ausreichende Übereinstimmung (Anl. 5.2.12). Dadurch werden die erzielten Meßergebnisse bestätigt.

Die Spannungen $\sigma_{\phi\phi}$ lassen sich nach Gleichung 4 unter Anwendung der Gleichungen 1oa und 14 bestimmen zu (Anl. 5.2.18 und 5.2.19):

$$\sigma_{\phi\phi} = \sigma_{rr}(1+2\alpha u) - r^2 e^{-u} \max \sigma_{zz}\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{a_1}{t}\right)^2 + \frac{u}{r_o}\frac{dr_o}{dz}\left[\frac{2a_1}{t} + \left(\frac{2u-3}{r_o}\right)\frac{dr_o}{dz}\right] + \frac{u}{r_o}\frac{d^2 r_o}{dz^2}\right\} \qquad (16)$$

und an der Begrenzung der Druckzone für $r = r_o$ zu:

$$\sigma_{\phi\phi}(r_o(z)) = \sigma_{rr}(1+2\alpha) - o{,}368 \max \sigma_{zz}\left\{\frac{r_o^2}{2}\left(\frac{a_1}{t}\right)^2 + \frac{r_o}{t}\frac{dr_o}{dz}\left(2a_1 + \frac{2}{(1-\zeta)} + \frac{m}{(1-\zeta)^2}\right) - \left(\frac{dr_o}{dz}\right)^2\right\} \qquad (17)$$

wobei:

$$r_o = \frac{d}{2} + r_1'\left(1 - e^{\frac{m\zeta}{1-\zeta}}\right)$$

$$\frac{dr_o}{dz} = -\frac{r_1'}{t}\, e^{\frac{m\zeta}{1-\zeta}}\, \frac{m}{(1-\zeta)^2}$$

$$\frac{d^2 r_o}{dz^2} = \frac{1}{t}\frac{dr_o}{dz}\left[\frac{m}{(1-\zeta)^2} + \frac{2}{(1-\zeta)}\right]$$

Durch das wiederholte Differenzieren der Bestimmungsgleichungen werden die bei empirischen Ermittlungen unvermeidbaren Fehler vervielfacht. Im vorliegenden Fall führen sie zu Verzerrungen der Spannungsverhältnisse im Boden. Auf eine numerische Auswertung dieser Gleichungen wurde deshalb verzichtet.

5.3 Die Spannungsbereiche

Die Bodenhebungen s und die Spannungen σ_{zz} zeigen bis zum Erreichen der Bruch-Zuglast durchweg einen stetigen Verlauf. Der Boden bricht nicht in zwei Bereiche, sondern die Pressungen über der Platte werden an die Nachbarbereiche weitergeleitet. Im betrachteten Lastbereich tritt also kein Linienbruch auf.

Schauversuche, die als ebene Darstellung der Vorgänge im Verankerungsboden zu werten sind und deshalb nur qualitative Aufschlüsse erbringen können, bestätigen dies (Abb. 5.3.1 bis 5.3.4).

Der Bestimmung der Zone, die durch die Ankerkraft eine zusätzliche Druckbelastung erfährt (Druckzone), werden die durch Auftragung ermittelten Nullstellen der Spannungen σ_{zz} zugrundegelegt. Einzelne, durch Dilatanz verursachte Spannungsspitzen σ_{rr} treten an der Stelle der maximalen Scherbeanspruchung auf und werden ebenfalls für die Begrenzung des Druckbereiches herangezogen. Diese Kriterien sind jedoch nur beschränkt zu verwenden, weil die meist zwischen den Meßstellen liegenden Maxima nur ungenau zu lokalisieren sind. Die Grenze der Entlastungszone ist durch das mit Meßwerten nachgewiesene Abklingen der Spannungen σ_{zz} und σ_{rr}, sowie der Bodenbewegungen s auf Null gegeben. Die zwei Bereiche, die sich zwangsläufig aus der Gleichgewichtsbedingung in z-Richtung für jeden Horizontalschnitt ergeben, sind durch das Vorzeichen der Spannungen σ_{zz} definiert.

Die sich nach Überschreiten der Bruch-Zugkraft an der Oberfläche des Bodens bildenden, eingemessenen Risse können - da dort die Volumenzunahme (Dilatation) gering ist ($\sigma_{rr} \approx 0$) und demzufolge die Unstetigkeits-

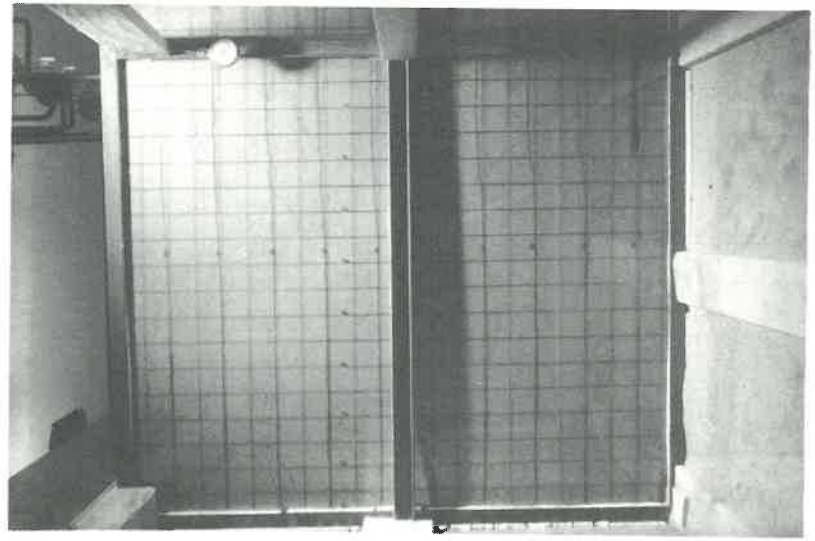


Abb. 5.3.2 Verformungen bei $Z > Z_B$ Plattenhebung h = 26,9 mm {erste Verschiebungssprünge

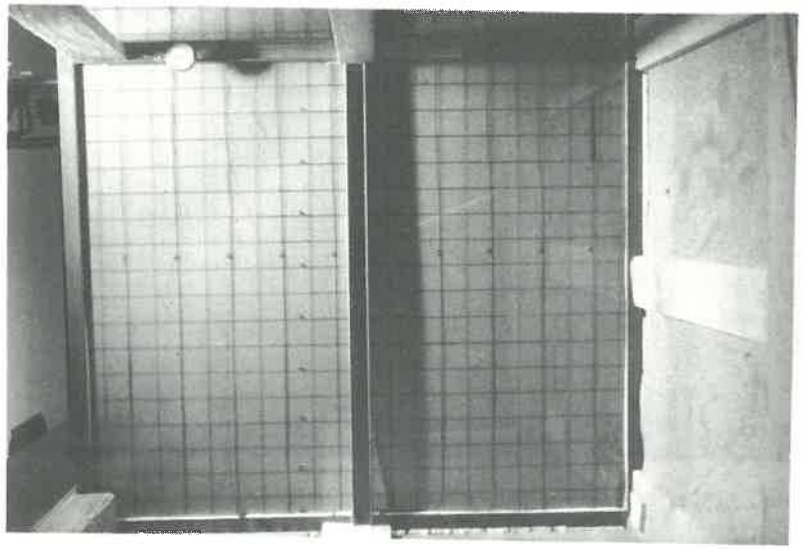


Abb. 5.3.1 Verformungen bei Z_B = 12,2 kN Plattenhebung h = 13,5 mm

Platte 4o/4o, t = 1oo cm, dichte Lagerung, Versuch 66

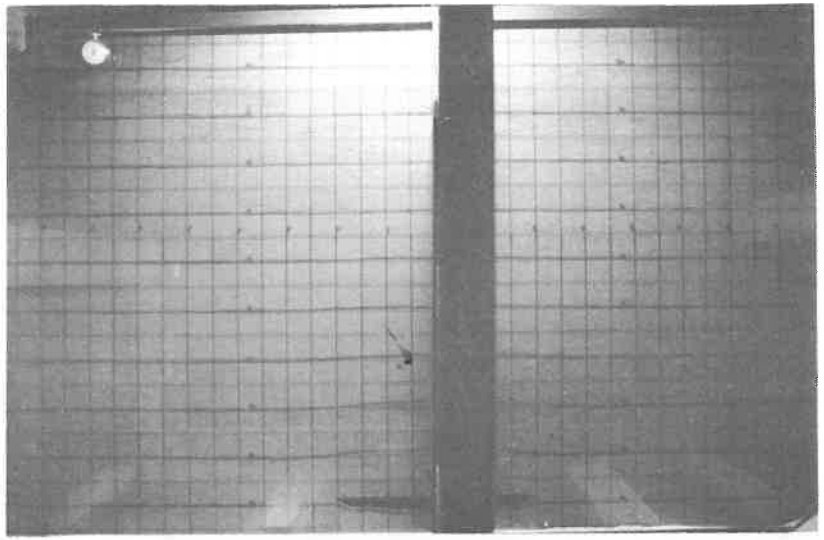


Abb. 5.3.3 Verformungen bei Z_B = 6,5 kN
h = 21,2 mm

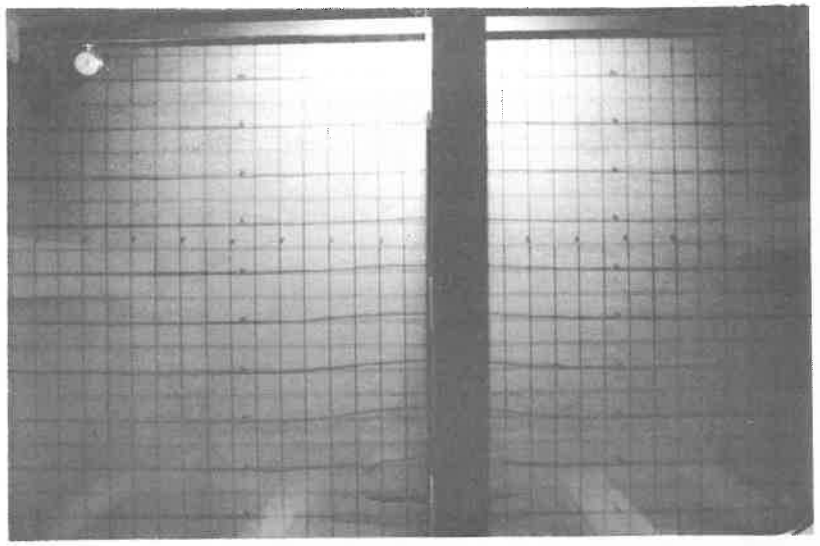


Abb. 5.3.4 Verformung bei $Z > Z_B$
Plattenhebung h = 35,3 mm

Platte 4o/4o, t = 1oo mm, lockere Lagerung, Versuch 65

linien der Spannungs- und Verschiebungsfelder nur geringfügig voneinander abweichen – als weiterer Zwangspunkt $\xi_1 = r_B/t$ für die maximale Scherbeanspruchung und damit für den Umfang der Druckzone angenommen werden.

Der Zusammenhang zwischen den Meßgrößen und der Form der definierten Bereiche ist auf Abb. 5.3.5 dargestellt.

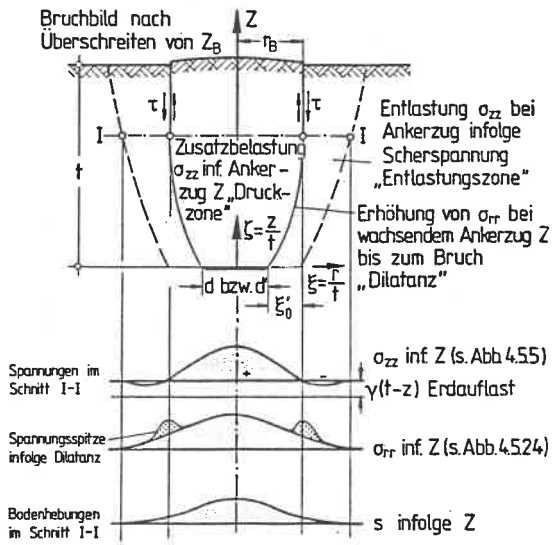


Abb. 5.3.5 Ermittlung der Spannungsbereiche aus den Meßwerten (Schema)

Ausgeprägte Bruchbilder zeichneten sich bei dichter Lagerung des Bodens an der Oberfläche ab, wenn der Anker über die Bruch-Zugkraft hinaus angezogen wurde. Häufig brach der Boden muschelförmig, in verschiedenen Stufen hoch, und zwar mit zunehmender Ankerbewegung von außen nach innen, bis die Ankerplatte schließlich den Boden der Druckzone "durchstanzte" (Abb. 5.3.6 und 5.5.4).

Bei lockerer Lagerung entstanden Bruchrisse i. a. nur bei geringer Einbettungstiefe nach starker Hebung der Ankerplatte (etwa 2o-fache Bruch-

hebung). Bei hoher Überdeckung der Platte war kein Aufbruch zu beobachten.

Abb. 5.3.6 Bruchrisse an der Oberfläche, Vers. 28
Platte 2o/2o, t=3o cm, dichte Lagerung

Bei dieser Ermittlung müssen zwangsläufig größere Streuungen erwartet werden, weil die Zahl der Meßstellen beschränkt und ihr Abstand demzufolge verhältnismäßig groß war (i.a. 1o cm). Außerdem konnten die Bereiche nicht direkt gemessen, sondern mußten aus z.T. kleinen Meßwerten interpoliert werden, so daß sich unvermeidliche Meßfehler und Schwankungen der Lagerungsdichte im Versuchssand besonders stark bemerkbar machten. Nur die große Anzahl der Einzelwerte gestattete eine ausreichend sichere Bestimmung der Bereiche.

Die bereits in Abschnitt 5.2 vorgenommene Einführung von dimensionslosen Ordinaten $\zeta = z/t$ und $\xi = r/t$ bzw. $\xi' = r'/t$, wobei $r' = r - d/2$ für den Plattenrand gilt, ermöglichte einen unmittelbaren Vergleich der Ergebnisse für alle Platten. Die Einbettungstiefe t wurde als Bezugsgröße gewählt, weil die Oberflächenbegrenzung des Verankerungsbodens die Spannungsverteilung (Meyerhof, Adams 1968) und die Größe der Hebungszone (Kananyan 1975) maßgebend beeinflußt.

Ein zunächst linearer Ausgleich für die Begrenzung der Druckzone ξ'_o bis $\zeta \approx 0{,}35$ über der Platte nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate ließ gleiche geometrische Form der Druckzone vom Plattenrand ausgehend für die jeweilige Lagerungsdichte des Verankerungsbodens unabhängig von der Plattengröße und Plattenform erkennen (Abb. 5.3.7).

Die Form der Druckzone für locker gelagerten Boden ist der für dicht gelagerten Boden geometrisch ähnlich, sie unterscheidet sich jedoch durch den kleineren Druck-Ausbreitungswinkel δ über der Ankerplatte und durch ihre geringere Ausdehnung ξ'_1 an der Oberfläche des Verankerungsbodens.

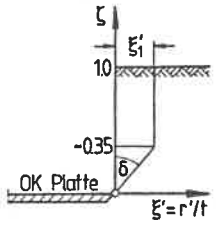


Abb. 5.3.7 Erste Näherung für die Begrenzung der Druckzone

Die Spannungsanalyse (Abschnitt 5.2) gestattet eine genauere Festlegung der Druckzone abhängig von der jeweiligen Laststufe (Anl. 5.3.1 und 5.3.2). Ihre Form ändert sich - wie bereits festgestellt - unter zunehmender Ankerzugkraft bei locker gelagertem Boden kaum, bei dichter Lagerung des Bodens nimmt sie jedoch im Bereich über der Ankerplatte eine vollere Form an.

Die weiteren Betrachtungen erstrecken sich deshalb auf den Bruchzustand Z_B in lockerer und dichter Lagerung und auf den Zustand bei halber Bruch-Zugkraft $0{,}5\ Z_B$ in dichter Lagerung. Die Werte ξ'_o in diesem Belastungszustand rechtfertigen die dabei getroffene Annahme, daß die Druckzone auch bei halber Bruch-Zugkraft auf den aus den Bruchrissen an der Oberfläche gewonnenen Wert ξ'_1 ausläuft.

Der zunächst vereinfachte lineare Ausgleich für den Bereich der Druckzone $\zeta = 0 \ldots 0{,}4$ wird durch eine Kurvenanpassung nach Gleichung 7

$$\xi'_o = \xi'_1 \left(1 - e^{\frac{m.\zeta}{1-\zeta}}\right)$$

unter Berücksichtigung der mit großer Sicherheit eingemessenen Bruchrisse an der Oberfläche verbessert (Anl. 5.3.3 bis 5.3.1o). Daraus errechnet sich ein Druck-Ausbreitungswinkel über der Ankerplatte, der im dicht gelagerten Boden bei Laststeigerung vom halben auf den vollen

Bruchwert von $\delta \approx 25^o$ auf 29° anwächst, und $\delta \approx 19^o$ bei lockerer Lagerung beträgt, und eine Ausdehnung der Druckzone an der Oberfläche von $\xi_1' = 0{,}18$ bei dichter und $\xi_1' = 0{,}12$ bei lockerer Lagerung.

In der gleichen Art ist die Begrenzung der Entlastungszone ermittelt. Hier wurden die Einzelwerte ξ' mit einem Prozeßrechner wiederum nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate abgeglichen, wobei die Gleichung

$$\xi' = n_o + n_1 . \zeta + n_2 . \zeta^2 \qquad (18)$$

zugrunde lag. Die Auftragung der Entlastungszone (Anl. 5.3.11 und 5.3.12) im gewählten ξ'/ζ-Koordinatensystem zeigt, daß auch die Entlastungszone für alle Plattengrößen und -formen die gleiche geometrische Form besitzt, in unterschiedlicher Größe nur abhängig von der Lagerungsdichte des Bodens.

Diese Spannungsbereiche sind auf Abb. 5.3.8 dargestellt.

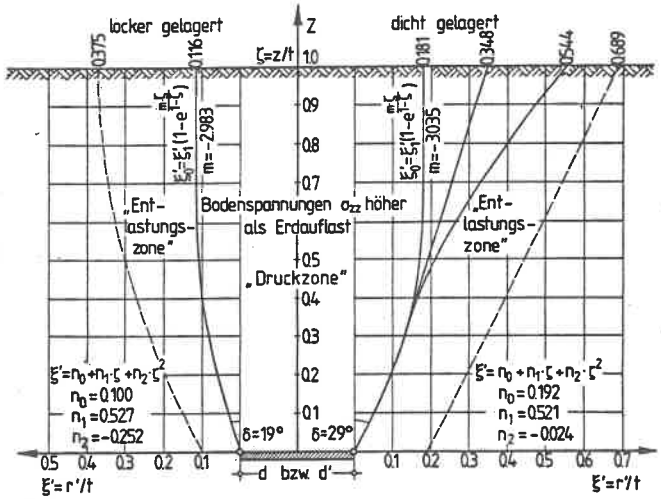


Abb. 5.3.8 Spannungszonen im Bruchzustand

Das Gewicht dieser Spannungsbereiche ergibt die auf Abb. 5.3.9 für

dichte und lockere Lagerung des Bodens aufgetragenen Lastanteile zur Aufnahme der Bruch-Zuglast N_B des Ankers. Da das Gewicht der Druckzone bei Beanspruchung durch die Ankerplatte mit Sicherheit voll ausgenutzt wird, stellt sich als Differenz der jeweilige Anteil dar, der durch die Scherfestigkeit auf die Entlastungszone abgetragen wird. Bei dichter Lagerung wird nahezu das gesamte Gewicht der Entlastungszone in Anspruch genommen. Bei lockerer Lagerung des Bodens dagegen sind geringere Anteile an der Aufnahme der Ankerkraft beteiligt (Anl. 5.3.13 bis 5.3.15).

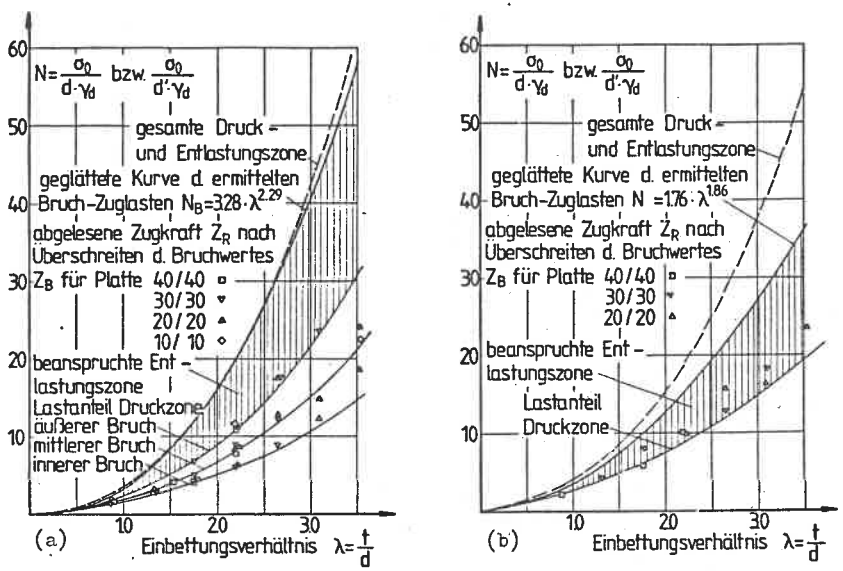


Abb. 5.3.9 Lastanteile der Zugkraft im Verankerungsboden
(a) bei dichter (b) bei lockerer Lagerung

Nach Überschreiten der Bruch-Zugkraft registrierte der Fahrtenschreiber am Steuerpult einen Abfall der Ankerkraft (Abb. 5.1.1), wie er auch beim Scherversuch im dicht gelagerten Boden zu beobachten ist. Aus der sich dabei einstellenden Rest-Zugkraft Z_R sind die normierten Kräfte $N_R = 4\ Z_R\ /\ \pi\ d'^3 \gamma_d$ errechnet und in die Diagramme der Abb. 5.3.9 ein-

getragen. Sie bestätigen die Größe der in diesem Versuchsstadium wirksamen Druckzone und damit auch die der Entlastungszone mit recht guter Genauigkeit.

Der Anteil der Scherkraft T_{rz} (r_o) an der Gesamtzugkraft Z wächst mit größer werdender Einbettungstiefe $\lambda = 1{,}0 \ldots 3{,}5$ bei lockerer Lagerung des Bodens von $T/Z \approx 0{,}20$ auf 0,45 und bei dichter Lagerung von $T/Z \approx 0{,}50$ auf 0,75 (Abb. 5.3.1o). Da das Bodengewicht über der Platte mit Baukosten erkauft werden muß, der Scherkraftanteil aber zwangsläufig entsteht, kann eine Einbettungstiefe $\lambda \geq 2{,}0$ als wirtschaftlicher Bereich für eine flachgegründete Zugverankerung angesehen werden.

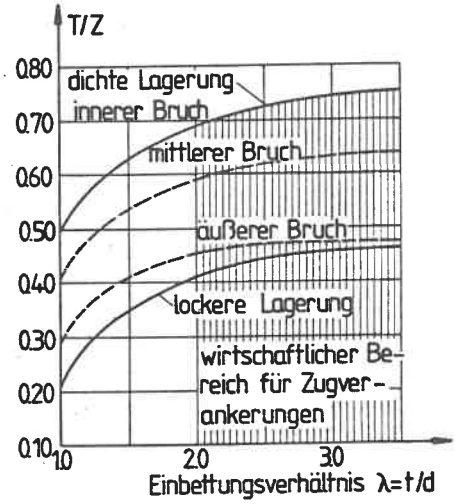


Abb. 5.3.1o

Einfluß der Einbettungstiefe λ auf den Anteil der Scherkraft T an der Zugkraft Z

5.4 Hebung der Ankerplatte

Unter dem Druck der Ankerplatte gegen den überlagernden Boden treten in diesem Verformungen auf: Zunächst wird der Boden über der Ankerplatte zusammengepreßt und die Bewegungen der Ankerplatte sind verhältnismäßig klein. Unter steigender Belastung wird - wie bereits festgestellt - die Scherfestigkeit im Verankerungsboden aktiviert, was größere Bewegungen voraussetzt. Beim Auftreten von plastischen Verformungen über den Plattenrändern vergrößern sich die Bewegungen der Platte sehr rasch, und es tritt abschließend der Bruch des Gesamtsystems ein (Abb. 5.4.1), d.h. die Platte wird aus dem Boden herausgezogen, und die Zugkraft fällt auf einen Restbetrag Z_R ab (Abb. 5.1.1).

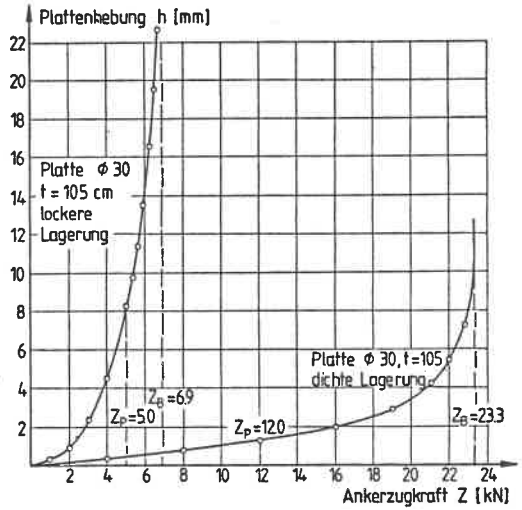


Abb. 5.4.1 Last-Hebungs-Linien

Diese Belastungs-Verformungs-Kurve, wie sie im Prinzip bei allen bis zum Bruch führenden Belastungen wohlbekannt ist, weist naturgemäß größere Bewegungen der Ankerplatte bei lockerer Lagerung des Bodens als bei dichter auf. In beiden Fällen verläuft jedoch die Last-Hebungs-Linie, wie bei den Dreiaxialversuchen (Abschn. 4.1.4.3), im Anfangsstadium der Zugversuche in einer funktionellen Abhängigkeit h = h (Z). Sie stellt sich bei Auftragung im doppellogarithmischen Maßstab als Gerade dar (Abb. 5.4.2, Anl. 5.4.1 bis 5.4.7). Dieser Teil soll deshalb wie beim Dreiaxialversuch als "quasi-elastischer Bereich", das Ende dieses Lastbereiches als Proportionalitätsgrenze Z_P bezeichnet werden. Charakteristisch für diese Grenze und eindeutig zu erfassen

ist die Laststufe, nach der die Hebung der Ankerplatte progressiv zunimmt. Sie stellt sich bei Auftragung im doppellogarithmischen Maßstab als Ablösung von der am Anfang gradlinig verlaufenden Last-Hebungs-Linie dar.

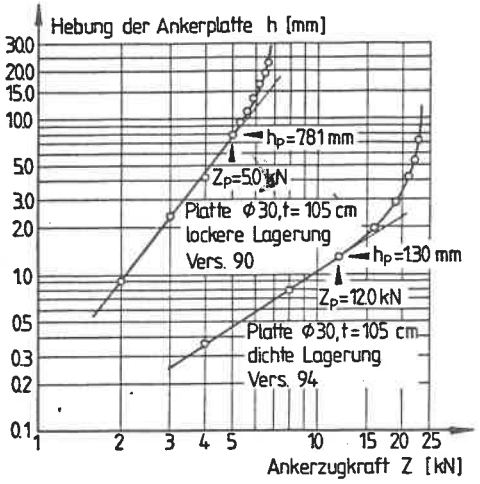


Abb. 5.4.2 Last-Hebungs-Linien in logarithmischer Darstellung zur Ermittlung der Proportionalitätsgrenze

Die den Auftragungen entnommenen Werte Z_P (Anl. 5.4.8 und 5.4.9) sind in dimensionsloser Schreibweise $N_P = 4\ Z_P / \pi\ d'^3\ \gamma_d$ (Anl. 5.4.1o und 5.4.11) auf Abb. 5.4.3 abhängig von der Einbettungstiefe λ dargestellt. Sie besitzen, wie die Kurven für N_B, die Form einer Potenzfunktion

$$N_P = a.\ \lambda^{w}$$

mit: a = 2,31 und w = 2,o7 für dicht gelagerten Boden
a = 1,58 und w = 1,71 für locker gelagerten Boden

Das arithmetische Mittel des Wertes $N_P / N_B = 0{,}60$ aus den Versuchen mit dichter Lagerung und $N_P / N_B = 0{,}82$ für die Versuche mit lockerer Lagerung läßt erkennen, daß der locker gelagerte Boden schneller aus dem quasi - elastischen Bereich in den Bruchzustand übergeht als der dicht gelagerte Boden (Anl. 5.4.9).

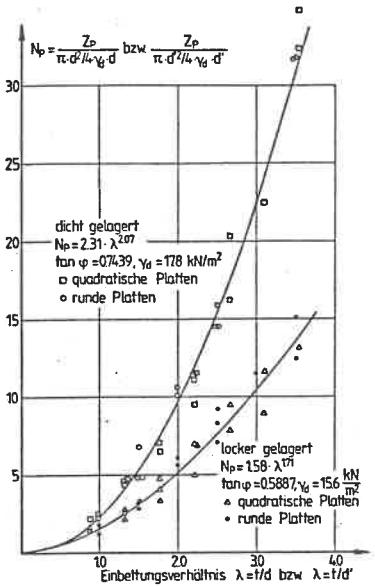


Abb. 5.4.3 Proportionalitätsgrenze, Grenze des quasi-elastischen Bereiches

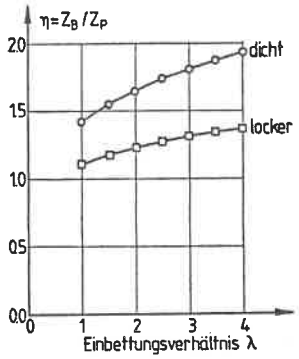


Abb. 5.4.4 Standsicherheit der Verankerung $\eta = Z_B/Z_P$

Beim Überschreiten der Proportionalitätsgrenze wird die Scherfestigkeit des Bodens über den Plattenrändern überschritten, der progressive Bruch des Systems beginnt. Definiert man diese Laststufe als "zulässige Belastung", dann beträgt die sich daraus ergebende Standsicherheit der Verankerung gegen Bruch

im dicht gelagerten Boden $\eta = N_B / N_P = 1{,}42.\ \lambda^{0{,}22} = 1{,}42 \ldots 1{,}87$
im locker gelagerten Boden $\eta = 1{,}11.\ \lambda^{0{,}15} = 1{,}11 \ldots 1{,}34$

jeweils für Einbettungsverhältnisse $\lambda = 1{,}o \ldots 3{,}5$ (Abb. 5.4.4).

Die ebenfalls den Auftragungen entnommene Hebung der Ankerplatte h_P an der Proportionalitätsgrenze Z_P wächst, wie die Auftragungen auf Abb. 5.4.5 zeigen, gradlinig mit dem Einbettungsverhältnis der Platte λ an. Ursache hierfür sind die mit größer werdender Überlagerung zunehmenden Ankerzugkräfte. Das überlineare Anwachsen der Hebungen h_P abhängig vom Durchmesser der Ankerplatte, ähnlich wie bei druckbelasteten Flächengründungen, ist auf den größeren Einflußbereich zurückzu-

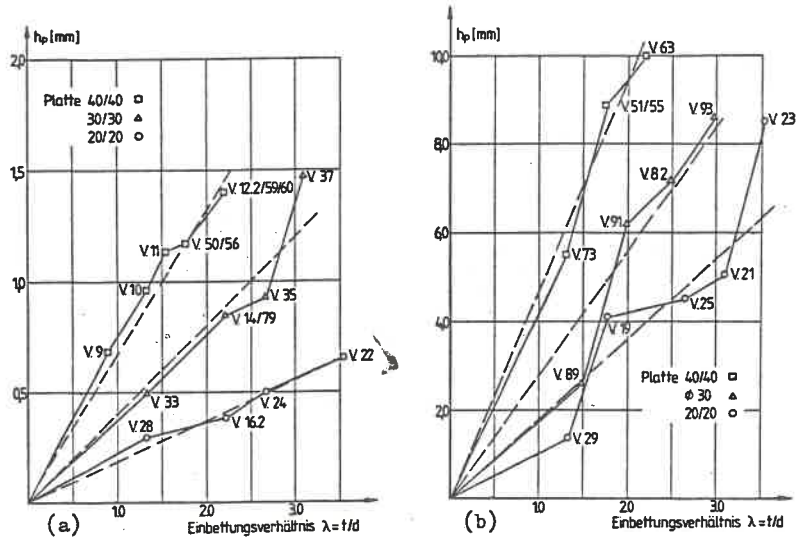


Abb. 5.4.5 Hebung der Ankerplatte hp an der Proportionalitätsgrenze (a) bei dichter (b) bei lockerer Lagerung des Sandes

führen, den die Spannungen im Verankerungsboden erfassen. Die Hebungen hp sind im locker gelagerten Boden fast 1o mal so groß wie bei dichter Lagerung (Abb. 5.4.6, Anl. 5.4.12 und 5.4.13).

Deutlicher werden diese Zusammenhänge bei Darstellung der Hebung h_p abhängig von der jeweiligen Proportionalitätsgrenze Z_p, der die abgeglichenen Werte zugrunde liegen, im logarithmischen Maßstab (Abb. 5.4.7). Die Auftragung läßt insbesondere erkennen, daß die Aufnahme einer Ankerzugkraft Z_p mit jeweils kleinerer Plattenabmessung und höherer Einbettung im dicht gelagerten Boden eine geringere Hebung h_p, im locker gelagerten Boden dagegen infolge der größeren Verformbarkeit des Verankerungsbodens (s. Abschnitt 5.5) eine größere Hebung verursacht.

Der Verlauf der Last-Hebungs-Linie im quasi-elastischen Bereich, also bis zur Hebung der Ankerplatte hp unter der Zugkraft Zp, ist aus zahlreichen Meßwerten ermittelt worden und kann unabhängig von Platten-

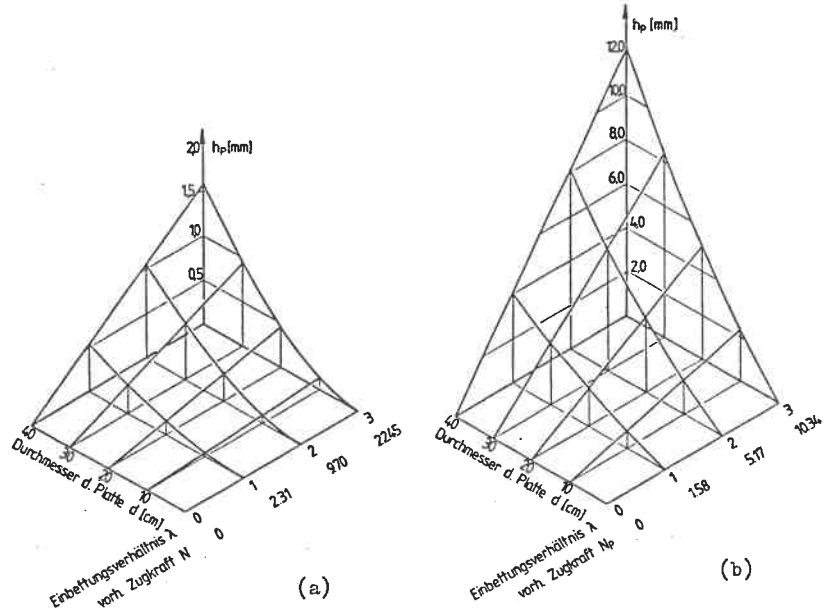


Abb. 5.4.6 Hebung der Ankerplatte hp an der Proportionalitätsgrenze Zp (a) bei dichter (b) bei lockerer Lagerung des Sandes

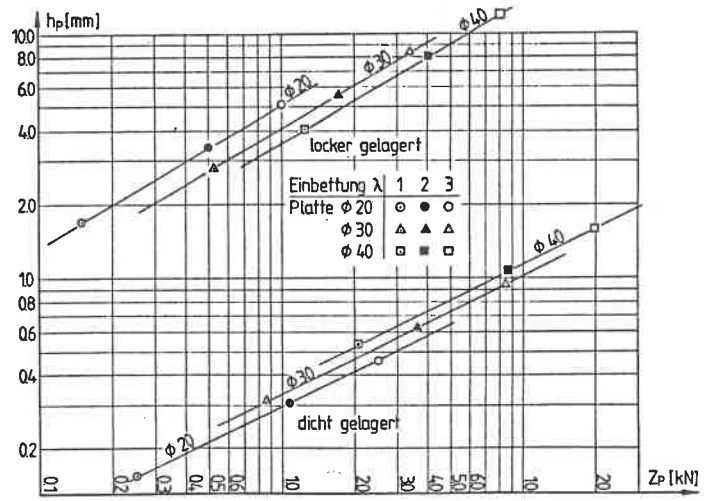


Abb. 5.4.7 Hebung der Ankerplatte hp an der Proportionalitätsgrenze Zp im logarithmischen Maßstab

größe und Einbettungstiefe als Potenzfunktion geschrieben werden:

$$h = h_P \left(\frac{Z}{Z_P} \right)^u$$

wobei: $u = 1{,}13$ bei dichter Lagerung
$u = 3{,}07$ bei lockerer Lagerung.

Abb. 5.4.8 zeigt den gestreckten Verlauf dieser Kurve für dicht gelagerten Boden und Abb. 5.4.9 die starke Krümmung im locker gelagerten Boden.

Die Neigung der Kurven bei $Z/Z_P = 1$ von

$$\frac{d\,(h/h_P)}{d\,(Z/Z_P)} = 1{,}127 \text{ bei dichter Lagerung und}$$
$$= 3{,}065 \text{ bei lockerer Lagerung}$$

des Bodens bestätigen den bereits festgestellten allmählichen Übergang zum Bruch des Systems bei dichter Lagerung und den schnellen Übergang zum Bruch bei lockerer Lagerung des Bodens.

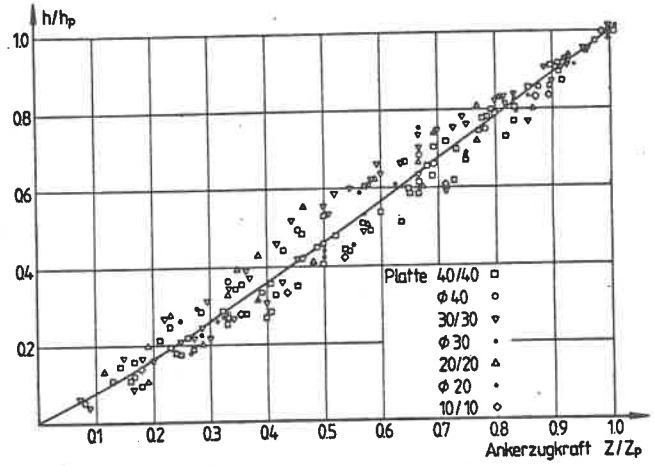


Abb. 5.4.8 Verlauf der Last-Hebungs-Linie im quasi-elastischen Bereich, dichte Lagerung des Sandes

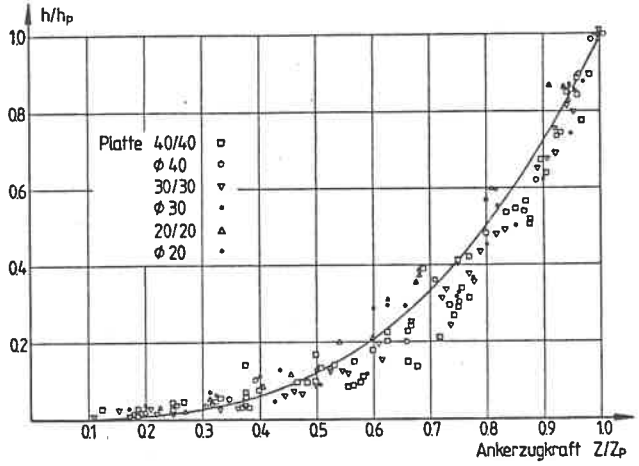


Abb. 5.4.9 Verlauf der Last-Hebungs-Linie im quasi-elastischen Bereich, lockere Lagerung des Sandes

Eine Gesetzmäßigkeit für die Hebung der Platte im Bruchzustand ist nicht anzugeben, weil die in diesem Zustand auftretenden Bewegungen meßtechnisch nicht zu erfassen sind. Um den weiteren Verlauf der Hebungen, zumindest der Tendenz nach verfolgen zu können, wurde der Wert 0,9 Z_B bzw. $h_{0,9}$ den folgenden Untersuchungen zugrunde gelegt. Dabei ergibt sich eine parabelförmige Abhängigkeit zwischen der Hebung der Ankerplatte und dem Einbettungsverhältnis λ, d.h. die Bewegung der Ankerplatte $h_{0,9}$ nahe dem Bruch nimmt mit größer werdenden Einbettungstiefen weit stärker zu als am Ende des quasi-elastischen Bereiches h_P. Im dicht gelagerten Boden werden bei größeren Platten höhere Werte $h_{0,9}$ als bei kleineren Platten gemessen. Bei lockerer Lagerung des Verankerungsbodens ist eine Abhängigkeit von der Plattengröße nicht zu erkennen (Abb. 5.4.1o).

Den Zusammenhang zwischen der Sicherheit einer Ankerplatte gegen Bruch $\eta = N_B/N_P$ und der dabei auftretenden Plattenhebung h_P zeigt Abb. 5.4.11. Es ist zu erkennen, daß die Bewegungen der Platte an der Proportionalitätsgrenze h_P mit größer werdender Einbettungstiefe λ stärker ansteigen als die Sicherheit gegen Bruch. Das ist besonders im locker gelagerten Boden der Fall.

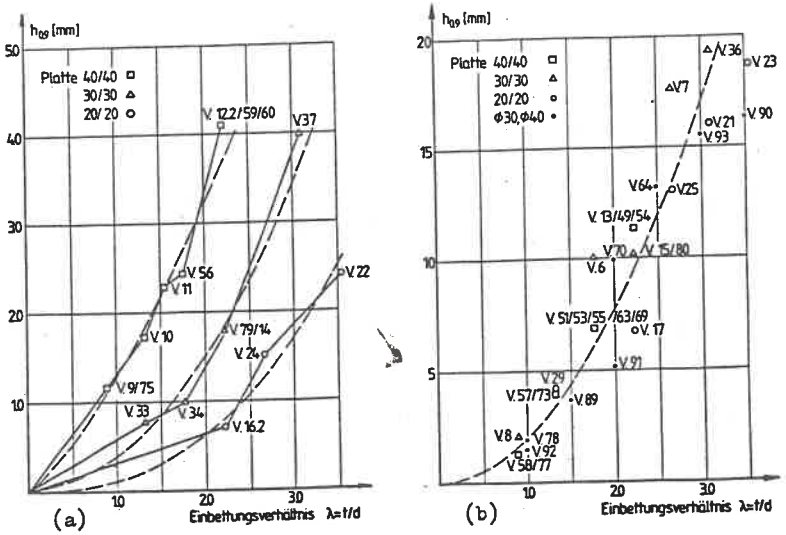


Abb. 5.4.1o Hebung der Ankerplatte $h_{0,9}$ unter der Zugkraft 0,9 Z_B (a) bei dichter (b) bei lockerer Lagerung

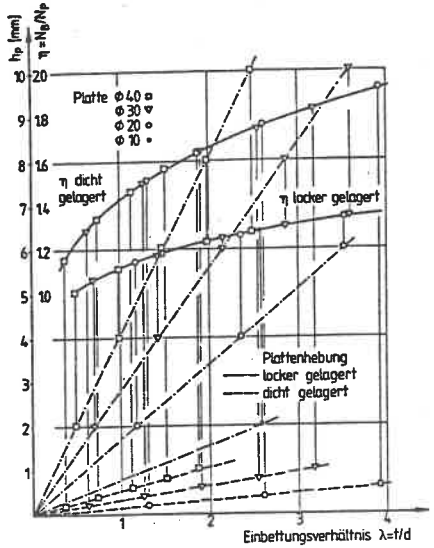


Abb. 5.4.11 Sicherheit $\eta = N_B/N_P$ (——) der Proportionalitätsgrenze gegen Bruch und auftretende Plattenhebung h_P (– – –)

Ähnlich wie bei druckbelasteten Flächengründungen müßte eine Sicherheit gegen Bruch des Systems, z.B. $\eta = N_B / N = 2$, gefordert werden. Unter einer so definierten zulässigen Ankerzugkraft zul $N = N_B / \eta$ ist die auf Abb. 5.4.12 dargestellte Plattenhebung zu erwarten.

Die Größe der zuzulassenden Plattenhebung im Bauwerk wird von Fall zu Fall sehr verschieden sein. Auf Abb. 5.4.13 ist die zulässige Ankerzugkraft zul N unter Berücksichtigung einer Sicherheit gegen Bruch $\eta = 2$ und bei einer willkürlich angenommenen Begrenzung der Plattenhebung zul h = 1 mm dargestellt. Maßgebend ist bei kleiner Einbettungstiefe der Platte die Sicherheit gegen Bruch, bei höherem Einbettungsverhältnis die Begrenzung der Plattenhebung. Das gilt besonders für größere Platten und für Platten in locker gelagertem Boden.

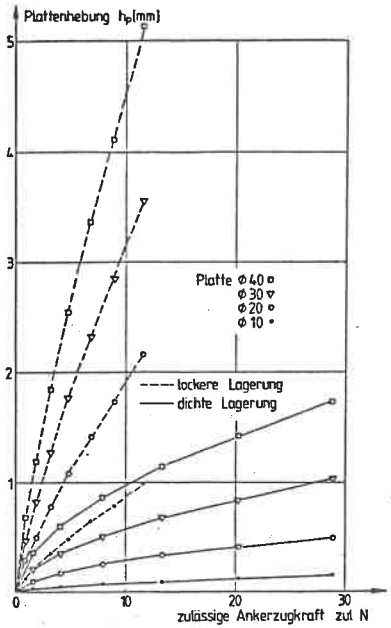


Abb. 5.4.12 Hebung der Ankerplatte h bei Zugkraft zul $N = N_B/\eta$ Sicherheit gegen Bruch $\eta = 2$, $N_B = 4\ Z_B/\pi\ d^3\ \gamma$

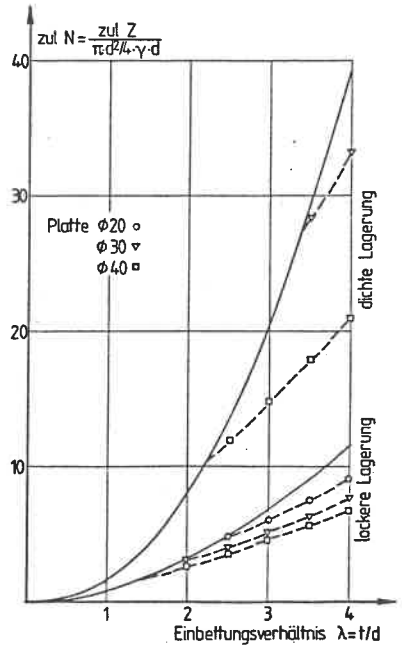


Abb. 5.4.13 Zulässige Ankerzugkraft zul $N = N_B/\eta$, Sicherheit gegen Bruch $\eta = 2$ —— Plattenhebung h=1mm – – –

5.5 Bodenverformungen

Der Verankerungsboden führt bei Belastung durch die Ankerplatte Vertikalbewegungen aus, die sich - ähnlich den Setzungen unter Flächengründungen - durch eine Glockenkurve begrenzen lassen, mit dem Größtwert in Plattenmitte und seitlich des Plattenrandes auf Null auslaufend. In größerer Höhe über der Platte werden die Kurven flacher, die Bewegungen erstrecken sich jedoch auf größere Flächen (Abb. 5.5.1).

Die Hebung des Verankerungsbodens während des Versuches gibt wertvolle Hinweise auf das Spannungsverhalten und die Größe der durch die aufgebrachte Belastung erfaßten Bereiche. Aufschlußreiche Ergebnisse waren aus den Zugversuchen der Platte 4o/4o mit höchstem Einbettungsverhältnis t/b = 2,5 zu erwarten, weil sie große Meßwerte mit relativ geringen Abweichungen liefern.

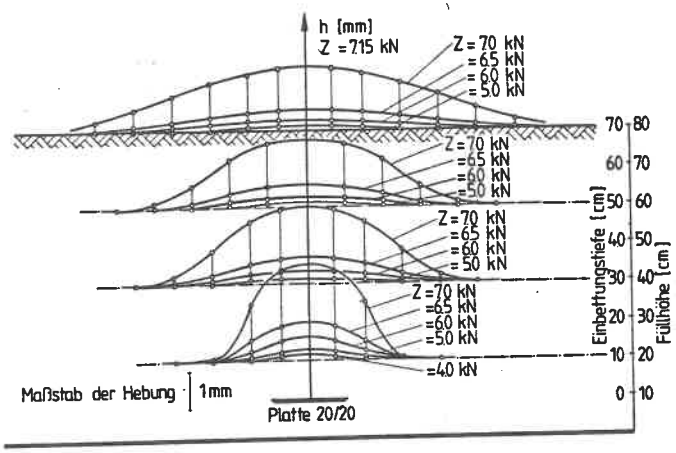


Abb. 5.5.1 Bodenhebungen h infolge Ankerbelastung Z, Beispiel: Platte 2o/2o, t=7o cm, dichte Lagerung, Vers. 2o

Bei dichter Lagerung zeigt die Darstellung der Bewegungen im Verankerungsboden bis zum Bruch des Systems - bei Auswertung der dem Anker benachbarten Meßstellen r = 7...1o cm - nach Überschreiten der Proportionalitätsgrenze eine verhältnismäßig gleichmäßige Hebung des gesamten

Verankerungsbodens (ζ = 0,1...1,0). Das bedeutet, daß der Verankerungsboden nach verhältnismäßig geringer Zusammendrückung über der Platte im quasi-elastischen Lastbereich als nahezu inkompressible Schicht angehoben wird (Abb. 5.5.2).

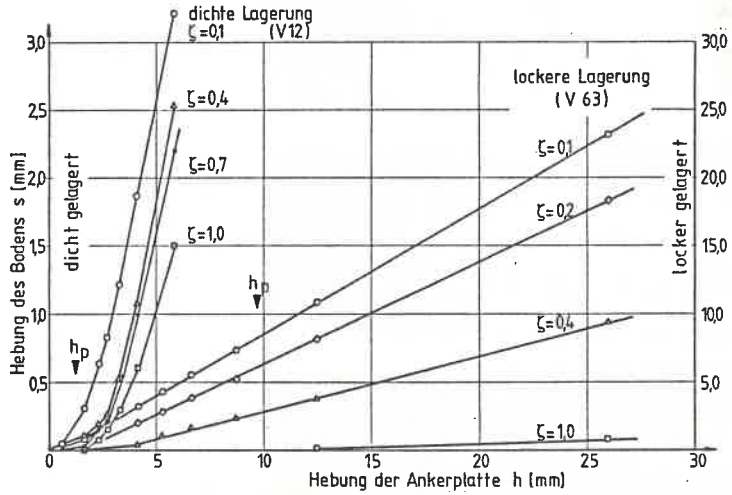


Abb. 5.5.2 Beispiel für die Hebung des Verankerungsbodens bis zum Bruch, Meßstellen r = 7...1o cm, Platte 4o/4o, t= 1oo cm

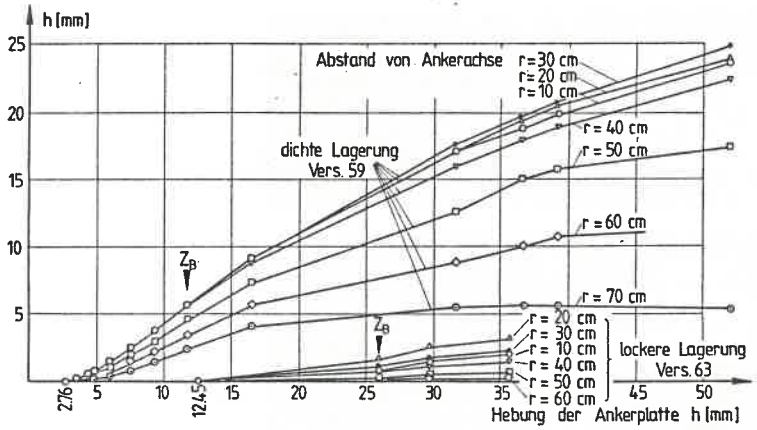


Abb. 5.5.3 Beispiel für die Hebung der Boden-Oberfläche Platte 4o/4o, t = 1oo cm, Vers. 59 und 63

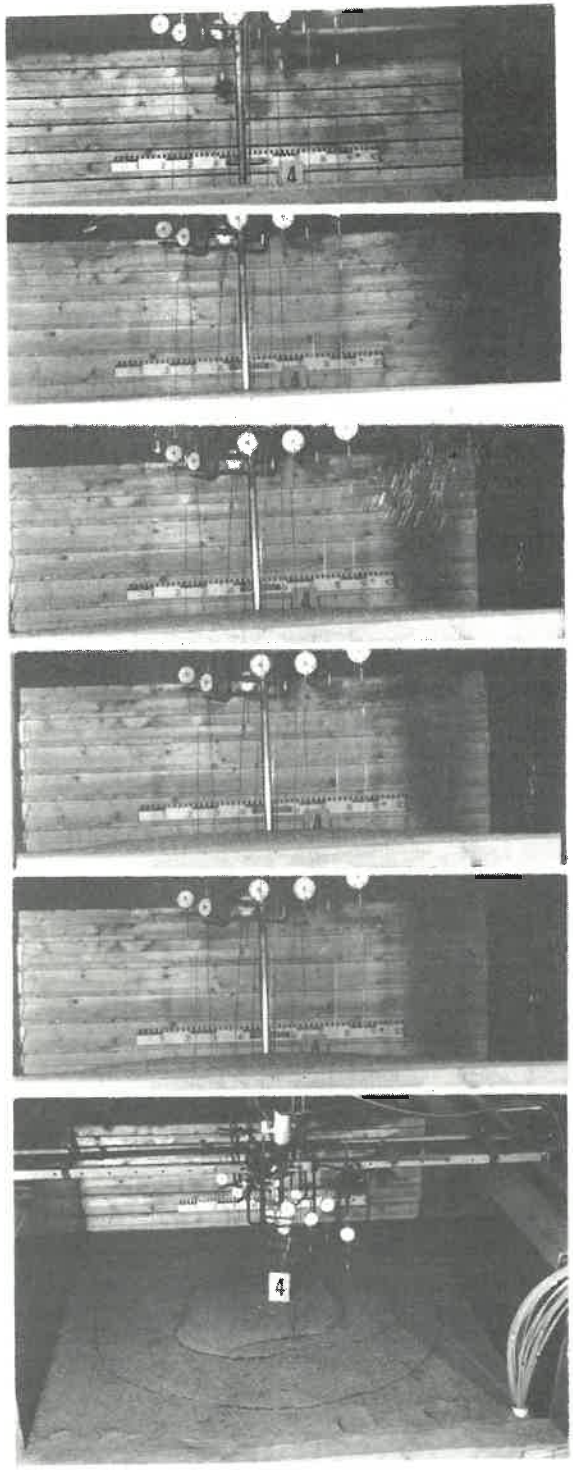


Abb. 5.5.4

Bodenverformung bis zum Aufbruch des Verankerungsbodens nach Überschreiten von Z_B

Platte 4o/4o, t = 8o cm
dichte Lagerung, Vers. 56

Etwa bis zur Bruch-Ankerzugkraft hebt sich die Oberfläche (ζ = 1,0) nahe der Ankerachse (r = 1o cm) fast im gleichen Maß wie die Ankerplatte. Mit wachsender Entfernung r vom Anker klingen die Bodenbewegungen ab, der Boden wölbt sich glockenförmig auf (Abb. 5.5.3). Meist erst nach Überschreiten der Bruch-Zugkraft Z_B werden Risse an der Oberfläche sichtbar (Abb. 5.5.4). Beim weiteren Anziehen des Ankers lassen die Bewegungen in Plattenmitte wieder nach, der durch die Ankerplatte verdrängte Boden kann in die Auflockerungszonen ausweichen, die sich über den Plattenrändern gebildet haben (vgl. Abb. 5.1.2). Die Oberfläche formt sich zu einer Sattelkurve um mit dem Größtwert der Hebung bei Meßstelle r = 3o cm, also außerhalb der Ankerplatte (Abb. 5.5.5).

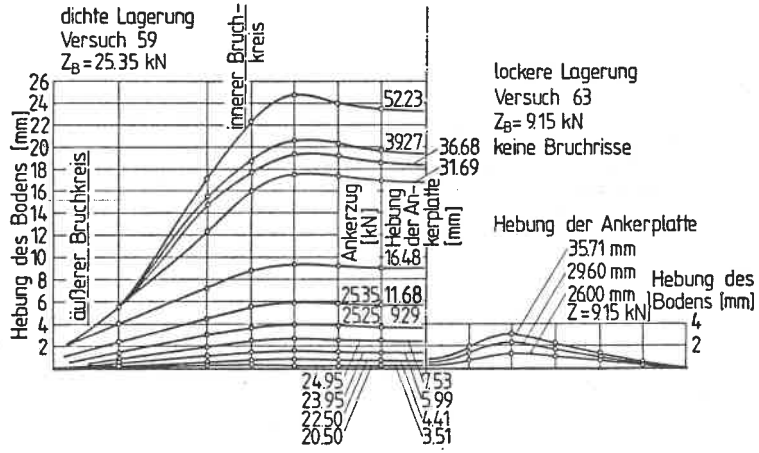


Abb. 5.5.5 Hebung der Oberfläche beim Anziehen des Ankers über den Bruch des Verankerungsbodens hinaus, Beisp. Platte 4o/4o, t=1oo cm

Der locker gelagerte Boden dagegen wird während des gesamten Versuches stark zusammengedrückt. Die Hebung des Bodens - wiederum dargestellt für die dem Anker benachbarten Meßstellen - verläuft in allen Meßquerschnitten nahezu linear, von der Ankerplatte (ζ = 0,1) bis zur Oberfläche (ζ = 1,0) verhältnismäßig gleichmäßig abnehmend. Die Oberfläche selbst wird erst nach Überschreiten der Proportionalitätsgrenze und dann nur geringfügig angehoben, jedoch hier von vornherein in Form einer Sattel-

kurve. Ihr Größtwert liegt über dem Plattenrand im Abstand r = 2o cm von der Ankerachse entfernt (Abb. 5.5.2, 5.5.3 und 5.5.5). Hier wirken sich offenbar die Bodenumlagerungen wegen der geringen Lagerungsdichte von Anbeginn und erheblich stärker aus.

Bei Platten mit hoher Einbettungstiefe λ ist im locker gelagerten Boden überhaupt keine Hebung der Oberfläche festzustellen. Hier wird vielfach sogar ein Absinken der Oberfläche oder der tiefer gelegenen Meßquerschnitte beobachtet (Abb. 5.5.15), weil der Boden aus der Druckbelasteten Zone in den Auflockerungsbereich über den Plattenrändern ausweicht (Abb. 5.5.6).

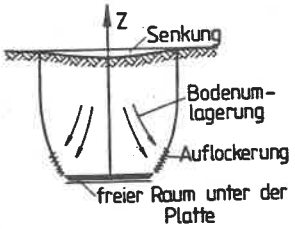


Abb. 5.5.6 Senkung des locker gelagerten Bodens infolge Umlagerung

Die gemessenen Bodenhebungen wurden mit dem Prozeßrechner in horizontalen Schnitten nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate abgeglichen. Die Approximation ergibt für die Hebungen im dicht gelagerten Boden in guter Näherung eine Kurve nach der Gleichung (Abb. 5.5.7):

$$s = \max s \cdot e^{-v\xi^2}$$

wobei: max s = Hebung des Bodens in Ankerachse

$\xi = r/t$ (r = Abstand von Ankerachse)

Mit Zurückhaltung müssen dagegen die derart ermittelten Werte max s im locker gelagerten Boden betrachtet werden, die sich meist aus nur 2 Meßwerten entwickeln (Abb. 5.5.8). Das gilt besonders für kleine Platten. Dieser Wert wurde bei der Auswertung verschiedentlich korrigiert.

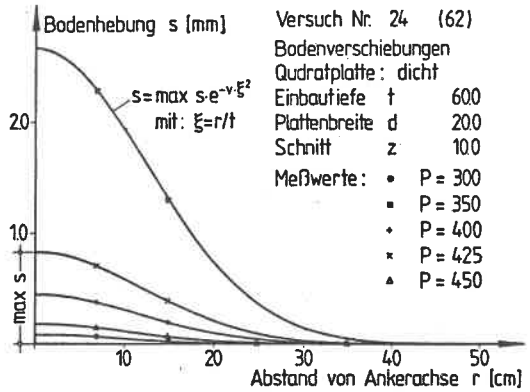


Abb. 5.5.7

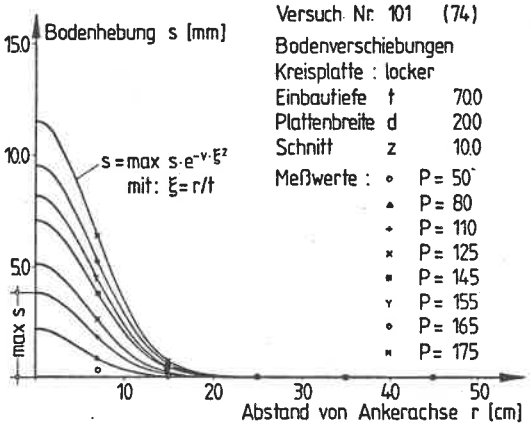


Abb. 5.5.8

Beispiel für die Approximation der Meßwerte für dichte (Abb. 5.5.7) und lockere (Abb. 5.5.8) Lagerung und die Auftragung mittels Plotter

Die Bodenhebungen s in den Meßquerschnitten zwischen Ankerplatte (ζ = 0) und Oberfläche (ζ = 1) werden an Hand von Versuchen mit Platten 4o/4o bei einer Einbettungstiefe t = 1oo cm für die Kraft Z_P am Ende des quasi-elastischen Bereiches und für die Zugkraft Z = 0,9 Z_B erläutert:

Bei dichter Lagerung wird praktisch nur der Bereich unmittelbar über der Platte zusammengedrückt, und zwar bis zur Entfernung r = 15 cm vom Anker, also nur über der Platte selbst. An der Proportionalitätsgrenze Z_P klingen die Verformungen bei $\zeta = 0{,}4$ aus, unter der Belastung nahe dem Bruchzustand 0,9 Z_B wird der darüberliegende Verankerungsboden bis zur Oberfläche ohne nennenswerte Eigenverformung angehoben. Die in Abschn. 5.2 und 5.3 beschriebene seitliche Ausstrahlung der Plattenpressung wird hier deutlich durch die Zunahme der Bodenhebung bei den vom Anker entfernten Meßstellen $r \geq 25$ cm in den höheren Meßquerschnitten $\zeta \geq 0{,}4$ (Abb. 5.5.9).

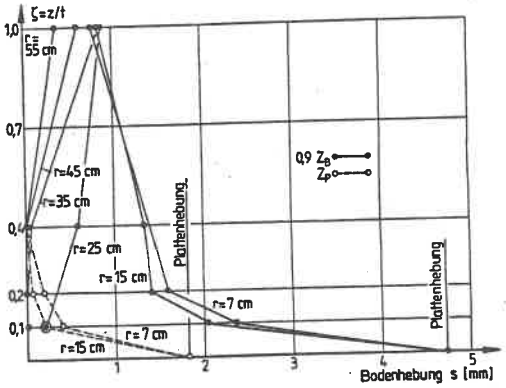


Abb. 5.5.9 Bodenhebung s für Zugkräfte Z_P und 0,9 Z_B bei wachsender Entfernung r von der Ankerachse, Beisp.: Platte 4o/4o, t = 1oo cm, dichte Lagerung, Vers. 59

Im locker gelagerten Boden dagegen nehmen die Bodenhebungen bei allen Meßstellen (r = 7...35 cm) annähernd gleichmäßig von der Ankerplatte bis zur Oberfläche ab. Der Verankerungsboden selbst verformt sich, an der Oberfläche wird keine nennenswerte Hebung gemessen (Abb. 5.5.1o). Die Bewegungen beschränken sich im wesentlichen auf den Boden über der Platte (r = 7...15 cm), die Wirkung der eingeleiteten Plattenpressung nach den Seiten ist gering.

Diese Erscheinungen treten bei allen Einbettungsverhältnissen $\lambda = 0{,}9...2{,}2$ auf. Um die Übersichtlichkeit der Darstellung - hier

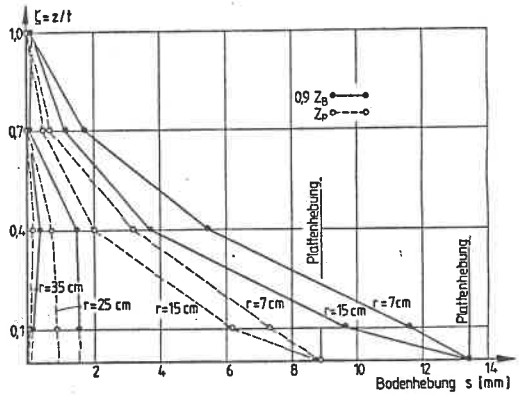


Abb. 5.5.1o Bodenhebung s für Zugkräfte Z_P und 0,9 Z_B bei wachsender Entfernung r von der Ankerachse, Beisp.: Platte 4o/4o, t = 1oo cm, lockere Lagerung, Vers. 13

für die gleiche Plattengröße 4o/4o - zu wahren, sind nur die Werte s in Ankerachse aufgetragen, die sich aus der vorgenommenen Approximation der Meßwerte ergaben (Abb. 5.5.11 und 5.5.12). Sie sind aus Gründen der Vergleichsmöglichkeit auf die jeweilige Plattenhebung bezogen. Die beschriebenen Verformungen des Bodens treten, wie die Darstellungen zeigen, im Prinzip sowohl unter einer Belastung der Platte an der Proportionalitätsgrenze Z_P als auch nahe der Bruch-Zugkraft bei 0,9 Z_B auf; nur ändert sich ihre Größe der aufgebrachten Last entsprechend.

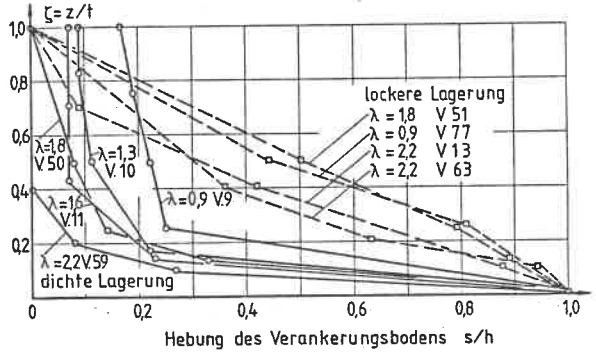


Abb. 5.5.11 Hebung des Verankerungsbodens s in Ankerachse abhängig von der Hebung h einer Ankerplatte 4o/4o an der Proportionalitätsgrenze Z_P

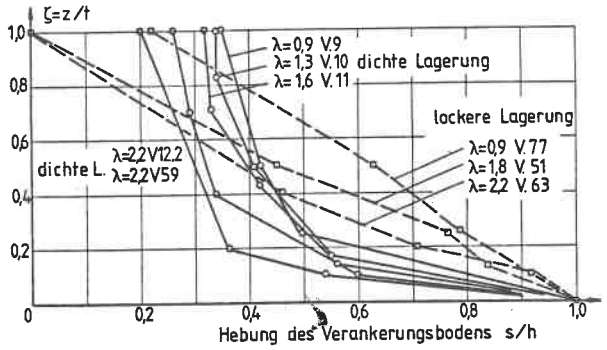


Abb. 5.5.12 Hebung des Verankerungsbodens s in Ankerachse abhängig von der Hebung h einer Ankerplatte 4o/4o bei einer Zugkraft Z = 0,9 Z_B

Stärkere Bodenhebungen sind auch bei kleineren Einbettungstiefen festzustellen. Das wird deutlicher bei der Darstellung der Bewegungsvorgänge für eine Platte 1o/1o mit Einbettungstiefen λ = 2,2...8,9 (Abb. 5.5.13).

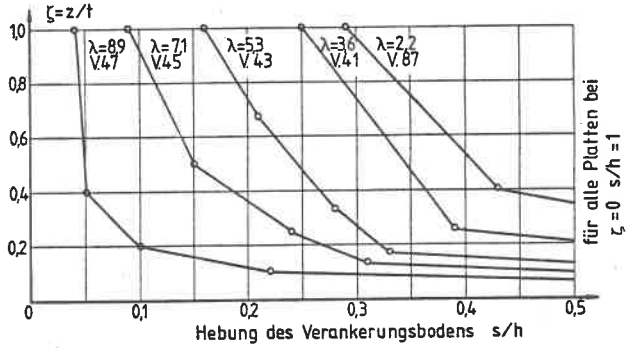


Abb. 5.5.13 Hebung des Verankerungsbodens s (Meßstellen r=7...1o cm) abhängig von der Hebung h einer Ankerplatte 1o/1o bei einer Zugkraft Z = 0,9 Z_B, dichte Lagerung des Sandes

Umgekehrt läßt die entsprechende Darstellung für eine nahezu einheitliche Einbettungstiefe λ = 2,2...2,5 praktisch keine unterschiedliche Hebung des Bodens, auch bei variabler Plattengröße, erkennen. Die Plattengröße hat offensichtlich keinen Einfluß auf den Verlauf der relativen Bodenbewegungen im Verankerungsboden (Abb. 5.5.14).

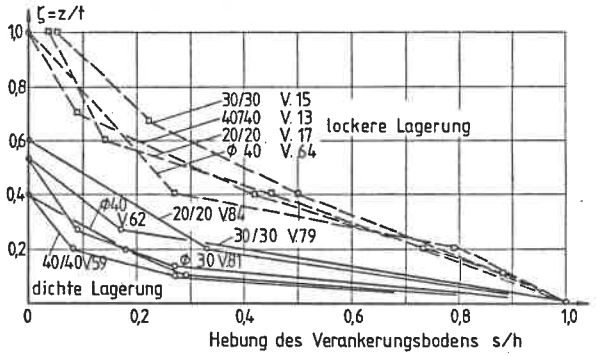


Abb. 5.5.14 Hebung des Verankerungsbodens s in Ankerachse abhängig von der Hebung h einer Ankerplatte an der Proportionalitätsgrenze Z_P für Einbettungstiefen λ = 2,2...2,5

Wie bereits festgestellt, tritt bei lockerer Lagerung die Zusammendrückung des Verankerungsbodens hauptsächlich im Bereich über der

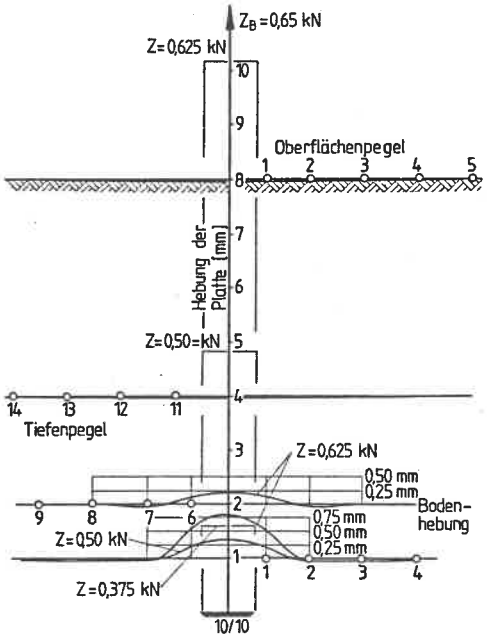


Abb. 5.5.15
Bodenbewegungen bei großer Einbettungstiefe, Beispiel: Platte 1o/1o, t = 8o cm, lockere Lagerung, Vers. 44

Platte auf, die seitliche Lastabtragung ist begrenzt. Das trifft besonders für große Einbettungstiefen λ zu. Hier werden die oberen Schichten des Verankerungsbodens durch die Belastung der Platte nur geringfügig oder gar nicht beeinflußt (Abb. 5.5.15). In diesem Fall muß angenommen werden, daß der Boden die Platte umfließt, ein von Buchholz (1931) als "Pflugwirkung" bezeichneter Vorgang. Eine derartige Wirkungsweise der Ankerplatte entspricht nicht den aufgestellten Gesetzmäßigkeiten, wie auch die Gegenüberstellung der aus den Versuchswerten ermittelten Kurven für die Bruch-Zugkraft mit den Meßwerten der Platte 1o/1o für große Einbettungsverhältnisse zeigt (Abb. 5.5.16). Die Grenze der Gültigkeit ist nach dieser Darstellung gegeben durch die Übereinstimmung der Zugkraft-Kurven bis λ = 3,5.

Horizontale Bewegungen konnten im Verankerungsboden nicht gemessen werden.

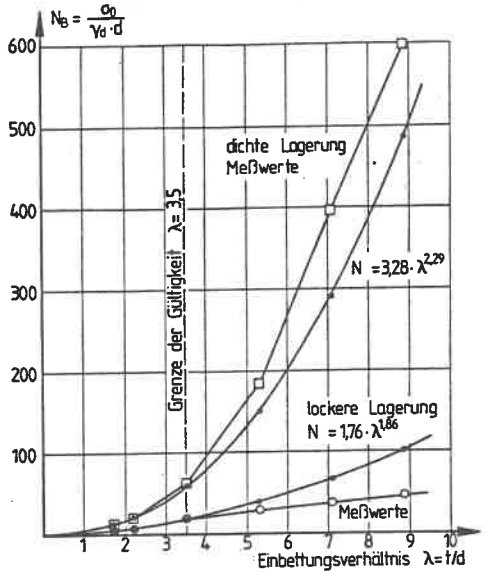


Abb. 5.5.16 Bruch-Zugkraft der Platte 1o/1o zur Ermittlung der Gültigkeitsgrenze

5.6 Einfluß der Plattensteifigkeit

Die Sohldruckverteilung unter Flächengründungen ändert sich bekanntlich mit der wirksamen Belastung und abhängig von der Steifigkeit des Gründungskörpers, weil die Formänderungen des Bauwerkes und des Baugrundes in Wechselwirkung stehen. Sie beeinflußt maßgebend die Schnittkräfte im Gründungskörper und ist deshalb ausschlaggebend für dessen Bemessung. Dabei liegt die sogenannte "einfache Annahme" des gradlinigen Spannungsverlaufes für Einzelfundamente, die durch eine Stütze belastet sind, wegen der hohen Randspannungen unter Gebrauchslasten auf der unsicheren Seite. Das statische System des Stützenfundamentes aber ist mit der mittig belasteten Ankerplatte vergleichbar, der Einfluß der Plattensteifigkeit verdient deshalb erhöhte Aufmerksamkeit.

Die Pressung auf die Oberfläche der Ankerplatte wurde mit den vorhandenen Erddruckgebern gemessen. Diese waren, um eine gleichmäßige Auflagerung zu erhalten und als Sicherung gegen seitliche Verschiebungen beim Einbau, in einem Gipsbett verlegt. Ihre Anordnung auf der Plattenfläche (Abb. 5.6.1) läßt die Darstellung der Pressung im Axial- und im Diagonalschnitt zu. Die Untersuchung wurde mit einer Ankerplatte 4o/4o bei einer Einbettungstiefe t = 8o cm ausgeführt. Diese Versuchsanordnung ließ verhältnismäßig hohe Meßwerte erwarten und gestattete die Unterbringung zahlreicher Meßdosen.

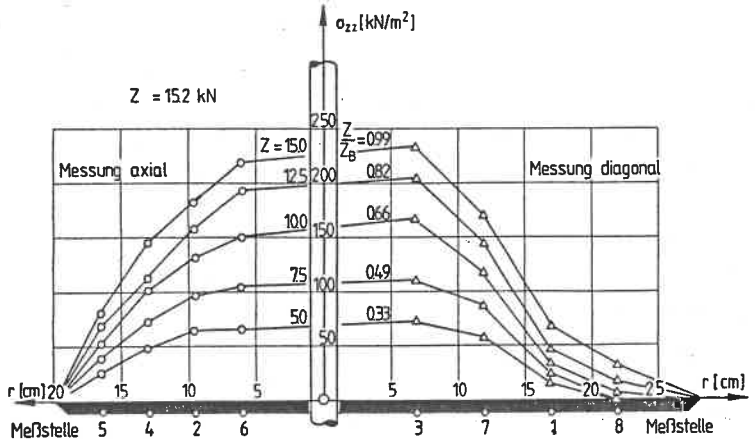


Abb. 5.6.1 Plattenpressung $\sigma_{zz}(z=0)$ für Platte 4o/4o, t = 8o cm, dichte Lagerung, Dicke der Platte 2.1,o cm, Vers. 113

Da die Erddruckgeber zwangsläufig - sollte die Steifigkeit der Platte nicht verändert werden - über die Oberfläche herausragten, mußte von vornherein wegen des unterschiedlichen elastischen Verhaltens der Druckmeßdosen und der daraus resultierenden Störung des Spannungs-Verformungs-Zustandes mit überhöhten Meßwerten gerechnet werden (Prange 1965). Da sich dieser Versuchseffekt jedoch verhältnisgleich auf alle Meßstellen auswirkt, kann ein Einfluß auf die Verteilung der Spannungen ausgeschlossen werden.

Die Plattenpressung σ_{zz} weist trotz doppelter Dicke der Platte in beiden Meßachsen einen konvexen Verlauf schon bei geringen Lasten auf, d.h. bei "elastischer" Beanspruchung des Verankerungsbodens. Sie ändert sich nicht bei wachsender Ankerzugkraft bis zum Bruch des Systems (Abb. 5.6.1). Die Pressung zeigt im mittleren Teil der Platte axial und diagonal zu den Plattenrändern den nahezu gleichen Verlauf. Nur im Bereich der Plattenränder sind Abweichungen voneinander erkennbar: Im Achsialschnitt verlaufen die Pressungen zum Plattenrand konvex, im Diagonalschnitt dagegen tangential. Die Darstellung einer Platte mit dem Ersatzradius d'/2 = 22,5 cm und der am Plattenrand auf Null ausklingenden Pressung würde ein axialsymmetrisches Bild der Spannungen ergeben. Das bestätigt die bereits aus den Messungen der Zugbruchkraft resultierende Erkenntnis, daß die Wirkungsweise von Ankerplatten mit gedrungenem Grundriß praktisch nur von der Fläche, nicht von der Form der Platte abhängt.

Zwischen der Normalspannung über einer einfachen Ankerplatte und einer Doppelplatte mit mindestens zweifacher Steifigkeit - die durch Materialreibung zwischen den Platten hervorgerufene Verbundwirkung ist nicht erfaßbar - besteht kein Unterschied (Abb. 5.6.2).

Eine konvexe Form besitzt auch die Spannungsfläche über der bis zum Bruch beanspruchten Ankerplatte im locker gelagerten Boden. Sie ist jedoch gedrungener; im mittleren Teil der Platte besitzt sie eine nahezu konstante Größe.

Auch die Bruchbilder (Abb. 5.6.3), die Last-Hebungs-Linien (Abb. 5.6.4

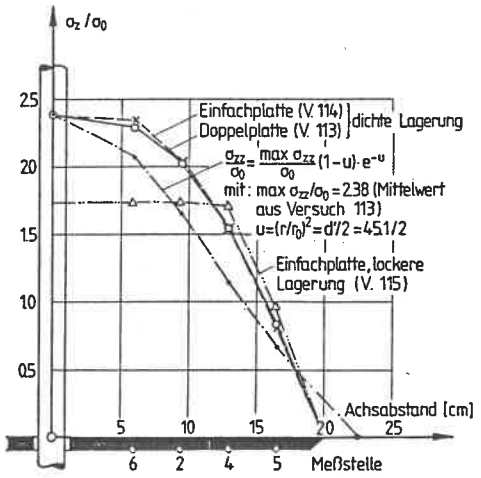


Abb. 5.6.2
Normalspannungen auf der Ankerplatte 40/40, t = 80 cm, Vergl. von Einfach- und Doppelplatte

und 5.6.5) und die Bruch-Zugkräfte (Anl. 5.6.1) von Einfach- und von Doppelplatten lassen keinen Einfluß der Steifigkeit auf die Größe des Erdwiderstandes oder auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Verankerungsbodens erkennen.

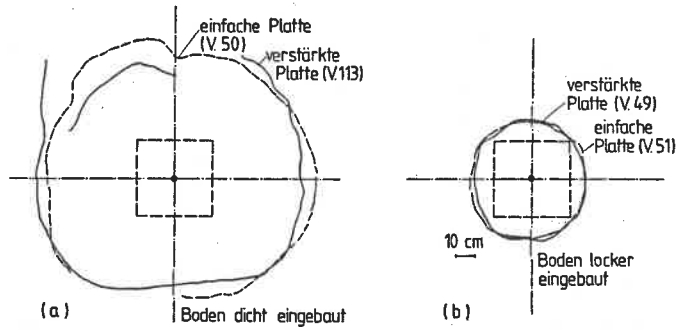


Abb. 5.6.3 Einfluß der Plattensteifigkeit, Vergleich der Bruchbilder für eine Platte 40/40, t = 80 cm, (a) bei dichter (b) bei lockerer Lagerung

Mit Hilfe von 2 Tiefenpegeln, die auf den Plattenrändern aufgesetzt waren, wurde die Durchbiegung einer Platte 30/30 bei einer Einbettungs-

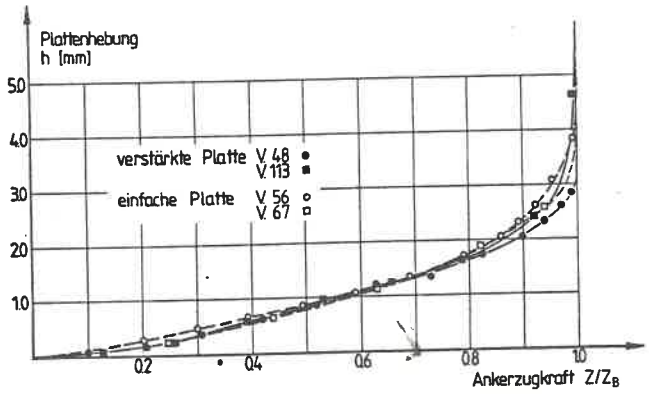


Abb. 5.6.4

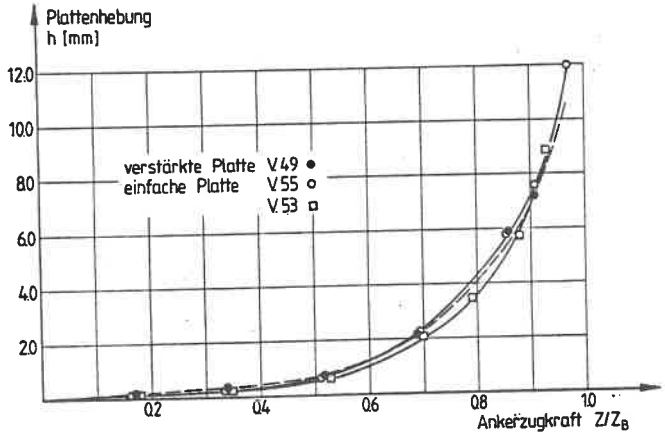


Abb. 5.6.5

Last-Hebungs-Linien einfacher und verstärkter Ankerplatten 4o/4o, für dichte (Abb. 5.6.4) und lockere (Abb. 5.6.5) Lagerung, t=8o cm

tiefe t = 9o cm unter der aufgebrachten Ankerzugkraft gemessen. Sie beträgt $\Delta \approx 0{,}8$ mm bei der Höchstlast Z = 16,o kN vor dem Eintreten des Bruches (Anl. 5.6.1). Die Meßwerte stimmen hinreichend genau mit rechnerischen Ergebnissen überein, die unter Ansatz vereinfachender Annahme - einachsige Beanspruchung, Pressung $\sigma_{zz} = \sigma_o$ = const - erzielt werden.

Die Untersuchungen zeigen, daß die Plattensteifigkeit weder einen Einfluß auf die Plattenpressung noch auf das Trag- und Verformungsverhal-

ten der Platte hat. Die Ankerplatten können nach der Festigkeit des jeweils verwendeten Materials mit konstanter Pressung des Bodens auf die Ankerplatte bemessen werden.

5.7 Einfluß der Zeit

Die Darstellung der gegenseitigen Abhängigkeit von Plattenhebung, Belastung und Zeit im Zugversuch zeigt das bei Probebelastungen typische Verhalten: Unmittelbar nach dem Aufbringen der Zugkraft treten im Verankerungsboden die größten Verformungen auf, sie klingen innerhalb der Laststufe sehr schnell ab. Die Größe der Deformation selbst nimmt - wie bereits beschrieben - mit steigender Last zu bis zum Erreichen des Bruchwertes (Abb. 5.7.1).

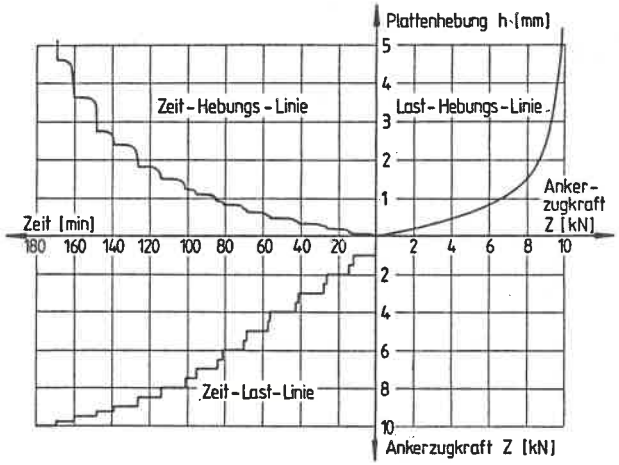


Abb. 5.7.1 Zeitlicher Ablauf eines Zugversuches Platte 2o/2o, t = 8o cm, dichte Lagerung, Vers. 22

Deutlicher als in diesem zwangsläufig sehr kleinem Maßstab ist der zeitliche Verlauf innerhalb der einzelnen Laststufen im logarithmischen Maßstab zu erkennen. Bei lockerer Lagerung ist die Deformation des Bodens, die sich im wesentlichen aus der Zusammendrückung der überlagernden

Schichten ergibt, innerhalb von 2 Minuten nach Aufbringen der Last abgeschlossen. Das ist auch der Fall bei größeren Zugkräften bis zum Bruch (Abb. 5.7.2) .

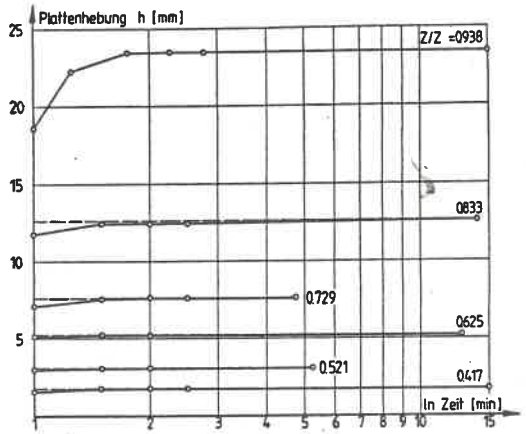


Abb. 5.7.2

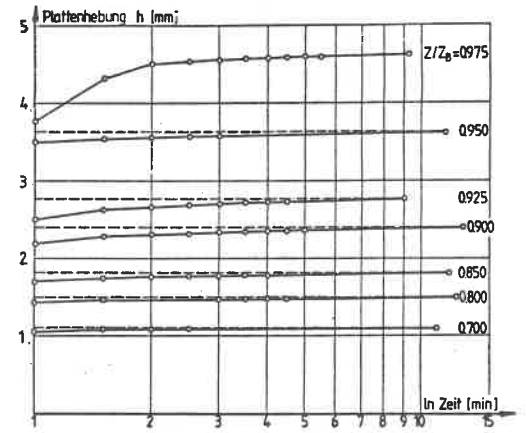


Abb. 5.7.3

Zeit-Hebungs-Linien für einzelne Laststufen Platte 2o/2o, t = 8o cm, lockere Lagerung - Vers. 23 (Abb. 5.7.2) und dichte Lagerung- Vers. 22 (Abb. 5.7.3)

Im dicht gelagerten Boden ist dieser Vorgang nicht so ausgeprägt (Abb. 5.7.3) . Zwar tritt auch hier der größte Teil der Verformung bereits innerhalb der ersten 2 Minuten nach der Belastung auf, aber es werden noch kleine Bewegungen der Ankerplatte über längere Zeiten (1o...15 Minuten) beobachtet. Das sind vermutlich die Anteile der Verformung, die aus der stärkeren und progressiven Aktivierung der Scherkraft bis in die oberen Bodenschichten resultieren.

In einem Dauer-Lastversuch ist die Plattenhebung über rd. 16 Stunden beobachtet worden unter einer Zugkraft des Ankers,die etwa der Gebrauchslast unter Einhaltung einer Sicherheit bis zum Bruch von $\eta \approx 1,5$ entspricht. Auch bei dieser langanhaltenden Beanspruchung konnte nach Ablauf einer Minute nur noch eine Hebung der Platte von rd. o,2 mm gemessen werden (Abb. 5.7.4).

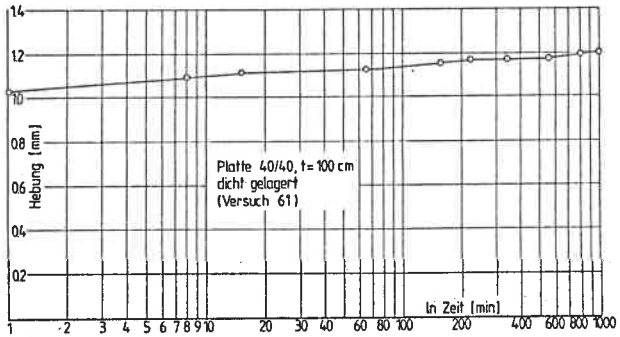


Abb. 5.7.4 Dauerlastversuch, Belastungszeit rd. 16 Std.
Zugkraft Z = 16,3 kN entspr. $\eta = Z_B/Z \sim 1,5$
Platte 4o/4o, t = 1oo cm, dichte Lagerung

Den geringen Einfluß einer Dauerlast auf den gesamten Verformungsablauf beim Anziehen des Ankers bis zum Bruch zeigt die Last-Hebungs-Linie für einen Versuch im locker gelagerten Boden (Abb. 5.7.5) .

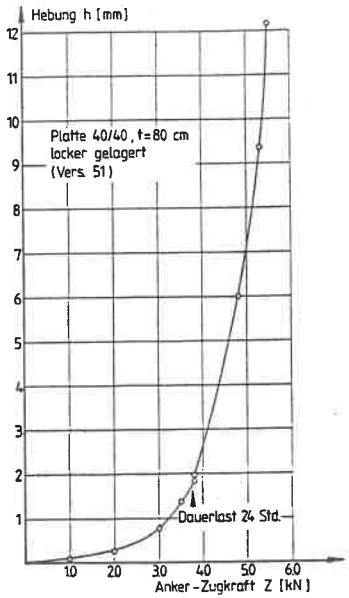


Abb. 5.7.5

Last-Hebungs-Linie eines Dauerlastversuches bei lockerer Lagerung, Belastungszeit 24 Std., Platte 4o/4o t = 8o cm, Vers. 51

5.8 Wirkung von benachbarten Platten

In der Regel machen Verankerungsprobleme den Einsatz von mehreren, nebeneinander liegenden Ankerplatten erforderlich. Bei geringer Entfernung der Anker überlagern sich die Spannungen im Boden wie bei druckbelasteten Flächengründungen, und die Tragwirkung ändert sich.

Dieser Fall einer Plattengruppe wurde durch Zugversuche mit 2 benachbarten Ankerplatten 2o/2o bei einer Einbettungstiefe t = 4o cm untersucht. Die Abmessungen waren so gewählt, daß die Versuche mit stark variierenden Ankerabständen l = 4o....12o cm jeweils um 2o cm anwachsend ohne Beeinflussung durch die Kastenwand durchgeführt werden konnten. Der Sand wurde in dichter und lockerer Lagerung eingebaut. Wegen der Symmetrie des Systems sind die Spannungen und Bodenhebungen bis zur Achse gemessen und in der Auswertung für die andere Hälfte übernommen worden. Die Versuchsanordnung ist auf Abb. 4.1.3 dargestellt.

Beim kleinsten denkbaren Abstand der Anker l = 4o cm überschneiden sich die in Abschnitt 5.3 ermittelten Einflußbereiche - Entlastungs- und Druckzone - in dicht gelagertem Boden in hohem Maß (Abb. 5.8.1). Der sich dabei einstellende Verlauf der Spannungen σ_{zz} zeigt eine nur geringfügig ineinander übergehende Entlastung des Bodens zwischen den Ankerplatten, weil sich dort die Druckzonen fast berühren und die Auflast der Entlastungszonen praktisch fehlt, und eine vergrößerte Entlastungszone außen um die Plattengruppe herum.

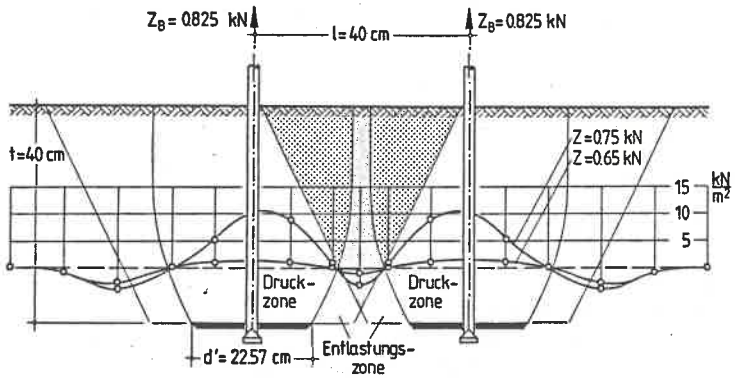


Abb. 5.8.1 Bodenspannungen σ_{zz} bei benachbarten Ankerplatten infolge Überschneidung der Druck- u. Entlastungszonen, Platten 2o/2o, dichte Lagerung, Vers. 112

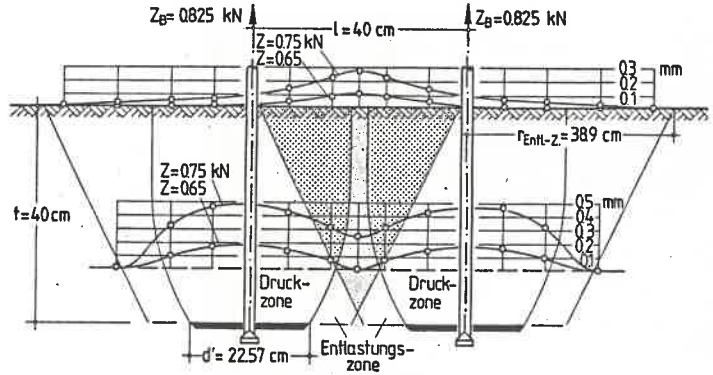


Abb. 5.8.2 Bodenhebungen s bei benachbarten Ankerplatten infolge Überschneidung der Druck- und Entlastungszonen, Platten 2o/2o, dichte Lagerung, Vers. 112

Die Hebungen des Bodens in der Meßebene klingen bei dieser Versuchsanordnung unter steigender Last der Anker zwischen den Platten nicht mehr auf Null ab. Die Hebung der Erdoberfläche erreicht, da sich die Überschneidung dort am stärksten bemerkbar macht, zwischen den Ankern sogar ihren Höchstwert (Abb. 5.8.2).

Im Bruchzustand bildet sich ein um die gesamte Plattengruppe herum verlaufender Riß (Abb. 5.8.3), dem nach weiteren Anziehen der Anker weitere Risse über der Druckzone der Einzelplatten folgen (Abb. 5.8.4).

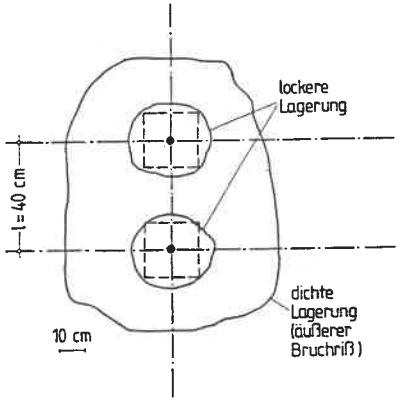


Abb. 5.8.3

Bruchbilder benachbarter Ankerplatten 2o/2o, t = 4o cm, Vers. 111 und 112

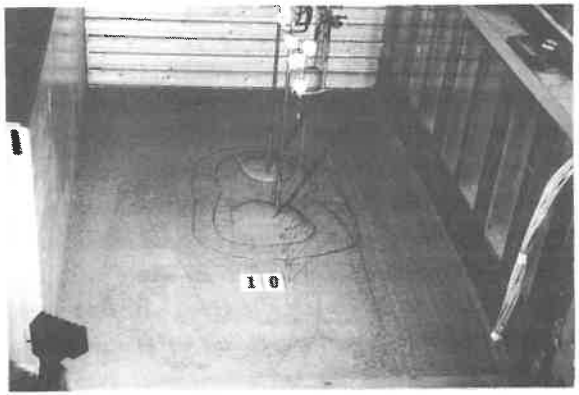


Abb. 5.8.4 Bruchbild für Versuch mit 2 Platten 2o/2o Ankerabstand 4o cm, dichte Lagerung, t = 4o cm, Vers. 112

Den grundsätzlich gleichen Verlauf zeigen die Spannungen σ_{zz} bei benachbarten Ankerplatten mit einem Ankerabstand l = 4o cm in locker gelagertem Boden. Wegen der geringeren seitlichen Spannungsausbreitung überschneiden sich hierbei jedoch praktisch nur die zwischenliegenden Entlastungszonen. Die Hebung des Verankerungsbodens besitzt sowohl in der Meßebene als auch an der Oberfläche den charakteristischen glockenförmigen Verlauf mit nur verhältnismäßig geringer Erhöhung zwischen den Ankern bei einer Belastung nahe dem Bruch (Abb. 5.8.5). Auch das Bruchbild an der Oberfläche weist zwei voneinander getrennte Bruchkörper über den Einzelplatten aus (Abb. 5.8.3).

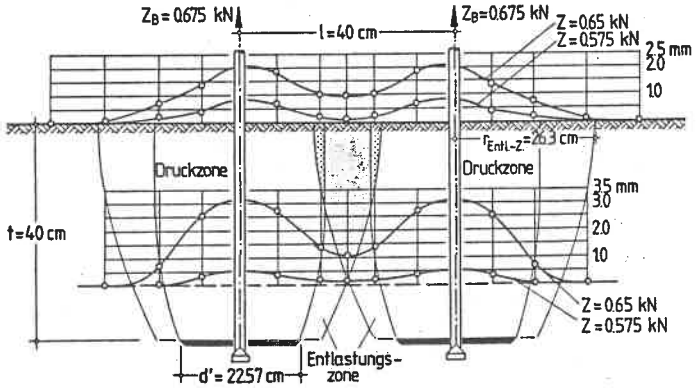


Abb. 5.8.5 Bodenhebungen s bei benachbarten Ankerplatten infolge Überschneidung der Entlastungszonen, Platten 2o/2o, lockere Lagerung, Vers. 111

Die Darstellungen des Spannungsverlaufes σ_{zz} (Abb. 5.8.6 u. 5.8.7) und der Bodenhebungen (Abb. 5.8.8 bis 5.8.11) jeweils bei dichter und lockerer Lagerung lassen die abnehmende gegenseitige Beeinflussung der benachbarten Ankerplatten bei größer werdendem Ankerabstand l erkennen. Auf die Eintragung von Meßgrößen wurde dabei verzichtet, weil für diese Betrachtung nur der Verlauf maßgebend und ein Vergleich der Werte wegen der verschiedenen Laststufen ohnehin nicht sinnvoll ist.

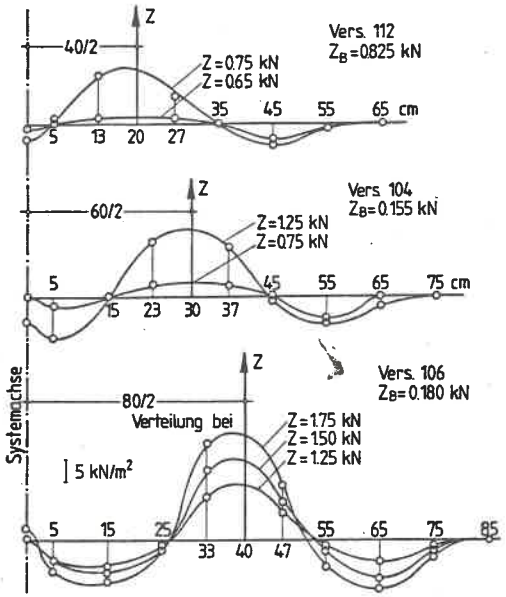


Abb. 5.8.6

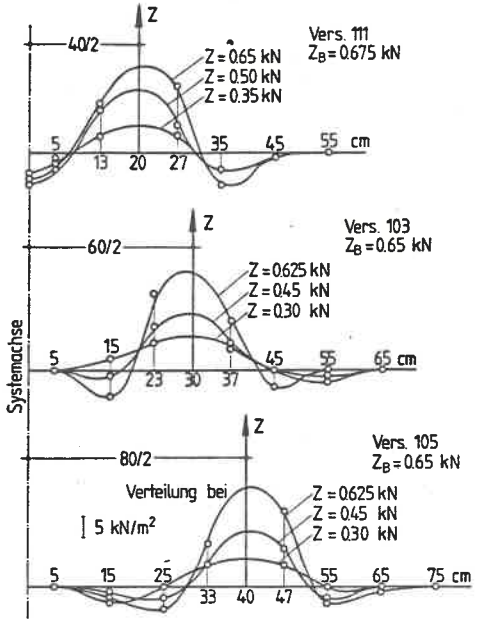


Abb. 5.8.7

Verlauf der Spannungen σ_{zz} über benachbarten Ankerplatten 2o/2o mit wachsendem Ankerabstand l bei dichter (Abb. 5.8.6) und lockerer Lagerung (Abb. 5.8.7), t = 4o cm

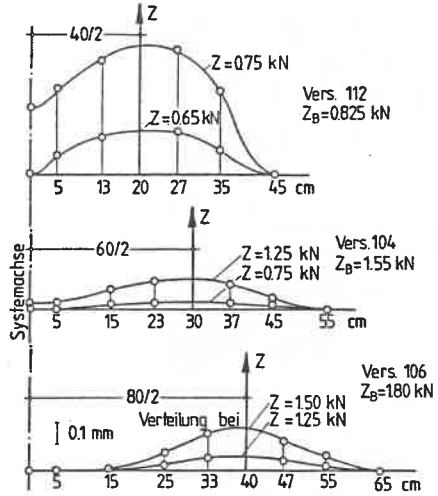


Abb. 5.8.8

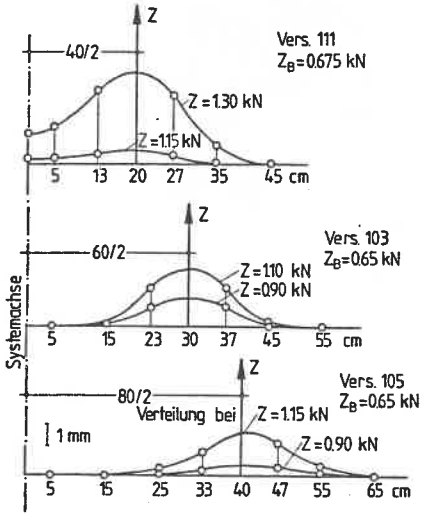


Abb. 5.8.9

Bodenhebungen s über benachbarten Ankerplatten 2o/2o mit wachsendem Ankerabstand l bei dichter (Abb. 5.8.8) und lockerer Lagerung (Abb. 5.8.9), t = 4o cm

Abb. 5.8.1o

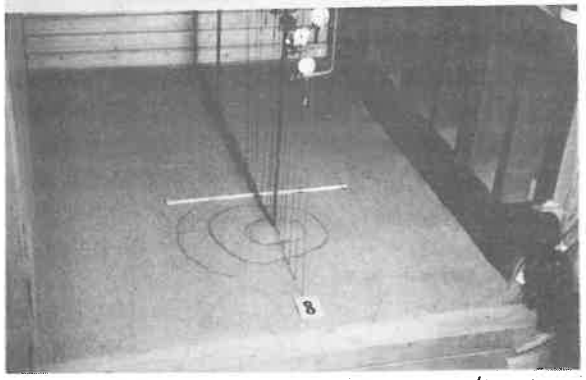


Abb. 5.8.11

Bruchbild für Versuche mit 2 Platten 2o/2o, t = 4o cm
Ankerabstand 8o cm - Vers. 1o6 (Abb. 5.8.1o) und
12o cm - Vers. 11o (Abb. 5.8.11), dichte Lagerung

Im dicht gelagerten Boden stellt sich der für Einzelplatten ermittelte Verlauf der Spannungen σ_{zz} und der Hebungen s bei einem Abstand l = 8o cm der Anker ein, im locker gelagerten Boden bereits bei einem Abstand l = 6o cm. Benachbarte Ankerplatten beeinflussen sich somit gegenseitig nicht mehr, wenn der Abstand der Anker mindestens gleich dem doppelten Radius der Entlastungszone ist (Abb. 5.8.2 und 5.8.5). Sie wirken dann als Plattengruppen, wenn die Anker in geringerem Abstand angeordnet werden und sich die Einwirkungsbereiche im Verankerungsboden überschneiden.

Die Überlagerung der Spannungen bei einer Plattengruppe wirkt sich in dicht gelagertem Boden entscheidend auf die Bruch-Zugkraft des Ankers aus (Abb. 5.8.12): Bei einem Abstand der Anker l = 4o cm wird nur etwa die halbe Bruch-Zugkraft der Einzelplatte gemessen und bei einem Abstand l = 6o cm rd. 85 %.

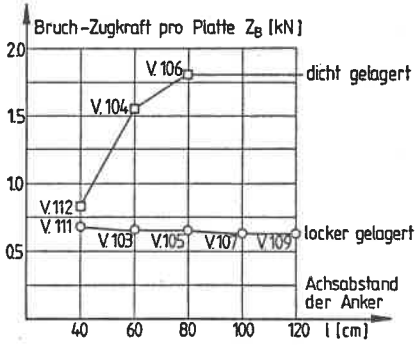


Abb. 5.8.12
Einfluß von benachbarten Ankerplatten

Bemerkenswert und im scheinbaren Widerspruch zu den bisherigen Ergebnissen stehend ergibt sich im locker gelagerten Boden der Höchstwert der Bruch-Zugkraft bei einem Ankerabstand l = 4o cm. Offensichtlich wird bei geringer Lagerungsdichte des Bodens eine Verdichtung infolge Überlagerung der Spannungen im Scherbereich wirksam, die die Tragfähigkeit der Verankerung geringfügig erhöht. Mit größer werdendem Ankerabstand sinkt die Bruch-Zugkraft leicht ab auf den Wert der Einzelplatte.

6. Vergleich der Versuchswerte mit den Meßergebnissen und Berechnungsverfahren anderer Autoren

Die im Modellversuch gewonnenen, vorstehend beschriebenen Erkenntnisse über das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten bedürfen einer Einordnung in den zur Zeit auf diesem Gebiet vorhandenen Wissensstand. Die Gegenüberstellung der eigenen Versuchsergebnisse mit denen anderer Autoren kann bestätigen, Zusammenhänge aufzeigen oder Erklärungen finden für bisher nur angedeutete oder vermutete Vorgänge.

Entscheidende Bedeutung muß dabei einem Vergleich mit ausgeführten Versuchen in großem Maßstab beigemessen werden, weil häufig die Berechtigung zur Extrapolation der im Modell ermittelten Zusammenhänge für die Praxis angezweifelt wird. Da großmaßstäbliche Versuche sehr großen Aufwand verursachen, gehören sie zu den Raritäten im Bauwesen und deren Literatur, auf die der Verfasser in diesem Abschnitt der Arbeit zurückgreift.

6.1 Die Bruch-Zugkraft

Feldversuche werden in den meisten Fällen zur Ermittlung der Bruch-Zugkraft oder auch einer besonders definierten Grenz-Zugkraft ausgeführt (DIN 1o54, 4o26) als Grundlage für die Bemessung von Bauwerken bzw. ihrer Gründung. Diese der Literatur entnommenen Werte sind zum Zwecke des Vergleiches in die dimensionslose Größe $N = Z_B / A_{Pl} \cdot \gamma_d \cdot d$ umgerechnet (Anl. 6.1.1 bis 6.1.4) und abhängig vom Einbettungsverhältnis λ auf Abb. 6.1.1 dargestellt.

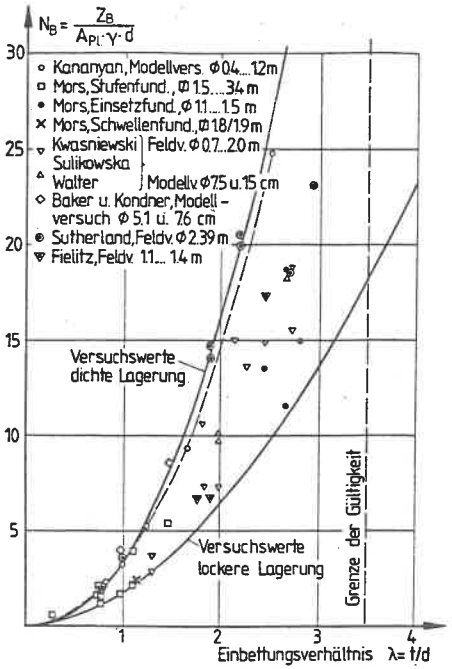


Abb. 6.1.1

Vergleich der Versuchswerte N_B mit den Ergebnissen andere Autoren

Von wenigen Ausnahmen abgesehen liegen alle Werte zwischen den für dichte und lockere Lagerung ermittelten Kurven $N_B \approx 3{,}3\ \lambda^{2{,}3}$ und $N_B \approx 1{,}8\ \lambda^{1{,}9}$. Recht gut stimmen die Versuchswerte des Verfassers für dicht gelagerten Boden mit denen überein, die Kananyan (1966) mit Platten von d = o,4...1,2 m Durchmesser und einer Einbettungstiefe t = 1,o m und Sutherland (1965) mit Plätten von rd. 2,4 m Durchmesser und einer Einbettungstiefe t = 2,44...7,o m erzielt haben. Die aufgeführten Bodenwerte lassen bei Sutherland auf eine dichte Lagerung schließen, von Kananyan wird bei geringerer Lagerungsdichte die Wirksamkeit einer offenbar scheinbaren Kohäsion im Feinsand $c = 5\ kN/m^2$ angegeben.

Auch außerhalb der Auftragung, d.h. außerhalb des angegebenen Gültigkeitsbereiches liegende Werte aus einzelnen Feldversuchen (Kast 1977, Sutherland 1965) bestätigen die Modellversuche überzeugend.

Es ist kaum möglich, die vorliegenden Vergleichswerte innerhalb des Bereiches, der vom Verfasser für "lockere und dichte Lagerung" des Verankerungsbodens ermittelt wurde, systematisch einzuordnen, weil die Versuchsbedingungen meist nur unvollständig beschrieben sind. Das trifft besonders zu für Feldversuche, bei denen das Eigengewicht des Fundamentes und die Reibung des umgebenden Bodens an den Seitenflächen nur abgeschätzt werden können. Häufig besitzt auch die Verfüllung der Baugrube andere Eigenschaften als der außerhalb anstehende gewachsene Boden, was den Ablauf des Versuches nach den vorliegenden Erkenntnissen mehr oder weniger stark beeinflußt, oder der Boden steht in wechselnder Schichtung an.

Fast alle theoretischen Verfahren sind mit dem Ziel entwickelt worden, die Bruch-Zugkraft zu errechnen. Ihnen liegen die auf Abb. 6.1.2 dargestellten Annahmen und Lastansätze zugrunde. Ihre Berechnung erfolgte mit den bodenmechanischen Kennwerten des hier benützten Versuchssandes bzw. mit entsprechend angenommenen Beiwerten in der vorstehend definierten dimensionslosen Schreibweise (Anl. 6.1.5 bis 6.1.1o). Die in Abhängigkeit von der Einbettungstiefe λ ermittelten Bruchwerte verlaufen mit

Ausnahme des Scherwertverfahrens von Müller/Haefeli nach einer Potenzfunktion im Bereich zwischen den Versuchswerten in lockerer und dichter Lagerung.

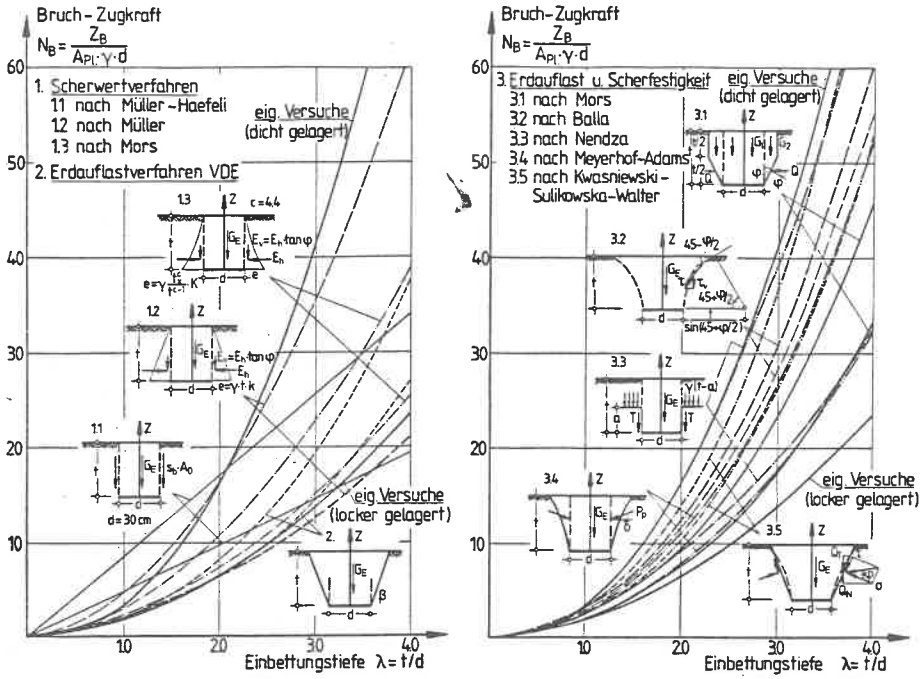


Abb. 6.1.2 Vergleich der Versuchsergebnisse mit bekannten Verfahren

Dieses Verfahren von Müller/Haefeli (1953) sollte allerdings nach Angabe der Autoren keine theoretisch exakte Lösung, sondern eine einfache Bemessungsregel für Einsetz- oder Stufenfundamente im Freileitungsbau sein. Die angenommene Scherfläche über den Außenkanten des Fundamentes war im wesentlichen durch den Bauvorgang bestimmt.

Die verhältnismäßig gute Übereinstimmung des Verfahrens von Müller (1932) mit den eigenen Versuchswerten beruht auf der zutreffenden

Wahl des Erddruckbeiwertes K für die Berechnung des Zugkraftanteiles aus der Scherfestigkeit. In Wirklichkeit läßt der empfohlene Erddruckbeiwert $K_a < K < K_p$ Schwankungen der Ergebnisse zu zwischen 1:1o und 1:2o, je nach der Größe von φ. Der von Müller vorgesehene Wert K = o,8...1,o entspricht den eigenen Versuchsergebnissen für lockere Lagerung, die im dicht gelagerten Boden festgestellten Bruch-Zugkräfte liegen wesentlich höher.

Sicher würde das Scherwertverfahren nach Mors (1959) bessere Übereinstimmung erbringen, wenn die von ihm eingeführte Verspannungsziffer c zu einem höheren Erddruck unmittelbar über der Platte führte. Die von ihm für λ ≤ 3 vorgeschlagenen Werte c = 4,4...15,7 entsprechen einem Erddruckbeiwert, auf die Einbettungstiefe t bezogen, K≈ (o,12...o,37)K_p, der für diese Bodenverhältnisse zweifellos zu klein ist. Dazu kommt bei all diesen Erddruckansätzen, daß die räumliche Wirkung vernachlässigt wird (Steinfeld 1953).

Das vom VDE (1969) genormte Erdauflastverfahren steht und fällt mit der Wahl des Winkels β , der hier nach den vorliegenden Vorschriften gewählt wurde. Es ist nur für geringe Tiefen des Verankerungskörpers geeignet.

Die kombinierten Verfahren - Erdauflast und Scherfestigkeit - unterscheiden sich untereinander im wesentlichen durch die Form des Bruchkörpers. Er entspricht nach dem Verfahren Mors (1959) weitgehend der aus der Spannungsanalyse der eigenen Versuche entwickelten Druckzone. Der Ansatz eines Scheranteiles entfällt wegen der vorgeschlagenen Neigung in der unteren Hälfte des Bruchkörpers unter φ gegen die Vertikale, im oberen Teil wird vom Ansatz abgeraten.

Der Bruchkörper nach Balla (1961) ist dem äußeren Aufbruch der durchgeführten Versuche in dichter Lagerung ähnlich. Zum Gewicht des Bodens wird die in der Bruchfuge auftretende Scherkraft addiert. Der Unterschied seiner theoretisch entwickelten Ergebnisse zu den vorliegenden Versuchswerten ist vermutlich auf die, erdstatisch nicht erfaßbare Verspannung zwischen Bruchkörper und umgebenden Erdreich, d.h. auf eine in dieser Zone erhöhte Scherfestigkeit zurückzuführen.

Das Verfahren von Nendza (1966) kann hier nur bedingt zum Vergleich herangezogen werden, weil es für Pfähle mit Fußverstärkung und einer Einbettungstiefe $\lambda > 4$ entwickelt wurde. In diesem Fall tritt ein örtlicher Bruch auf, der nicht mehr die Oberfläche erreicht. Die Größe der Bruchzone ist empirisch ermittelt. Die nach diesem Verfahren erzielten Ergebnisse stimmen recht gut mit den vorliegenden Versuchswerten bei dicht gelagertem Boden überein.

Beim Verfahren von Meyerhof, Adams (1968), das aus der Berechnung von Streifengründungen abgeleitet ist, wird der über die Fläche der Platte überstehende Teil des Bruchkörpers, der annähernd die Form eines Kegelstumpfes besitzt, als Erddruck auf das Bodenvolumen über der Ankerplatte angesetzt. Die dem Verfahren zugrundeliegende gekrümmte Form des Erdkörpers - abweichend vom Kegelstumpf - und die Größe der wirksamen Scherkraft werden durch Beiwerte berücksichtigt. Die Ergebnisse liegen nahe den Versuchswerten in lockerer Lagerung.

Ähnlich gehen Kwasniewski, Sulikowska, Walter (1975) vor. Sie ersetzen die ermittelte gekrümmte Bruchfläche durch einen Kegelstumpf mit einer Neigung der Mantelfläche gegen die Lotrechte unter φ. Dadurch verschwindet der Einfluß der Scherkraft, und es bleibt das Gewicht des Bruchkörpers wirksam. Dies entspricht dem Erdauflastverfahren mit dem Wert $\beta = \varphi$. Die ermittelten Werte stimmen annähernd mit den Versuchswerten in dichter Lagerung überein.

Saeedy (1975) hat ein analytisches Verfahren mit gekrümmten Bruchflächen entwickelt. Die Scherfestigkeit in der Gleitfläche wird durch vertafelte Werte berücksichtigt. Um die Übersicht der Darstellung nicht zu beeinträchtigen, sind die mitten im Bereich der eigenen Versuchswerte liegenden Ergebnisse nicht in die Darstellung eingetragen. Die Lagerungsdichte des Bodens wird hierbei unzureichend berücksichtigt.

6.2 Plattenhebung und Bodenverformung

Die unter Belastung auftretende Hebung der Ankerplatte bis zum Bruch wird von Mors als natürliche Wachstumskurve und von Nendza als Potenzfunktion dargestellt (Anl. 6.2.1 u. 6.2.2). Die empirischen Beiwerte gibt Mors für die vorhandenen Baugrundverhältnisse und Fundamentabmes-

sungen an, Nendza für mitteldichte und dichte Lagerung des Bodens. Abb. 6.2.1 zeigt die so ermittelten Last-Hebungs-Linien. In die Darstellung sind auch die eigenen Versuchswerte eingetragen, die sich aus dem angenäherten Gradlinienbereich und einem Wert nahe dem Bruch ($0{,}9\ Z_B$) ergeben. Diese Plattenhebungen sind durchweg geringer als die der zitierten Autoren. Die Abweichungen liegen im mm-Bereich.

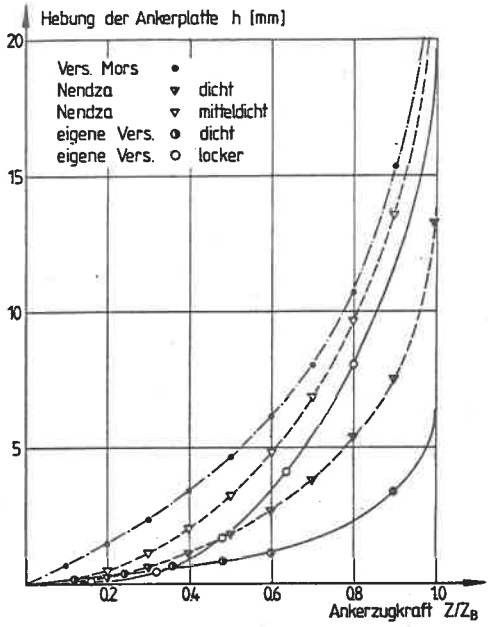


Abb. 6.2.1
Vergleich der Versuchswerte für die Hebung der Platte h mit den Ergebnissen anderer Autoren

Wesentlicher als die gesamte Last-Hebungs-Linie der Ankerplatte ist ihre Bewegung am Ende des angenäherten Gradlinienbereiches. Darüber liegen in der Literatur wenig Angaben vor. Werte für die Proportionalitätsgrenze hat Mors aufgrund ausgeführter Feldversuche zusammengestellt, aus den Versuchen von Kananyan wurden nach der beschriebenen Methode weitere Werte ermittelt (Anl. 6.2.3 u. 6.2.4). Ihr Vergleich mit den eigenen Versuchsergebnissen zeigt ausreichende Übereinstimmung, wobei den Versuchen von Kananyan dichte, den Feldversuchen von Mors lockere Lagerung des Verankerungsbodens unterstellt wird (Abb. 6.2.2).

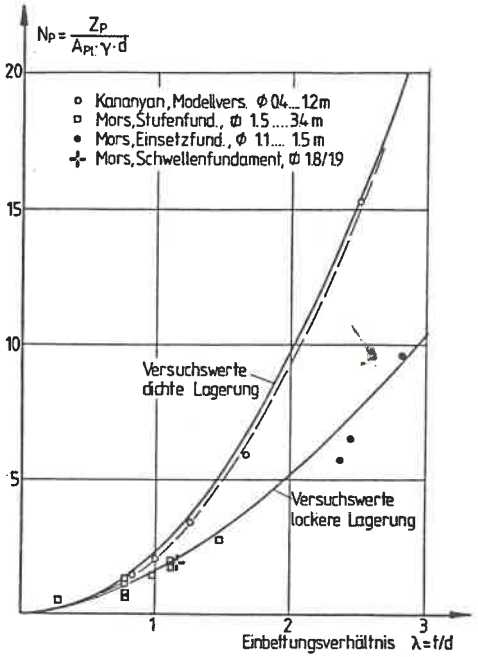


Abb. 6.2.2

Vergleich der Versuchswerte für die normierte Proportionalitätsgrenze N_P mit den Ergebnissen anderer Autoren

6.3 Wirkung von benachbarten Platten

Die Gruppenwirkung von Ankerplatten wird von Müller durch eine Abminderung der Zugkraft unter Berücksichtigung des Abstandes und der Einbettungstiefe, jedoch ohne den Einfluß der Bodenwerte errechnet.

Nach dem Verfahren von Meyerhof,Adams ergibt sich die Tragfähigkeit der Plattengruppe aus dem Gewicht des Bodenvolumens, das sich über und zwischen den Platten befindet,und der auf diesen Bruchkörper einwirkenden Scherkraft mit dem Höchstwert,der gleich der Summe der Einzel-Zugkräfte ist.

Kwasniewski, Sulikowska, Walter betrachten die Überschneidung der Bruchkörper, die als Kegelstümpfe mit einer Neigung φ gegen die Vertikale angenommen sind, und errechnen die Abminderung des Bodengewichtes.

Folgende Werte wurden unter Berücksichtigung der Kenngrößen für die eigenen Versuche ermittelt (Anl. 6.3.1 bis 6.3.3):

Verfahren	Änderung der Bruch-Zugkraft (1) für zwei benachbarte Ankerplatten mit Abstand (m)				Lagerung
	0,4	0,6	0,8	1,0	
Müller	0,94	0,99	1,00	1,00	-
Meyerh./Adams	keine Abminderung				-
Kwasniewski e.a.	0,90	0,96	1,00	1,00	dicht
	0,91	1,00	1,00	1,00	locker
eigene Vers.	0,46	0,86	1,00	1,00	dicht
	1,08	1,04	1,04	1,00	locker

Übereinstimmung ist hinsichtlich der Größe des Einflußbereiches vorhanden. Die Abminderung selbst hingegen ist recht unterschiedlich. Wesentlich geringere Zugkräfte als die zum Vergleich herangezogenen Verfahren ergeben die eigenen Versuche bei dichter Lagerung. Das ist vermutlich darauf zurückzuführen, daß die rechnerischen Verfahren zwar den Einfluß des umgebenden Erdreiches auf den Bruchkörper durch Ansatz einer Scherkraft, nicht aber die Reaktion der Scherkraft auf den umgebenden Boden berücksichtigen.

Die Verdichtungswirkung in der Scherzone infolge Überlagerung der Spannungen im locker gelagerten Boden ist nach den durchgeführten Versuchen gering und mit den hier verwendeten Ansätzen nicht zu erfassen.

6.4 Der Bruchmechanismus

Über den Bruchvorgang im Boden bestehen sehr unterschiedliche Auffassungen. Während Mors, Balla, Kwasniewski e.a. und andere zunächst kurvenförmig nach außen gekrümmte und bei Steigerung der Zugkraft weitere, immer steiler verlaufende Gleitflächen feststellen bis zum Ausscheren eines unmittelbar über der Platte liegenden Erdkeiles, was im Prinzip durch die eigenen Versuche bestätigt wird, treten nach Kananyan zunächst Radialrisse, später ein innerer Bruch etwa von der Größe der Platte und erst nach weiterem Anziehen des Ankers Bruchrisse mit größerem Durchmesser auf. Ursache für diese Abweichung könnte die bei Kananyan

vorhandene Kohäsion des Feinsandes sein. Wahrscheinlich ist die Reihenfolge des Aufbruches ohne größere Bedeutung, wenn nur die Wirkung der Kräfte im Verankerungsboden zutreffend erfaßt wird.

Bemerkenswert ist die von Mors bei Feldversuchen festgestellte kreisrunde Form der Bruchrisse an der Oberfläche über quadratischen Stufenfundamenten (Abb. 6.4.1). Sie bestätigt eindeutig die in den eigenen Modellversuchen festgestellte Unabhängigkeit des Bruchkörpers von der Form der Verankerungselemente, sofern diese einen gedrungenen Grundriß besitzen.

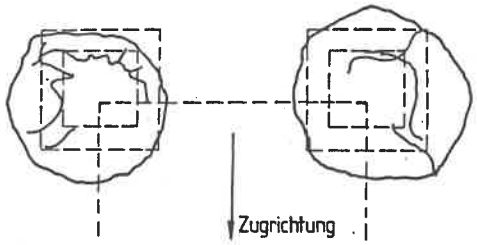


Abb. 6.4.1 Rißbildung über einem zugbeanspruchten Stufenfundament, Mastumbruch- und Fundamentversuche Wendlingen (1955)

7. Zusammenfassung

Im Bauwesen müssen häufig Zugkräfte in den Boden übertragen werden. Trotz Entwicklung neuer Bauweisen zählen die verschiedenen Formen der "Ankerplatte" immer noch zu den wirtschaftlichen Baumitteln. In der vorliegenden Arbeit wird die Tragwirkung einer flach gegründeten Ankerplatte unter Zugrundelegung eines statisch zulässigen, durch Messungen belegten Spannungszustandes untersucht und zu gemessenen Hebungen in Beziehung gesetzt.

Grundlage sind Modellversuche im Verhältnis 1:5 zu den im Bauwesen angewandten Plattengrößen. Sie wurden mit trockenem Sand - um eine Verfälschung der Ergebnisse durch scheinbare Kohäsion auszuschließen - in

"dichter" (e = o,49) und "lockerer" (e = o,7o) Lagerung ausgeführt. Die gewonnenen Erkenntnisse und die daraus zu ziehenden Folgerungen werden nachstehend zusammengefaßt:

Der Widerstand gegen einen auf Zug beanspruchten Verankerungskörper resultiert aus dem Zusammenwirken des Bodengewichtes und der Scherfestigkeit. Über der Platte entsteht ein Bereich mit erhöhter Druckspannung, hier als "Druckzone" bezeichnet, und seitlich abklingend ein Bereich, in den die eingeleitete Belastung infolge der Scherfestigkeit des Bodens übertragen wird, die "Entlastungszone".

Die Spannungen $\sigma_{zz} = \max \sigma_{zz}(1-u).e^{-u}$ mit $u = (r/r_o)^2$ verlaufen stetig in Form einer gedämpften Schwingung: Der positive Höchstwert $\max \sigma_{zz}$ in Ankerachse, ein Wechsel des Vorzeichens am Umfang der Druckzone r_o und auf Null ausklingend der negative Anteil der Scherzone. Aus Gründen des Gleichgewichtes im Horizontalschnitt muß der Inhalt des positiven Spannungshügels gleich dem Volumen des ringförmigen negativen Spannungsanteiles sein. Er ist ein Maß für die oberhalb des betrachteten Schnittes übertragenen Scherkraft T. Diese Umlagerung der Auflast (Gewölbewirkung) tritt bei dichter Lagerung in wesentlich stärkerem Maß auf als im locker gelagerten Boden, sie wächst an mit größer werdender Tiefe unter der Bodenoberfläche.

Die Druckverteilung im Verankerungsboden wird durch die Oberflächenbegrenzung stark beeinflußt. Das gilt besonders für die Spannungsausbreitung, die hier auf die o.g. Zonen beschränkt bleibt.

Der Spannungsverlauf $\max \sigma_{zz} / \sigma_o$ im Vertikalschnitt (Ankerachse) ist dem Abklingen der Spannungen unter druckbelasteten Flächengründungen (z.B. Steinbrenner) ähnlich, wird jedoch ebenfalls durch die Oberfläche begrenzt. Unmittelbar über der Platte (ζ= 0...0,2) nehmen die Spannungen nur geringfügig ab, ihre Größe ist durch die Einbettungstiefe λ und die Lagerungsdichte des Bodens bestimmt. Im übrigen Bereich (ζ = 0,2...1,o) ist der Verlauf $\max \sigma_{zz}/\sigma_o = e^{a_o + a_1 \cdot \zeta}$ unabhängig von diesen Größen und auch vom Plattendurchmesser. Bei Zunahme der Ankerzugkraft von

o,5 Z_B auf Z_B bleiben die Spannungen max σ_{zz} / σ_o bei dichter Lagerung des Bodens konstant, im locker gelagerten Boden nehmen sie zu.

Die durch den Druck der Ankerplatte gegen das überlagernde Erdreich aktivierten Scherkräfte $T_{rz}(r_o(z)) = 2\pi \int \tau_{rz}(r_o(z)).r_o(z).dz$ erreichen an der Begrenzung der Druckzone ihren Höchstwert. Durch das Anheben der Ankerplatte erfolgt eine Verdichtung des Bodens über der Platte, infolge der dadurch entstehenden zusätzlichen Spannungen σ_{rr} aber auch nach den Seiten in den Bereichen, die stark auf Abscheren beansprucht werden. Das sind kinematisch günstigere Bedingungen als beim Scherversuch, bei dem sich die Probenhöhe dem inneren Verformungszustand entsprechend verändern kann, und auch günstiger als beim Verpreßanker, bei dem zwar eine Auflockerung in der Bruchfuge durch das umgebende Erdreich behindert wird (Dilatanz), der Boden aber keine zusätzliche Verdichtung erfährt.

Nur so sind die hohen Scherspannungen $\tau_{rz}(r_o(z)) = -\frac{r_o}{2} \cdot \frac{d}{dz} (\max \sigma_{zz} \cdot e^{-u})$ zu erklären, die trotz der Neigung der Scherkraft in diesem Bereich gemessen wurden. Sie liegen erheblich über den Werten, die sich aus einer Erddruckberechnung ergeben.

Die nahezu volle Scherkraft T/Z ist über den Plattenrändern (ζ = 0,1...0,2) , wo die Bodenverformungen zwangsläufig am größten sind, in dicht gelagertem Boden bereits bei einer Ankerzugkraft von etwa o,5 Z_B aktiviert. In höheren Lagen (ζ = 0,4) und bei lockerer Lagerung des Bodens steigen die Scherspannungen an, bis die Bruch-Zugkraft erreicht ist.

Der Anteil der Scherkraft an der Gesamtzugkraft Z steigt bis λ = 2 stark an und strebt bis λ = 3,5 einem Endwert zu. Da die Scherkraft zwangsläufig entsteht, das Bodengewicht über der Platte aber mit Baukosten erkauft werden muß, ist für flachgegründete Verankerungen unter dem Gesichtspunkt der Wirtschaftlichkeit ein Einbettungsverhältnis λ = 2,o...3,5 anzustreben.

Etwa analog dazu, allerdings unter höherer Belastung Z/Z_B, steigen die Horizontalspannungen σ_{rr} auf Spitzenwerte im Bereich der o.g. hohen Scherspannungen an, bleiben als konstante Größe oder fallen wieder ab, wenn an dieser Stelle plastische Verformungen auftreten.

Eine Analyse der Spannungen σ_{zz} und σ_{rr} ergibt gleiche geometrische Form der Druck- und Entlastungszone vom Plattenrand ausgehend, unabhängig von der Plattengröße und vom Einbettungsverhältnis λ = t/d, jedoch mit erheblichen Unterschieden bei veränderter Lagerungsdichte. Dabei werden die geometrischen Größen aus Gründen des Vergleiches in dimensionslosen Koordinaten ζ = z/t und ξ = r/t geschrieben, für die wegen des Einflusses der Oberflächenbegrenzung als Bezugsgröße die Einbettungstiefe t gewählt ist.Die Druckzone nimmt im dicht gelagerten Boden bei Laststeigerung über der Ankerplatte eine vollere Form an, bei lockerer Lagerung behält sie ihre Größe bei bis zum Bruch. Der Winkel δ , unter dem die Druckzone vom Plattenrand verläuft, ist Kriterium für die Spannungsausbreitung. Er ist annähernd konstant 19° bei lockerer Lagerung und nimmt im dicht gelagerten Boden zu von 25° auf 29° bei Laststeigerung von o,5 Z_B auf Z_B.

Der Verlauf der Spannungen im "Halbraum" über der Platte wird am deutlichsten durch Darstellung von Isobaren, die auch den Scherkraftanteil an der Zugkraft des Ankers kennzeichnen.

Der Bruch des Bodens erfolgt progressiv, an den Rändern der Ankerplatte beginnend. Gleitflächen bilden sich im Verankerungsboden, nachdem der Bruch des Gesamtsystems eingetreten ist. Diese verlaufen bei dichter Lagerung zunächst nach außen gekrümmt und werden beim weiteren Anziehen des Ankers immer steiler, bis schließlich, wie auch bei lockerer Lagerung mit geringer Überdeckung, ein unmittelbar über die Platte liegender Erdkeil zur Oberfläche "durchgestanzt" wird. Verschiebungssprünge im Verankerungsboden zeichnen sich erst bei 1,5...2,o facher Bruchhebung ab. An der Oberfläche entstehen in dicht gelagertem Boden Risse, wenn die Bruch-Zugkraft erreicht ist. Bei locker gelagertem Boden treten sie meist erst nach weiterem Anziehen des Ankers und nur bei geringer Überdeckung der Platte auf.

Die Bruchkraft ist der höchste erreichte Wert der Belastung. Sie wird größer bei wachsender Fläche der Ankerplatte, bei größerer Lagerungsdichte des Verankerungsbodens und mit steigendem Einbettungsverhältnis. Dabei ist der Einfluß der Gründungstiefe auf die Tragfähigkeit größer als der der Plattenfläche. Meist verbieten jedoch die örtlichen Verhältnisse einer Baustelle - Wasserhaltung, Platzbedarf, Baugrubenverbau - ein Umsetzen dieser Erkenntnisse in die Praxis.

Die Darstellung der Bruch-Zugkraft in dimensionsloser Schreibweise $N_B = Z_B / A_{Pl} \cdot \gamma_d \cdot d = 3{,}3 \cdot \lambda^{2,3}$ im dicht gelagerten und $N_B = 1{,}8 \cdot \lambda^{1,9}$ im locker gelagerten Boden zeigt deutlich den großen Einfluß der Einbettungstiefe λ und der Lagerungsdichte. Die Anker besitzen im Bereich $\lambda = 2 \ldots 3$, der in den meisten Fällen durch die Örtlichkeit gegeben ist, bei dichter Lagerung eine 2,5...3,o mal so große Bruch-Tragfähigkeit wie im locker gelagerten Boden. Ein Einfluß, dem größere Aufmerksamkeit beim Einbau der Ankerplatten gewidmet werden sollte.

Die Bruch-Zugkraft ist praktisch unabhängig von der Plattenform, sofern die Fläche einen gedrungenen Grundriß hat. Eine zweifellos einfacher herzustellende Rechteckplatte hat die gleiche Tragfähigkeit wie eine flächengleiche kreisrunde Platte und ist auf der Baustelle leichter zu handhaben.

Wahrscheinlich wirkt sich die bei Pfählen bekannte Pfropfenbildung auch bei aufgelösten Flächen (z.B. bei Bohlenkreuzen) günstig aus. Versuchswerte dafür liegen für horizontal gezogene Ankerplatten, sowohl im Modell- als auch im Feldversuch vor, müssen jedoch noch systematisch weiter verfolgt werden.

Nach Überschreiten des Bruch-Wertes Z_B fällt die Anker-Zugkraft auf einen Restbetrag Z_R ab, wie das auch bei Scherversuchen zu beobachten ist. In diesem Stadium ist nur noch das Gewicht des Erdkörpers über der Platte wirksam. Durch die beim Anziehen des Ankers wirksam werdende Scherkraft wird das Eigengewicht der Entlastungszone bei lockerer Lagerung zu rd. 6o%, bei dichter Lagerung praktisch in voller Höhe in Anspruch genommen.

Die Hebung der Ankerplatte unter Belastung kommt durch die Zusammendrückung des überlagernden Bodens und durch die zur Aktivierung der Scherkraft erforderliche Bodenverformung zustande. Im Anfangsstadium der Versuche sind die Last-Hebungs-Linien in einem stetigen funktionellen Verhältnis zur aufgebrachten Last, verhältnismäßig schwach gekrümmt. Dieser Teil stellt sich im logarithmischen Maßstab als Gerade dar. Er wird hier als quasi-elastischer Bereich bezeichnet. Der Beginn des Bruches ist durch eine stärker werdende Krümmung der Last-Hebungs-Linie, im logarithmischen Maßstab durch ihre Ablösung von der Geraden gekennzeichnet. Diese Laststufe wird analog zum Verhalten der festen Baustoffe Proportionalitätsgrenze Z_P genannt. Die dabei auftretende Hebung der Platte h_P ist linear abhängig vom Einbettungsverhältnis λ und überlinear vom Plattendurchmesser d. Bei lockerer Lagerung sind diese Plattenhebungen etwa zehnmal so groß wie im dicht gelagerten Boden.

Die Verformungen des Bodens beim Anziehen des Ankers verlaufen im Meßquerschnitt glockenförmig, etwa nach der Gleichung $s = \max s \cdot e^{-v \xi^2}$, bis in die Entlastungszone hinein. Im locker gelagerten Boden werden die Hebungen kleiner mit wachsendem Abstand von der Platte, er wird nahezu gleichmäßig bis zur Oberfläche zusammengedrückt. Die Oberfläche wird bei kleiner Einbettungstiefe nur geringfügig in Form einer Sattelkurve angehoben, vielfach sind auch Setzungen zu beobachten. Dagegen wird der dicht gelagerte Boden nach verhältnismäßig geringer Zusammendrückung in der Zone der höchsten Belastung unmittelbar über der Platte als nahezu inkompressible Schicht angehoben. Die Oberfläche wölbt sich schon bei geringeren Lasten auf.

Die Verformungen im Boden klingen nach Aufbringen der Last sehr schnell ab. Kleinere Nach-Hebungen stellen sich im dicht gelagerten Boden unter höheren Lasten ein, vermutlich infolge der stärkeren Aktivierung der Scherkraft. Auch Dauerlasten haben keinen nennenswerten Einfluß.

Nutzt man die definierte Propotionalitätsgrenze als zulässige Größe der Ankerzugkraft aus, dann steigt die Sicherheit gegen Bruch $\eta = Z_B / Z_P$ mit wachsender Einbettungstiefe $\lambda = 1 \ldots 3$ an, bei lockerer Lagerung von

η = 1,1 auf 1,3 und im dicht gelagerten Boden von η = 1,4 auf 1,8. Andererseits treten größere Bewegungen bei Ankerplatten mit hohem Einbettungsverhältnis λ unter der Zugkraft Z_P bzw. Z_B auf. Die zulässige Tragfähigkeit sollte deshalb bei großer Einbettungstiefe unter Berücksichtigung der Plattenbewegung, bei geringerer Einbettungstiefe mit einer zu fordernden Sicherheit gegen Bruch erfolgen. Wird die Zugkraft nur unter Einhaltung der Sicherheit gegen Bruch des Systems ausgenutzt, müssen stärkere Hebungen bei großen Platten, bei tiefer Lage und lockerer Lagerung des Bodens in Kauf genommen werden.

Bei Belastung einer Ankerplatte mit einer Einbettungstiefe $\lambda > 3,5$ weichen die Spannungs- und Bewegungsvorgänge im Boden von denen einer flachgegründeten Platte ab (Gültigkeitsgrenze). Der Boden umfließt die Ankerplatte ("Pflugwirkung").

Die Normalspannungen auf der Plattenfläche besitzen einen konvexen Verlauf, unabhängig von der Belastung und von der Steifigkeit der Platte. Bei lockerer Lagerung ist die Pressung im mittleren Teil der Platte nahezu konstant. Ein Einfluß der Plattensteifigkeit auf das Trag- oder Verformungsverhalten ist nicht festzustellen. Die Platten können ohne Rücksicht auf ihre Eigenverformung nach der Festigkeit des jeweils verwendeten Materials unter Ansatz einer gleichmäßigen Normalspannung $\sigma_o = Z / A_{Pl}$ bemessen werden.

Die Belastung von benachbarten Ankerplatten macht sich im dicht gelagerten Boden durch einen erheblichen Abfall der Tragfähigkeit bemerkbar: Bei einem Abstand der Anker gleich dem Radius der Entlastungszone auf rd. 50% und bei einem Abstand gleich dem 1,5-fachen Radius der Entlastungszone auf rd. 85%. Hierdurch wird die Überlagerung der Einflußbereiche deutlich. Erst bei einem Ankerabstand gleich dem doppelten Radius der Entlastungszone findet keine gegenseitige Beeinflussung mehr statt, und die Anker haben ihre volle Tragfähigkeit. Eine Abminderung der Tragfähigkeit wird auch dann auftreten, wenn die in Anspruch genommenen Bereiche des Bodens angeschnitten werden, beispielsweise durch Baugruben, Geländeanschnitte o.ä.

Im locker gelagerten Boden tritt auch bei dem denkbar kleinsten Abstand der Anker gleich der doppelten Plattenabmessung (etwa 1,5-facher Radius der Entlastungszone) keine Minderung der Tragfähigkeit ein, weil die Überschneidung der Einflußbereiche offenbar eine geringfügige Verdichtung des Bodens zur Folge hat.

Eichung der Meßeinrichtung

Erfassung der Fehler nach DIN 1319, Blatt 3

1. Meßdosen unter dem Erddruck-Kasten

Einzeleichung unter amtlicher Prüfpresse, Meßbereich der Eichung P = 4o kN

P (kN)	Anzeige $\bar{P}$ und rel. Fehler F (%)					
	Dose 1		Dose 2		Dose 3	
1.0	1.0	0	1.0	0	1.0	0
2.0	2.0	0	2.0	0	1.95	-0.13
3.0	3.0	0	3.0	0	2.95	-0.13
4.0	4.0	0	3.9	-0.25	4.0	0
5.0	5.0	0	4.9	-0.25	5.0	0
7.5	7.5	0	7.4	-0.25	7.6	+0.25
10.0	10.0	0	10.0	0	10.0	0
15.0	15.0	0	15.0	0	15.0	0
20.0	20.0	0	20.0	0	20.0	0
25.0	25.1	+0.25	25.0	0	25.0	0
30.0	30.0	0	30.0	0	30.0	0
40.0	40.5	+1.25	40.0	0	40.5	+1.25
max F	+1.25		-0.25		+1.25	
Fm+S	0.13±0.36		0.06±0.11		0.10±0.37	
P=99%	0.13±0.33		0.06±0.10		0.10±0.35	

Meßdosen im eingebauten Zustand, Überprüfung durch Gewichte

G (kN)	Anzeige $\bar{G}$ (kN)				F (%)
	Dose 1	Dose 2	Dose 3	$\sum$	
0.15	0.05	0.05	0.05	0.15	0
0.30	0.10	0.10	0.10	0.30	0
0.45	0.15	0.15	0.15	0.45	0
0.60	0.20	0.20	0.20	0.60	0
0.90	0.30	0.30	0.30	0.90	0
1.20	0.41	0.41	0.41	1.23	+1.11
1.50	0.51	0.51	0.51	1.53	+1.11
1.80	0.61	0.61	0.61	1.83	+1.11
2.10	0.71	0.71	0.71	2.13	+1.11
2.40	0.825	0.82	0.83	2.475	+2.78
2.70	0.92	0.92	0.93	2.77	+2.59
2.40	0.825	0.82	0.825	2.47	+2.59
2.10	0.72	0.71	0.715	2.145	+1.67
1.80	0.62	0.61	0.61	1.84	+1.48
1.50	0.515	0.51	0.51	1.535	+1.30
1.20	0.41	0.40	0.40	1.21	+0.37
0.90	0.30	0.30	0.30	0.90	0
0.60	0.20	0.20	0.20	0.60	0
0.45	0.15	0.15	0.15	0.45	0
0.30	0.10	0.10	0.095	0.295	-0.19
0.15	0.05	0.05	0.045	0.145	-0.19
0.00	0.00	0.00	-0.005	-0.005	-0.19

relativer Fehler:

$$F = \frac{\bar{P} - P}{\max P} \cdot 100 \ (\%)$$

mittlerer relativer Fehler:

$$F_m = \frac{1}{n} \sum F$$

Standardabweichung:

$$s = \sqrt{\frac{\sum (F - F_m)^2}{n - 1}}$$

Vertrauensbereich für statistische Sicherheit P = 99% bei Gauß-Verteilung

$\pm \frac{t}{\sqrt{n}} \cdot s$ (t nach Student)

max F = 2,78 %

$F_m \pm s = 0{,}81 \pm 0{,}94$ %

$F_m \pm \frac{t}{\sqrt{n}} \cdot s = 0{,}81 \pm 0{,}58$

$= 1{,}39$ %

$= 0{,}23$ %

2. Ankerzugkraft

Presse und Manometer amtlich geeicht, Überprüfung ergab keine Abweichung, auch die Schreibeinrichtung arbeitet fehlerfrei.

Zugkraft-Meßdose am Ankerkopf, Eichung durch aufgelegte Gewichte, es werden keine Abweichungen festgestellt.

3. Meßuhren für Boden- und Ankerbewegung, arbeiten fehlerfrei

4. Glötzl - Bodendruck - Meßdosen, Eichung pneumatisch für Meßbereich entsprechend der maximal zu erwartenden Bodenpressung $\sigma_o = 500$ kN/m². Beispiel für Eichprotokolle der Dosen 5 und 6 auf Anl. 4.1.3, Auftragung auf Anl. 4.1.4

Zusammenstellung der Ergebnisse:

Meßdose	F (%)	Meßdose	F (%)
1	4.0	18	2.6
2	3.0	19	3.0
3	3.0	20	3.0
4	2.0	21	3.0
5	4.0	22	3.6
6	3.0	23	3.0
7	3.0	24	3.2
8	3.0	25	3.0
9	3.4	26	2.4
10	3.6	27	2.6
11	3.0	28	3.0
12	3.0	29	3.0
13	3.0	30	3.4

relativer Fehler

$$F = \frac{\sigma_o - \bar{\sigma}_o}{\max \sigma_o} \cdot 100 \ (\%)$$

max F = 4,o %

(Fehler steigt mit Meßwert)

mittlerer Fehler und Standardabweichung

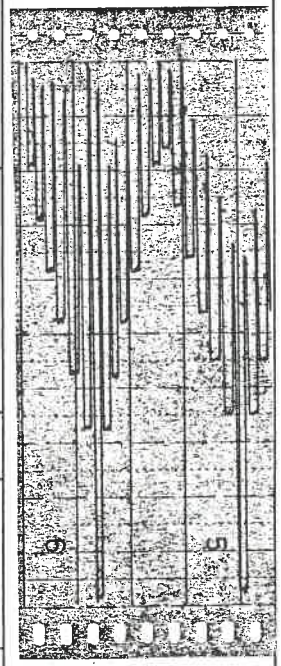
$F_m \pm s = 3{,}06 \pm 0{,}43$ %

mittlerer Fehler und Vertrauensbereich

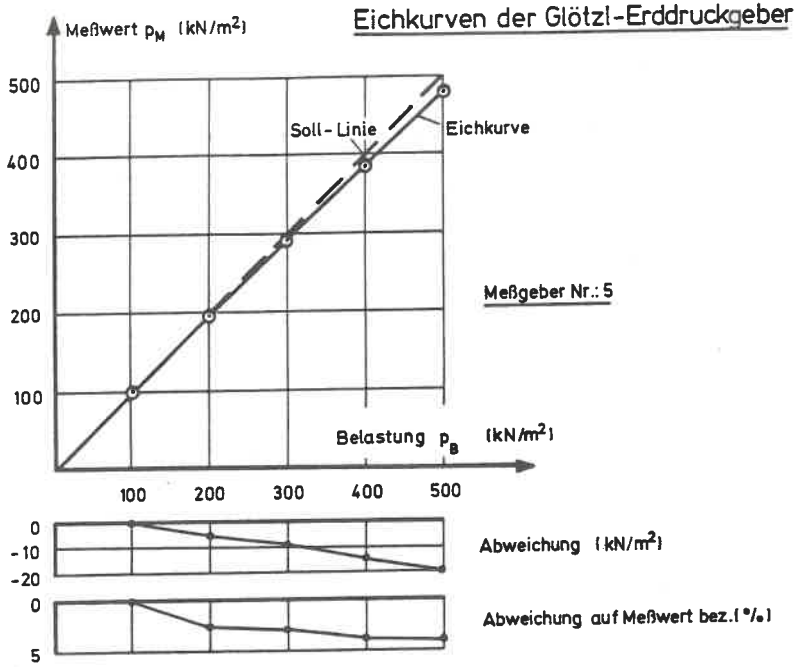
$F_m \pm \frac{t}{\sqrt{n}} \cdot s = 3{,}06 \pm 0{,}24$ %

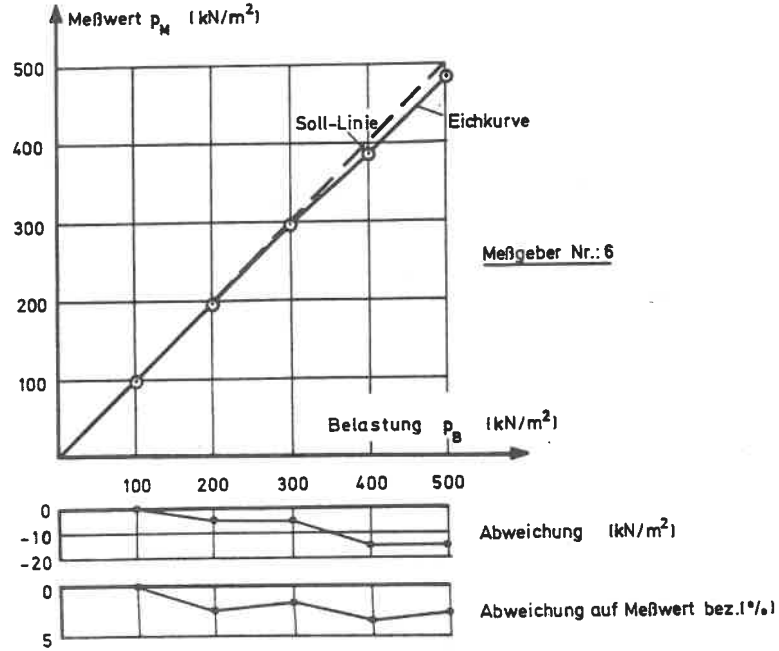
Beispiel für ein Eichprotokoll der Glötzl - Erddruckgeber

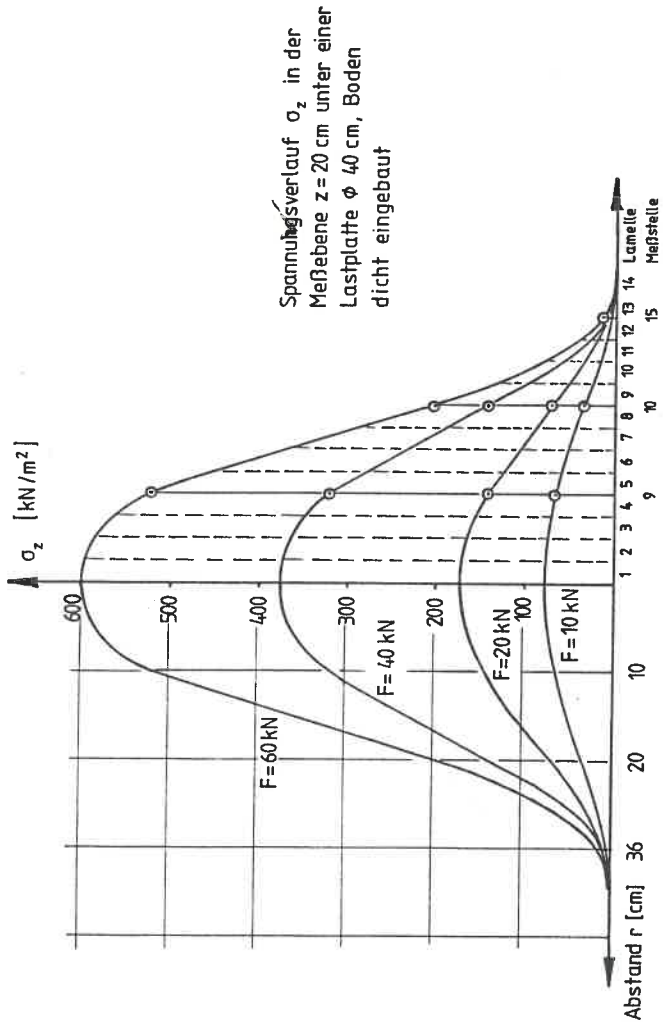
Belastung p_B [kN/m²]	Ablesung p'_M [kN/m²]	verb. Ablesung $p_n = p'_M - p_o$	Abweichung [kN/m²]	Registrierstreifen Datum: 2.1.73
Dose Nr.: 5				
0	190=po	0	0	
100	290	100	0	
200	385	195	-5	
300	482	292	-8	
400	575	385	-15	
500	670	480	-20	
500	675	485	-15	
400	580	390	-10	
300	485	295	-5	
200	390	200	0	
100	290	100	0	
0	190	0	0	
Dose Nr.: 6				
0	165=po	0	0	
100	265	100	0	
200	360	195	-5	
300	460	295	-5	
400	550	385	-15	
500	650	485	-15	
500	650	485	-15	
400	555	390	-10	
300	460	295	-5	
200	360	195	-5	
100	265	100	0	
0	165	0	0	



Eichkurven der Glötzl-Erddruckgeber







Berechnung der aus den Meßwerten σ_z der Glötzl-Erddruckgeber ermittelten "Spannungsglocke" mit Hilfe der Guldin'schen Regel und Vergleich mit der aufgebrachten Druckbelastung F

Platte d = 4o cm, Meßebene z = 2o cm unter der Lastfläche, Boden dicht gelagert

Last F [kN]		Lamelle 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
10.00	σ_z	77	76	74	70	64	59	51	43	34	25	17	10	4	2	0
	A	1.91	1.89	1.80	1.68	1.54	1.38	1.18	0.96	0.74	0.53	0.34	0.18	0.08	0.03
	r_s	0.012	0.037	0.062	0.087	0.112	0.137	0.162	0.187	0.212	0.237	0.261	0.286	0.311	0.333
	$A \cdot r_s$	0.024	0.070	0.112	0.147	0.172	0.189	0.191	0.180	0.157	0.125	0.089	0.051	0.025	0.010
	$\sum A \cdot r_s = 1{,}542$; $F_{meßw.} = 2\pi \sum A \cdot r_s = 9{,}69$ kN ; $\Delta F = -3{,}10$ %														
20.00	σ_z	172	171	165	155	142	125	108	89	70	52	34	20	7	3	0
	A	4.29	4.20	4.00	3.71	3.34	2.91	2.46	1.99	1.53	1.08	0.68	0.34	0.13	0.04
	r_s	0.012	0.037	0.062	0.087	0.112	0.137	0.162	0.187	0.212	0.237	0.261	0.286	0.311	0.333
	$A \cdot r_s$	0.051	0.155	0.248	0.323	0.375	0.399	0.399	0.372	0.324	0.256	0.178	0.097	0.040	0.013
	$\sum A \cdot r_s = 3{,}231$; $F_{meßw.} = 20{,}30$ kN ; $\Delta F = +1{,}50$ %														
40.00	σ_z	375	373	363	350	321	277	232	187	142	93	56	28	10	3	0
	A	9.35	9.20	8.91	8.39	7.48	6.36	5.24	4.11	2.94	1.86	1.05	0.48	0.16	0.04
	r_s	0.012	0.037	0.062	0.087	0.112	0.137	0.162	0.187	0.212	0.237	0.261	0.286	0.310	0.333
	$A \cdot r_s$	0.112	0.340	0.553	0.730	0.837	0.872	0.848	0.769	0.623	0.441	0.274	0.137	0.050	0.013
	$\sum A \cdot r_s = 6{,}599$; $F_{meßw.} = 41{,}46$ kN ; $\Delta F = +3{,}65$ %														
60.00	σ_z	602	600	590	568	524	452	365	285	203	130	77	38	12	4	0
	A	15.03	14.88	14.48	13.85	12.20	10.21	8.13	6.10	4.16	2.59	1.44	0.63	0.20	0.05
	r_s	0.012	0.037	0.062	0.087	0.112	0.137	0.162	0.187	0.212	0.237	0.261	0.286	0.310	0.333
	$A \cdot r_s$	0.180	0.550	0.897	1.188	1.366	1.399	1.316	1.141	0.881	0.613	0.375	0.235	0.062	0.017
	$\sum A \cdot r_s = 10{,}220$; $F_{meßw.} = 64{,}21$ kN ; $\Delta F = +7{,}02$ %														

nach Guldin $F_{Meßw.} = 2 \cdot \pi \sum A_{\sigma_z} \cdot r_s$

dabei: σ_z (kN/m²) Spannungsordinate

A_{σ_z} (kN/m) $= \frac{\sigma_{zn} + \sigma_{zn+1}}{2} \cdot \Delta r$

r_s (m) Schwerpunktabstand

Berechnung der "Spannungsglocke" und Vergleich mit der aufgebrachten Last F

Plattengröße ø (cm)	Lagerung	Meßebene Z (cm)	Belastung P (kN)	Spannungsg. $F_{meßw.}$ (kN)	Abweichung (kN)	ΔF (%)
40	dicht	20	10	9.69	-0.31	-3.1
		20	20	20.30	+0.30	+1.5
		20	40	41.46	+1.46	+3.7
		20	60	64.21	+4.21	+7.0
40	locker	20	10	10.12	+0.12	+1.2
		40	10	10.12	+0.12	+1.2
		60	10	9.99	-0.01	-0.1
		80	10	10.05	+0.05	+0.5
30	dicht	20	10	9.61	-0.39	-3.9
		40	10	9.11	-0.89	-8.9
		20	30	28.77	-1.23	-4.1
		40	30	29.28	-0.72	-2.4
30	locker	20	10	9.61	-0.39	-3.9
		40	10	9.55	-0.45	-4.5
		60	10	10.93	+0.93	+9.3
		80	10	10.05	+0.05	+0.5
Mittelwert / Standardabweichung						-0.38 ± 4.58

Lagerungsdichte des Versuchssandes

(lockerste und dichteste Lagerung)

Versuch	n max	n min	e max	e min	$\gamma_{d(o)}$	$\gamma_{d(d)}$
Laarmann	0.433	0.319	0.764	0.468	15.01	18.04
Pabst 1	0.433	0.318	0.764	0.466	15.03	18.08
" 2	0.435	0.320	0.770	0.471	14.98	18.03
" 3	0.436	0.325	0.773	0.481	14.94	17.88
" 4	0.436	0.325	0.773	0.481	14.94	17.88
Hehn 1	0.440	0.322	0.786	0.475	14.83	17.96
" 2	0.444	0.319	0.799	0.468	14.72	18.04
" 3	0.440	0.322	0.786	0.475	14.83	17.96
" 4	0.444	0.319	0.799	0.468	14.72	18.04
Mittelwert x	0.438	0.321	0.779	0.473	14.89	17.99

$$n = 1 - \frac{G_t}{\gamma_s \cdot V} \quad ; \quad e = \frac{n}{1 - n}$$

Fehlerberechnung für Porenzahl e (n = 9)

l(e max)	scheinb. F. v = x - l	v^2	l(e min)	v	v^2
0.764	-0.015	$2.25 \cdot 10^{-4}$	0.468	-0.005	$0.25 \cdot 10^{-4}$
0.764	-0.015	2.25	0.466	-0.007	0.49
0.770	-0.009	0.81	0.471	-0.002	0.04
0.773	-0.006	0.36	0.481	+0.008	0.64
0.773	-0.006	0.36	0.481	+0.008	0.64
0.786	+0.007	0.49	0.475	+0.002	0.04
0.799	+0.020	4.00	0.468	-0.005	0.25
0.786	+0.007	0.49	0.475	+0.002	0.04
0.799	+0.020	4.00	0.468	-0.005	0.25
X=0.799	$\sum$ +0.003	$\sum 15.00 \cdot 10^{-4}$	X=0.473	$\sum$ -0.004	$\sum 2.64 \cdot 10^{-4}$

mittlerer Fehler der Einzelmessung: $m = \sqrt{v^2 / (n - 1)}$

für e_{max}: $m = \sqrt{15{,}00 \cdot 10^{-4} / 8} = \underline{0{,}0137}$

für e_{min}: $m = \sqrt{2{,}64 \cdot 10^{-4} / 8} = \underline{0{,}0057}$

mittlerer Fehler des Mittelwertes: $m_x = m / \sqrt{n}$

für e_{max}: $m_x = 0{,}0137 / \sqrt{9} = \underline{0{,}0046}$

für e_{min}: $m_x = 0{,}0057 / \sqrt{9} = \underline{0{,}0019}$

$$\boxed{\begin{aligned} e_{max} &= 0{,}779 \pm 0{,}005 \\ e_{min} &= 0{,}473 \pm 0{,}002 \end{aligned}}$$

Fehlerberechnung für Wichte (n = 9)

l($\gamma_{d(o)}$)	v=x-$\gamma_{d(o)}$	v^2	l($\gamma_{d(d)}$)	v=x-$\gamma_{d(d)}$	v^2
15.01	+0.120	$1.44 \cdot 10^{-2}$	18.04	+0.050	$0.25 \cdot 10^{-2}$
15.03	+0.140	1.96	18.08	+0.090	0.81
14.98	+0.090	0.81	18.03	+0.040	0.16
14.94	+0.050	0.25	17.88	-0.110	1.21
14.94	+0.050	0.25	17.88	-0.110	1.21
14.83	-0.060	0.36	17.96	-0.030	0.09
14.72	-0.170	2.89	18.04	+0.050	0.25
14.83	-0.060	0.36	17.96	-0.030	0.09
14.72	-0.170	2.89	18.04	+0.050	0.25
x=14.89	$\sum$ +0.010	$\sum 11.21 \cdot 10^{-2}$	x=17.99	$\sum$ 0	$\sum 4.32 \cdot 10^{-2}$

mittlerer Fehler der Einzelmessung

für $\gamma_{d(o)}$: $m = \sqrt{11{,}21 \cdot 10^{-2} / 8} = \underline{0{,}118}$

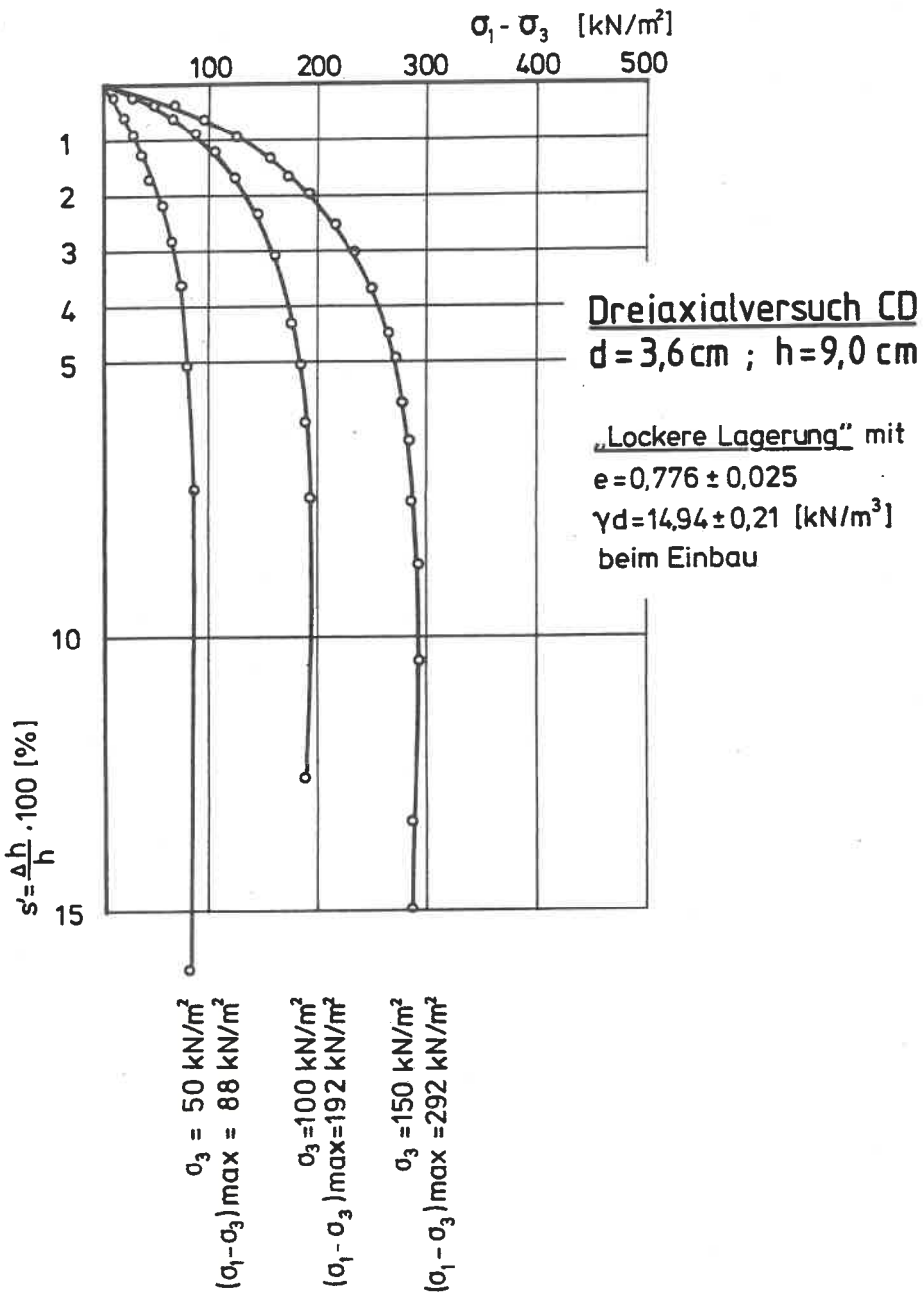
für $\gamma_{d(d)}$: $m = \sqrt{4{,}32 \cdot 10^{-2} / 8} = \underline{0{,}073}$

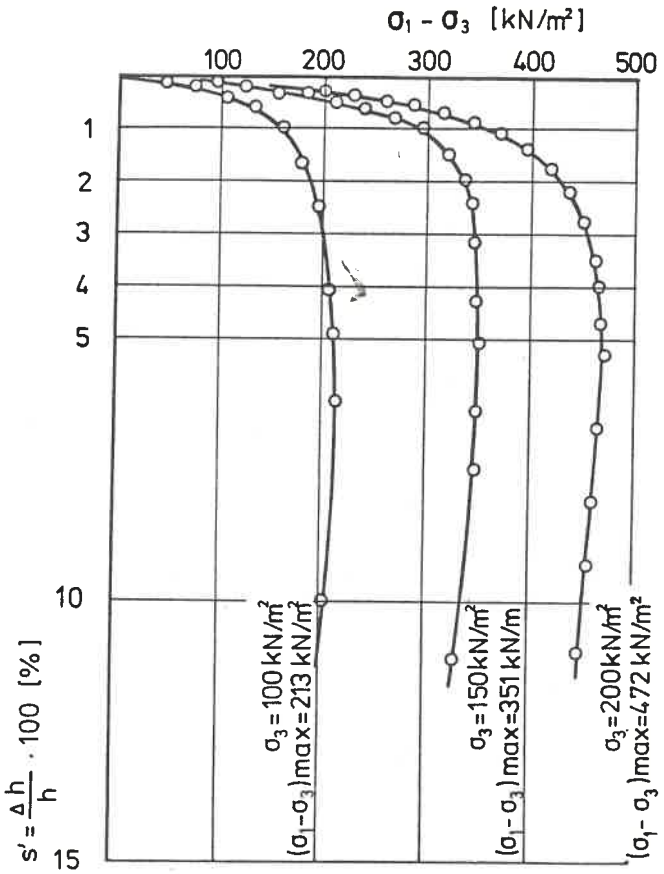
mittlerer Fehler des Mittelwertes

für $\gamma_{d(o)}$: $m_x = 0{,}118 / \sqrt{9} = \underline{0{,}039}$

für $\gamma_{d(d)}$: $m_x = 0{,}073 / \sqrt{9} = \underline{0{,}024}$

$$\boxed{\begin{aligned} \gamma_{d(o)} &= 14{,}89 \pm 0{,}04 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{d(d)} &= 17{,}99 \pm 0{,}02 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}}$$





Dreiaxialversuch CD

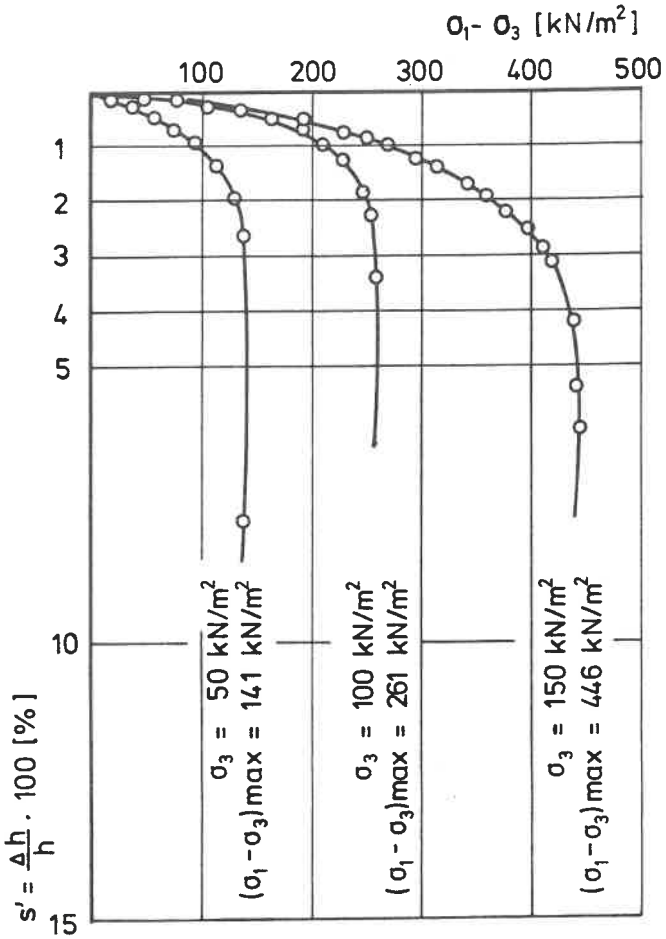
d = 3,6 cm ; h = 9,0 cm

„mitteldichte Lagerung" mit

e = 0,611 ± 0,011

γd = 16,45 ± 0,11 [kN/m³]

beim Einbau



Dreiaxialversuch CD

d = 3,6 cm ; h = 9,0 cm

„dichte Lagerung" mit

e = 0,502 ± 0,009

γd = 17,64 ± 0,10 [kN/m³]

beim Einbau

Scherfestigkeit, ermittelt durch Dreiaxialversuche
vorgegebene Belastungssteigerung (1o kN/m² pro 3o Sekunden)
Versuchskörper: d = 3,6 cm, h = 9 cm.

1. Lockere Lagerung

aus den Einzelversuchen:

l(e)	v=x-l	v^2	l(γ_d)	v=x-l	v^2
0.823 0.770 0.735	+0.047 -0.006 -0.041	$22.09 \cdot 10^{-4}$ 0.36 16.81	14.54 15.00 15.27	-0.40 +0.06 +0.33	$16.00 \cdot 10^{-2}$ 0.36 10.89
x=0.776	$\sum$ 0	$\sum 39.26 \cdot 10^{-4}$	x=14.94	$\sum$ -0.01	$\sum 27.25 \cdot 10^{-2}$

$m = \sqrt{39,26.1o^{-4} / 2} = o,o44$ $\qquad$ $m = \sqrt{27,25.1o^{-2} / 2} = o,37$

$m_x = o,o44 / \sqrt{3} = o,o25$ $\qquad$ $m_x = o,37 / \sqrt{3} = o,21$

$\boxed{e = o,776 \pm o,o25}$ $\qquad$ $\boxed{\gamma_d = 14,94 \pm o,21 \text{ kN/m}^3}$

$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{o,779 - o,776}{o,779 - o,473} = o,o1o; \quad 1/e = 1,289$

aus den Auftragungen:

$(\sigma_1-\sigma_3)max$	$(\sigma_1+\sigma_3)max$	sin φ	tan φ	v	v^2
88 192 292	188 392 592	0.4681 0.4898 0.4932	0.5297 0.5618 0.5670	-0.0231 +0.0090 +0.0142	$5.34 \cdot 10^{-4}$ 0.81 2.02
			x=0.5528	$\sum$+0.0001	$\sum 8.17 \cdot 10^{-4}$

mittlerer Fehler der Einzelmessung: $m = \sqrt{8,17.1o^{-4} / 2} = o,o2o2$
mittlerer Fehler des Mittelwertes: $m_x = o,o2o2 / \sqrt{3} = o,o117$

$$\boxed{\begin{aligned} \tan \varphi &= o,5528 \pm o,o117 \\ \varphi &= 28,9 \pm o,7^o \end{aligned}}$$

2. mitteldichte Lagerung

aus den Einzelversuchen:

l(e)	v=x-l	v^2	l(γ_d)	v=x-l	v^2
0.620 0.589 0.623	+0.009 -0.022 +0.012	$0.81 \cdot 10^{-4}$ 4.84 1.44	16.36 16.69 16.33	-0.09 +0.22 -0.12	$0.81 \cdot 10^{-2}$ 4.84 1.44
x=0.611	$\sum$-0.001	$\sum 7.09 \cdot 10^{-4}$	x=16.45	$\sum$+0.01	$\sum 7.09 \cdot 10^{-2}$

$m = \sqrt{7,o9.1o^{-4} / 2} = o,o19$ $\qquad$ $m = \sqrt{7,o9.1o^{-2} / 2} = o,19$

$m_x = o,o19 / \sqrt{3} = o,o11$ $\qquad$ $m_x = o,19 / \sqrt{3} = o,11$

$\boxed{e = o,611 \pm o,o11}$ $\qquad$ $\boxed{\gamma_d = 16,45 \pm o,11}$

$I_D = \frac{o,779 - o,611}{o,779 - o,473} = o,549; \quad 1/e = 1,637$

aus den Auftragungen:

$(\sigma_1-\sigma_3)max$	$(\sigma_1+\sigma_3)max$	sin φ	tan φ	v	v^2
(213) 351 472	(413) 651 872	(0.5157) 0.5392 0.5413	(0.6020) 0.6402 0.6437	- -0.0018 +0.0017	- $3.24 \cdot 10^{-4}$ 2.89
			x=0.6420	$\sum$-0.0001	$\sum 6.13 \cdot 10^{-4}$

$m = \sqrt{6,13.1o^{-4} / 1} = o,oo25$ $\qquad$ (Versuch 1 nicht berücksichtigt)

$m_x = o,oo25 / \sqrt{2} = o,oo18$

$$\boxed{\begin{aligned} \tan \varphi &= o,642o \pm o,oo18 \\ \varphi &= 32,7 \pm o,1^o \end{aligned}}$$

3. dichte Lagerung

aus den Einzelversuchen:

l(e)	v=x-l	v^2	l(γ_d)	v=x-l	v^2
0.519 0.491 0.497	+0.017 -0.012 -0.005	$2.89 \cdot 10^{-4}$ 1.44 0.25	17.44 17.78 17.71	-0.20 +0.14 +0.07	$4.00 \cdot 10^{-2}$ 1.96 0.49
x=0.502	$\sum$ 0	$\sum 4.58 \cdot 10^{-4}$	x=17.64	$\sum$ +0.01	$\sum 6.45 \cdot 10^{-2}$

$m = \sqrt{4{,}58 \cdot 10^{-4} / 2} = 0{,}015$ $\qquad$ $m = \sqrt{6{,}45 \cdot 10^{-2} / 2} = 0{,}18$

$m_x = 0{,}015 / \sqrt{3} = 0{,}009$ $\qquad$ $m_x = 0{,}18 / \sqrt{3} = 0{,}10$

$\boxed{e = 0{,}502 \pm 0{,}009}$ $\qquad$ $\boxed{\gamma_d = 17{,}64 \pm 0{,}10}$

$I_D = \frac{0{,}779 - 0{,}502}{0{,}779 - 0{,}473} = 0{,}905; \quad 1/e = 1{,}992$

aus den Auftragungen:

$(\sigma_1-\sigma_3)max$	$(\sigma_1+\sigma_3)max$	$\sin\varphi$	$\tan\varphi$	v	v^2
141	241	0.5851	0.7215	-0.0122	$1.49 \cdot 10^{-4}$
(261)	(461)	(0.5662)	(0.6869)	-	-
446	746	0.5979	0.7458	+0.0121	1.46
			x=0.7337	$\sum$-0.0001	$\sum 2.95 \cdot 10^{-4}$

$m = \sqrt{2{,}95 \cdot 10^{-4} / 1} = 0{,}0172$ $\qquad$ (Versuch 2 nicht berücksichtigt)

$m_x = 0{,}0172 / \sqrt{2} = 0{,}0122$

$$\boxed{\begin{aligned} \tan\varphi &= 0{,}7337 \pm 0{,}0122 \\ \varphi &= 36{,}3 \pm 0{,}7^\circ \end{aligned}}$$

Wert e . tan φ const nach Bjerrum* für Mittelwert der Versuche

e	$\tan\varphi$	$e \cdot \tan\varphi$	v	v^2
0.776	0.5528	0.4290	+0.0325	$10.56 \cdot 10^{-4}$
0.611	0.6420	0.3923	-0.0042	0.18
0.502	0.7337	0.3683	-0.0282	7.95
		x=0.3965	$\sum$ -0.0001	$\sum$ $18.69 \cdot 10^{-4}$

$m = \sqrt{18{,}69 \cdot 10^{-4} / 2} = 0{,}0306$

$m_x = 0{,}0306 / \sqrt{3} = 0{,}0177$

$$\boxed{e \cdot \tan\varphi = 0{,}3965 \pm 0{,}0177}$$

*Bjerrum, Kringstad, Kummeneje 1961, The Shear Strength of a Fine Sand Proc. 5, I.C.S.M.F.E. Paris I, S. 29 - 37

auch: Idel, Die Scherfestigkeit rolliger Erdstoffe, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der TH Fredericiana in Karlsruhe, Heft 2, 196o

Scherfestigkeit abhängig von der Lagerungsdichte 1/e bzw. I_D für die einzelnen Versuchswerte

Linearität vorausgesetzt (Bjerrum, Idel) gilt:

$$\tan\varphi = f(1/e) = a + b \cdot 1/e$$

Abweichungen der Meßwerte von der Geraden werden nach der Methode der kleinsten Quadrate approximiert; n = 3 Messungen.

Fehlergleichung: $a + b \cdot 1/e - \tan\varphi = v$

$$n \cdot a + [\tfrac{1}{e}] \cdot b - [\tan\varphi] = v = 0$$

$$[\tfrac{1}{e}] \cdot a + [(\tfrac{1}{e})^2] \cdot b - [\tfrac{1}{e} \cdot \tan\varphi] = [\tfrac{1}{e} \cdot v] = 0$$

$$a = \frac{[(\frac{1}{e})^2][\tan\varphi] - [\frac{1}{e}][\frac{1}{e} \cdot \tan\varphi]}{n[(\frac{1}{e})^2] - [\frac{1}{e}]^2} = \frac{8{,}310 \cdot 1{,}9285 - 4{,}918 \cdot 3{,}2251}{3 \cdot 8{,}310 - 4{,}918^2} = 0{,}2217$$

$$b = \frac{n[\frac{1}{e} \cdot \tan\varphi] - [\frac{1}{e}][\tan\varphi]}{n[(\frac{1}{e})^2] - [\frac{1}{e}]^2} = \frac{3 \cdot 3{,}2251 - 4{,}918 \cdot 1{,}9285}{3 \cdot 8{,}310 - 4{,}918^2} = 0{,}2569$$

1/e	$(1/e)^2$	$\tan\varphi$	$1/e \cdot \tan\varphi$
1.289	1.662	0.5528	0.7126
1.637	2.680	0.6420	1.0510
1.992	3.968	0.7337	1.4615
4.918	8.310	1.9285	3.2251

$$\boxed{\tan\varphi = 0{,}2217 + 0{,}2569 \cdot 1/e}$$

Abhängigkeit von $I_D = f(e) = \frac{0{,}779 - e}{0{,}779 - 0{,}473} = \frac{0{,}779 - e}{0{,}306}$

$$e = 0{,}779 - 0{,}306\ I_D$$

I_D	e	1/e
0	0.779	1.284
0.1	0.743	1.346
0.2	0.718	1.393
0.3	0.687	1.455
0.4	0.657	1.523
0.5	0.626	1.597
0.6	0.595	1.680
0.7	0.565	1.771
0.8	0.534	1.872
0.9	0.504	1.986
1.0	0.473	2.114

mittlerer Fehler der Einzelmessung:

$$v = a + b.1/e - \tan\varphi = 0{,}2217 + 0{,}2569.1/e - \tan\varphi$$

$$v = 0{,}2217 + 0{,}2569 \cdot 1{,}289 - 0{,}5528 = +\ 0{,}44.10^{-4}\ ; \quad v^2 = 1{,}94 \cdot 10^{-9}$$
$$= 0{,}2217 + 0{,}2569 \cdot 1{,}637 - 0{,}6420 = +\ 2{,}45.10^{-4}\ ; \quad = 6{,}00 \cdot 10^{-8}$$
$$= 0{,}2217 + 0{,}2569 \cdot 1{,}992 - 0{,}7337 = -\ 2{,}55.10^{-4}\ ; \quad = 6{,}50 \cdot 10^{-8}$$
$$[v^2] = 1{,}27 \cdot 10^{-7}$$

$$m = \sqrt{[v^2] / n - 2} = \sqrt{1{,}27 \cdot 10^{-7}} = 3{,}56 \cdot 10^{-4}\ ;\ (\Delta\varphi = 0{,}02^{\circ})$$

mittlerer Fehler a und b:

$$m_a = m\sqrt{[(\tfrac{1}{e})^2] / (n[(\tfrac{1}{e})^2] - [\tfrac{1}{e}]^2)} = 3{,}56.10^{-4}\sqrt{8{,}310 / (3 \cdot 8{,}310 - 4{,}918^2)}$$
$$= 1{,}19 \cdot 10^{-3}$$

$$m_b = m\sqrt{n / (n[(\tfrac{1}{e})^2] - [\tfrac{1}{e}]^2)} = 3{,}56.10^{-4}\sqrt{3 / (3 \cdot 8{,}310 - 4{,}918^2)}$$
$$= 0{,}72 \cdot 10^{-3}$$

Zusammenstellung und Auswertung der Bruch - Zuglasten Z_B

dicht eingebaut

Platte	t	d'	t/b	λ = t/d t/d'	F	$Z_B \cdot 10^2$ (kN)	aus Versuch	$\sigma_o = Z_B/A_{Pl} \cdot 10^2$ (kN/m²)	$H = \frac{\sigma_o}{\gamma_d \cdot d}$
10/10	20	11.28	2.0	1.77	100	24	39	0.24	11.95
	25		2.5	2.22		41	26/87	0.41**	20.42
	30		3.0	2.66		65	*	0.65	-
	35		3.5	3.10		95	*	0.95	-
	40		4.0	3.54		125	41	1.25	62.26
20/20	20	22.57	1.0	0.89	400	50	*	(0.13)	-
	30		1.5	1.33		100	28	0.25	6.22
	40		2.0	1.77		175	18	0.44	10.89
	50		2.5	2.22		302	16a/16b/84	0.75**	18.79
	60		3.0	2.66		460	24	1.15	28.63
	70		3.5	3.10		715	20	1.79	44.49
	80		4.0	3.54		1000	22	2.50	62.23
30/30	30	33.85	1.0	0.89	900	160	31	(0.18)	2.95
	45		1.5	1.33		345	33	0.38	6.36
	60		2.0	1.77		630	34	0.70	11.62
	75		2.5	2.22		1018	79/14	1.13**	18.77
	90		3.0	2.66		1640	35	1.82	30.24
	105		3.5	3.10		2250	37	2.50	41.49
40/40	40	45.14	1.0	0.89	1600	365	9/75	(0.23)**	2.84
	60		1.5	1.33		770	10	0.48	5.99
	80		2.0	1.77		1408	4/30/48/50/52	0.88**	10.85
	100		2.5	2.22		2365	12b/60/61	1.48**	18.40
	70		1.75	1.55		980	11	0.61	7.62
Φ 20	20			1.00	314	40	*	0.13	-
	30			1.50		95	99	0.30	8.50
	40			2.00		180	*	0.57	-
	50			2.50		295	85	0.94	26.39
	60			3.00		485	*	1.54	-
	70			3.50		738	102	2.35	66.02
Φ 30	30			1.00	707	127	96	0.18	3.36
	45			1.50		322	95	0.46	8.53
	60			2.00		627	97	0.89	16.61
	75			2.50		940	81	1.33	24.90
	90			3.00		1622	98	2.29	42.96
	105			3.50		2330	94	3.30	61.72
Φ 40	40			1.00	1257	320	76	0.25	3.58
	60			1.50		740	72	0.59	8.27
	80			2.00		1380	68	1.10	15.42
	100			2.50		2260	62	1.80	25.25
							44 Vers.		

* aus Auftragung Abb. 5.1.3 und 5.1.4 entnommen, nicht in Abb. 5.1.7 eingetragen

** Mittelwert

$\sigma_o = Z_B / A_{Pl}$; $\gamma_d = 17{,}8$ kN/m³ (Mittelwert aller Versuche)
$\tan\varphi = 0{,}7439$; $\varphi = 36{,}6^{\circ}$

Zusammenstellung und Auswertung der Bruch - Zuglasten Z_B

locker eingebaut

Platte	t	d'	t/b	$\lambda = t/d$ t/d'	F	$Z_B \cdot 10^2$ (kN)	aus Versuch	$\sigma_o = Z_B/A_{Pl} \cdot 10^2$ (kN/m²)	$H = \frac{\sigma_o}{\gamma_d \cdot d}$
10/10	20	11.28	2.0	1.77	100	10	38	0.10	5.68
	25		2.5	2.22		15	*	0.15	-
	30		3.0	2.66		20	*	0.20	-
	35		3.5	3.10		25	*	0.25	-
	40		4.0	3.54		36	40	0.36	20.46
20/20	20	22.57	1.0	0.89	400	25	*	0.06	-
	30		1.5	1.33		40	29	0.10	2.84
	40		2.0	1.77		70	*	0.18	-
	50		2.5	2.22		96	17/83	0.24**	6.82
	60		3.0	2.66		150	25	0.38	10.65
	70		3.5	3.10		190	21	0.48	13.49
	80		4.0	3.54		240	23	0.60	17.04
30/30	30	33.85	1.0	0.89	900	80	8	0.09	1.68
	45		1.5	1.33		135	*	0.15	-
	60		2.0	1.77		250	6	0.28	5.26
	75		2.5	2.22		380	15/80	0.42**	8.00
	90		3.0	2.66		530	5/7	0.59**	11.15
	105		3.5	3.10		650	36	0.72	13.68
40/40	40	45.14	1.0	0.89	1600	190	3/58/77	0.21**	1.69
	60		1.5	1.33		340	57	0.38	3.02
	80		2.0	1.77		570	2/49/51/53/55	0.63**	5.06
	100		2.5	2.22		898	13/54/63	1.00**	7.97
ϕ 20	20			1.00	314	20	*	0.06	-
	30			1.50		33	100	0.11	3.37
	40			2.00		60	*	0.19	-
	50			2.50		90	86	0.29	9.19
	60			3.00		145	*	0.46	-
	70			3.50		190	101	0.61	19.39
ϕ 30	30			1.00	707	48	92	0.09	1.45
	45			1.50		110	89	0.16	3.32
	60			2.00		210	91	0.30	6.35
	75			2.50		320	82	0.45	9.67
	90			3.00		500	93	0.71	15.11
	105			3.50		690	90	0.98	20.85
ϕ 40	40			1.00	1257	150	78	0.21	1.91
	60			1.50		265	74	0.37	3.38
	80			2.00		485	70	0.69	6.18
	100			2.50		695	64	0.98	8.86

40 Vers.

* aus Auftragung Abb. 5.1.3 und 5.1.4 entnommen, nicht in Abb. 5.1.7 eingetragen

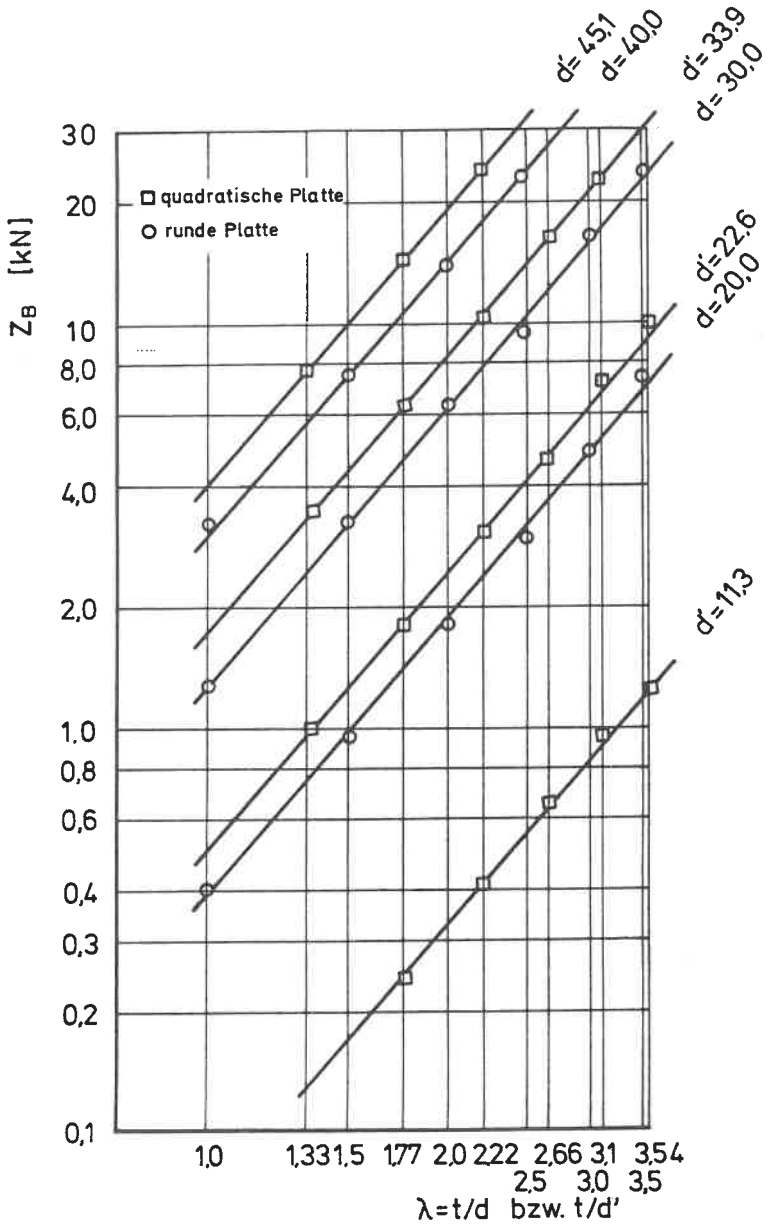
** Mittelwert

$\sigma_o = Z_B / A_{Pl}$; $\gamma_d = 15{,}6$ kN/m³ (Mittelwert aller Versuche)

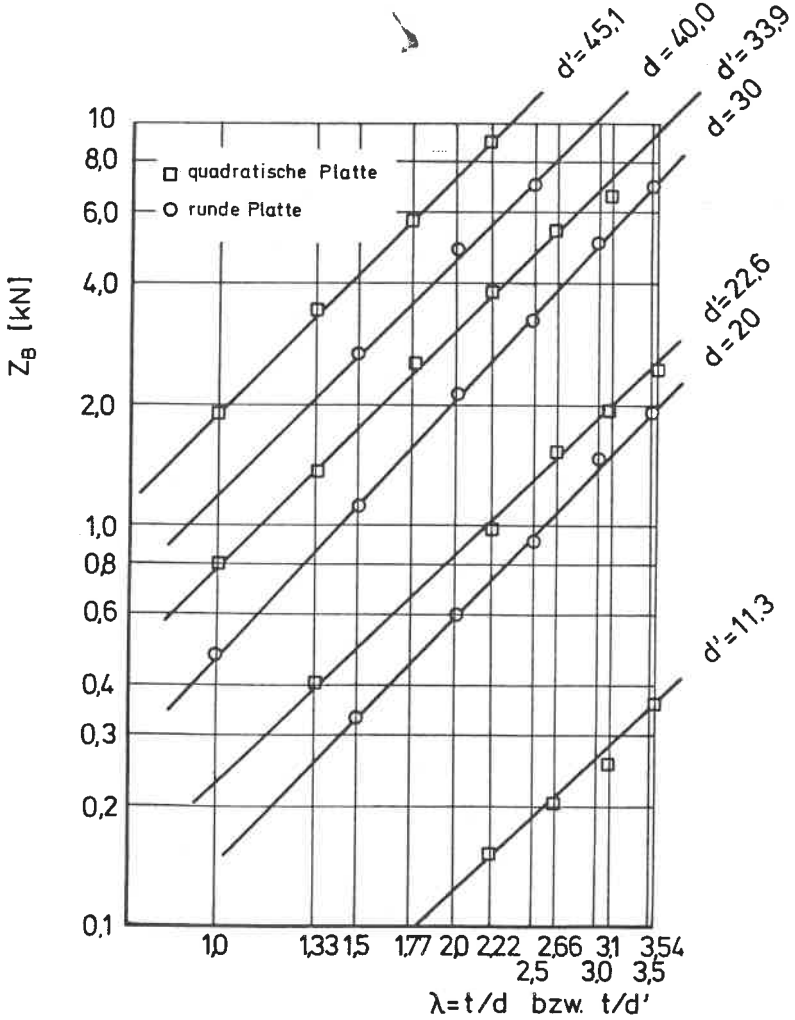
$\tan\varphi = 0{,}5887$; $\varphi = 30{,}5°$

Bruch - Zuglast Z_B abhängig von $\lambda = t/d$ bzw. t/d'

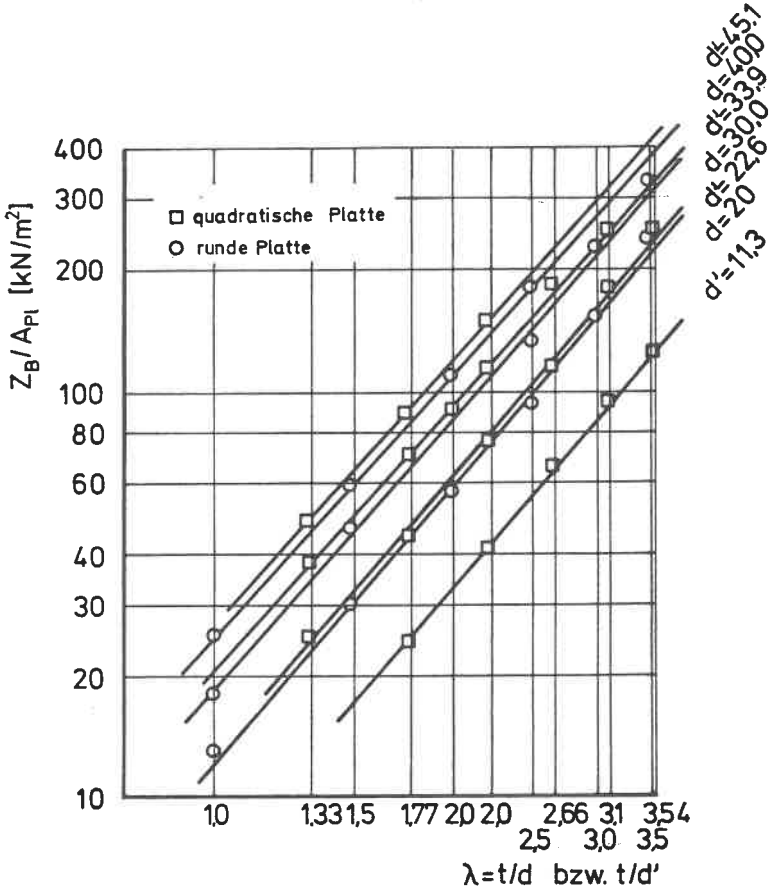
dicht eingebaut



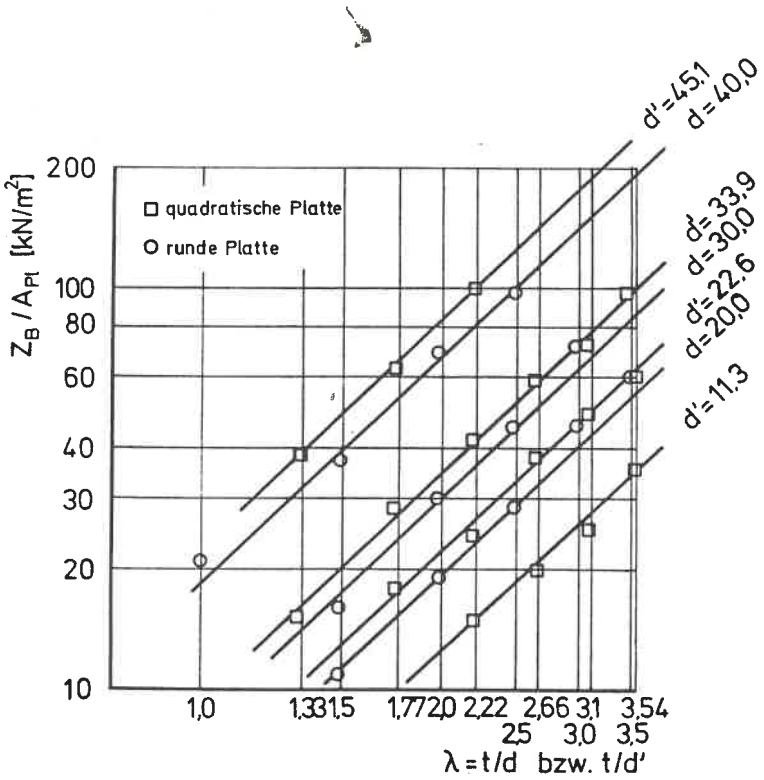
Bruch - Zuglast Z_B abhängig von $\lambda = t/d$ bzw. t/d'
locker eingebaut



Fiktive Bruchspannung Z_B/A_{Pl} abhängig von $\lambda = t/d$ bzw. t/d'
dicht eingebaut



Fiktive Bruchspannung Z_B/A_{Pl} abhängig von $\lambda = t/d$ bzw t/d'



Bestimmung der Spannungen max σ_{zz}/σ_o für Z_B und (in lockerer Lagerung) o,5 Z_B

durch lineare Approximation max $\sigma_{zz}/\sigma_o = a + b\,(Z/Z_B)$ der Werte max σ_{zz}, die im Prozeßrechner (Programm GRU FOR) nach der Gleichung $\sigma_{zz} = \max \sigma_{zz}\,(1 - u) \cdot e^{-u}$ aus den Meßwerten ermittelt wurden; Mittel- oder Einzelwerte sind für Z_B eingesetzt, wenn Streuungen um einen Wert vorhanden waren oder nur eine geringe Zahl von Laststufen vorlag; Ausreißer sind bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Versuch		Platte	$\lambda = t/d$	Lag.	Meßeb.	max σ_{zz}/σ_o		
lfd. Nr.	Progr.Nr.		$\lambda' = t/d'$		ξ	0,5 Z_B	Z_B	MW bzw. Einzelwert
9	1	40/40	0.89	dicht gelagert	0.25	keine Änderung infolge Laststeigerung bei dichter Lagerung (s. Abb. 5.2.11)	0.592	-
75	2	40/40	0.89		0.25		0.604	-
10	3	40/40	1.33		0.17		0.787	-
					0.50		0.050	-
71	4	40/40	1.33		0.17		1.023	-
					0.33		0.385	-
11	5	40/40	1.55		0.14		1.061	-
					0.43		0.357	-
50	6	40/40	1.77		0.13		1.432	-
					0.25		0.867	-
					0.50		-	0.089
67	7	40/40	1.77		0.25		1.065	-
12.1	8	40/40	2.22		0.10		1.636	-
					0.40		0.293	-
12.2	9	40/40	2.22		0.10		1.696	-
					0.40		0.358	-
59	10	40/40	2.22		0.10		1.618	-
					0.20		0.816	-
60	11	40/40	2.22		0.10		1.640	-
					0.20		0.867	-
					0.40		0.381	-
72	19	ϕ 40	1.50		0.17		0.992	-
					0.33		0.405	-
68	20	ϕ 40	2.00		0.13		1.202	-
					0.25		0.667	-
					0.50		0.191	-
62	21	ϕ 40	2.50		0.10		1.196	-
					0.20		0.714	-
					0.40		0.275	-
33	26	30/30	1.33		0.22		0.867	-
					0.44		0.370	-
14	28	30/30	2.22		0.13		1.141	-
					0.40		0.323	-
79	29	30/30	2.22		0.13		1.111	-
					0.27		0.604	-
35	30	30/30	2.66		0.11		1.269	-
					0.33		0.435	-
					0.56		0.114	-
37	31	30/30	3.10		0.10		1.200	-

Fortsetzung von Anl. 5.2.1

Versuch lfd. Nr.	Versuch Progr.Nr.	Platte	$\lambda = t/d$ $\lambda' = t/d'$	Lag.	Meßeb. ξ	max σ_{zz}/σ_0 0,5 Z_B	max σ_{zz}/σ_0 Z_B	max σ_{zz}/σ_0 MW bzw. Einzelwert
					0.29	keine Änderung infolge Laststeigerung bei dichter Lagerung (s. Abb. 5.2.11)	0.572	-
97	40	ϕ 30	2.00	dicht gelagert	0.17		1.054	-
					0.33		0.431	-
81	41	ϕ 30	2.50		0.13		1.052	-
					0.53		-	0.152
98	42	ϕ 30	3.00		0.11		1.213	-
					0.22		0.678	-
					0.44		0.217	-
94	43	ϕ 30	3.50		0.10		1.538	-
					0.19		0.736	-
					0.38		0.272	-
18	49	20/20	1.77		0.50		0.186	-
16.1	50	20/20	2.22		0.20		1.240	-
					0.40		0.230	-
					0.60		-	0.065
16.2	51	20/20	2.22		0.20		1.227	-
					0.40		0.371	-
84	52	20/20	2.22		0.20		0.859	-
					0.40		0.339	-
24	53	20/20	2.66		0.17		1.483	-
					0.33		0.565	-
					0.50		0.256	-
20	54	20/20	3.10		0.14		1.296	-
					0.43		0.245	-
22	55	20/20	3.55		0.13		1.310	-
					0.38		0.365	-
					0.63		0.047	-
99	61	ϕ 20	1.50		0.33		0.659	-
85	62	ϕ 20	2.50		0.20		1.101	-
					0.40		0.396	-
102	63	ϕ 20	3.50		0.14		0.992	-
					0.29		0.377	-
					0.57		0.133	-
87	68	10/10	2.22		0.40		0.331	-
41	69	10/10	3.55		0.25		0.608	-
					0.50		0.110	-
45	71	10/10	7.09		0.50		0.052	-
34	27	30/30	1.77		0.17		1.077	-
					0.33		0.546	-

Fortsetzung von Anl. 5.2.2

Versuch lfd. Nr.	Versuch Progr.Nr.	Platte	$\lambda = t/d$ $\lambda' = t/d'$	Lag.	Meßeb. ζ	max σ_{zz}/σ_0 $0{,}5Z_B$	max σ_{zz}/σ_0 Z_B	max σ_{zz}/σ_0 MW bzw. Einzelwert
77	12	40/40	0.89	locker gelagert	0.25	0.448	0.607	-
51	14	40/40	1.77		0.13	(0.307)	-	0.971
					0.25	(0.488)	-	0.893
13	15	40/40	2.22		0.10	1.002	(1.841)	-
					0.40	0.139	0.477	-
54	16	40/40	2.22		0.20	(0.254)	1.047	-
					0.40	(-0.025)	0.313	-
63	17	40/40	2.22		0.20	0.427	1.206	-
					0.40	0.225	0.423	-
74	22	ϕ 40	1.50		0.17	(0.282)	1.085	-
					0.33	0.236	0.686	-
70	23	ϕ 40	2.00		0.13	(0.483)	1.297	-
					0.25	0.291	0.893	-
					0.50	0.092	0.307	-
64	24	ϕ 40	2.50		0.20	0.708	0.979	-
					0.40	(-0.307)	0.367	-
32	32	30/30	1.33		0.44	0.164	0.354	-
6	33	30/30	1.77		0.17	0.754	1.146	-
					0.50	0.023	(0.417)	-
					0.67	-	-	0.103
15	34	30/30	2.22		0.13	1.337	(2.195)	-
					0.40	(0.375)	0.515	-
80	35	30/30	2.22		0.13	0.835	(1.668)	-
					0.27	0.314	0.745	-
					0.53	0.015	0.179	-
5	36	30/30	2.66		0.22	(0.239)	1.054	-
					0.44	0.067	0.276	-
					0.67	-	-	0.063
7	37	30/30	2.66		0.22	0.419	0.949	-

Fortsetzung von Anl. 5.2.3

Versuch lfd.Nr.	Versuch Progr.Nr.	Platte	$\lambda = t/d$ $\lambda' = t/d'$	Lag.	Meßeb. ζ	max σ_{zz}/σ_o $0{,}5 Z_B$	max σ_{zz}/σ_o Z_B	max σ_{zz}/σ_o MW bzw. Einzelwert
					0.44	0.090	0.258	-
					0.67	0.043	0.073	-
36	38	30/30	3.10		0.10	0.985	1.065	-
					0.29	0.259	0.547	-
					0.38	0.102	0.276	-
89	44	30	1.50		0.22	0.631	1.118	-
91	45	30	2.00		0.17	0.784	(1.734)	-
					0.33	0.114	0.639	-
82	46	30	2.50		0.13	0.868	1.316	-
					0.27	0.449	0.805	-
93	47	30	3.00		0.22	0.498	1.075	-
					0.44	0.062	0.397	-
90	48	30	3.50		0.19	0.398	1.192	-
					0.38	0.096	0.329	-
17	56	20/20	2.22		0.40	-	-	0.369
83	57	20/20	2.22		0.20	(0.175)	-	0.767
					0.40	0.217	-	0.308
25	58	20/20	2.66		0.50	0.044	0.319	-
21	59	20/20	3.10		0.43	(0.333)	0.486	-
23	60	20/20	3.55		0.38	0.121	0.431	-
					0.63	-	-	0.063
100	64	20	1.50		0.33	0.323	0.543	-
101	66	20	3.50		0.29	0.477	0.724	-
					0.57	-	-	0.101
40	73	10/10	3.55		0.25	1.610	0.771	-
					0.50	-	-	0.138
42	74	10/10	5.32		0.33	0.126	(0.243)	-
					0.67	-	-	0.049
46	76	10/10	8.87		0.10	(2.981)	1.380	-

locker gelagert

lfd. Nr. gibt die Reihenfolge der Versuche an, wie sie für die Auswertung und Beschriftung benützt wurde

Progr.Nr. im Prozeßrechner dec, geordnet nach Plattenform, -Größe und Einbettungstiefe

Ermittlung max σ_{zz}/σ_o für $\zeta = 0$ (Plattenoberkante) unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen für das Gesamtsystem

aus den Werten der Anl. 5.3.15 folgt für den Bruchzustand:

λ	dicht $N_B = 3{,}28 \cdot \lambda^{2{,}29}$	dicht $N_{Dr/innen}$ *	dicht $N_T = N_B - N_{Dr.}$	locker $N_B = 1{,}76 \cdot \lambda^{1{,}86}$	locker $N_{Dr.}$ *	locker $N_T = N_B - N_{Dr.}$
1.0	3.28	1.66	1.62	1.76	1.40	0.36
1.5	8.31	3.09	5.22	3.74	2.45	1.29
2.0	16.07	5.00	11.07	6.38	3.76	2.62
2.5	26.81	7.47	19.34	9.66	5.38	4.28
3.0	40.73	10.56	30.17	13.54	7.32	6.22
3.5	58.02	14.34	43.68	18.03	9.63	8.40

* aus Gewicht der Druckzone

im Bruchzustand gilt: $\frac{T_{rz}(r_o(z))}{Z_B} = \frac{N_T}{N_B}$

wobei: $N_T = \frac{4 \cdot T_{rz}(r_o(z))}{\pi \cdot d^3 \cdot \gamma_d}$ und $N_B = \frac{4 \cdot Z_B}{\pi \cdot d^3 \cdot \gamma_d}$

Aus den vorstehenden Tabellenwerten errechnet sich der Anteil der Scherkraft an der Gesamtzugkraft $T_{rz}(r_o(z)) / Z_B$ zu:

λ	dicht $T_{rz(r_o(z))}/Z_B$	dicht max σ_{zz}/σ_o	locker $T_{rz(r_o(z))}/Z_B$	locker max σ_{zz}/σ_o
1.0	0.494	1.342	0.205	0.557
1.5	0.628	1.707	0.345	0.938
2.0	0.689	1.872*	0.411	1.117*
2.5	0.721	1.959	0.443	1.204
3.0	0.741	2.014	0.459	1.247
3.5	0.753	2.046	0.466	1.266

* für Anl. 5.2.8

nach Gl. 13: $\frac{T_{rz}(r_o(z))}{Z_B} = \frac{\max \sigma_{zz}}{\sigma_o} \cdot 1{,}4715\ (0{,}25 + \lambda \cdot \xi'_o + \lambda^2 \cdot \xi'^2_o)$

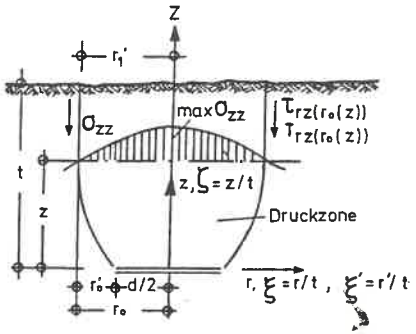
die vorstehenden Tabellenwerte T/Z gelten für das Gesamtsystem, d.h. bei Wirkung des gesamten Verankerungsbodens; mithin $\zeta = 0$ und $\xi'_o = 0$ für Platten - OK; damit wird:

$$\frac{T_{rz}(r_o(z))}{Z_B} = \frac{\max \sigma_{zz}}{\sigma_o} \cdot 1{,}4715 \cdot 0{,}25$$

und:

$$\frac{\max \sigma_{zz}}{\sigma_o} = \frac{T_{rz}(r_o(z))}{0{,}368 \cdot Z_B} \mathrel{\hat{=}} e^{a_o}$$

Lotrechte Komponente der Scherspannung τ_{rz}



σ_{zz} approximierte Meßwerte

$r_o(z)$, $r_o'(z)$ Begrenzung der Druckzone

nach Gl. (4) $\quad \dfrac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \dfrac{1}{r} \cdot \dfrac{\partial(\tau_{rz} \cdot r)}{\partial r} = 0$

mit Gl. (6) $\quad \tau_{rz} = -\dfrac{\partial^2 F}{\partial r \partial z}$ $\quad$ wobei: $F = -\dfrac{r^2}{4} \cdot \max\sigma_{zz} \cdot e^{-u}$ $\quad$ (Gl. 5)

$$\frac{\partial F}{\partial r} = +\frac{r}{2} \max\sigma_{zz} \cdot e^{-u}$$

daraus Gl. (8) $\quad \tau_{rz} = -\dfrac{\partial^2 F}{\partial r \partial z} = -\dfrac{\partial}{\partial z}\left(\dfrac{r}{2} \max\sigma_{zz} \cdot e^{-u}\right) = -\dfrac{r}{2} \cdot \dfrac{\partial}{\partial z}(\max\sigma_{zz} \cdot e^{-u})$

$$\tau_{rz} = -\frac{r}{2}\left(\frac{\partial \max\sigma_{zz}}{\partial z} \cdot e^{-u} - \max\sigma_{zz} \cdot e^{-u} \frac{\partial u}{\partial z}\right)$$

$$\tau_{rz} = -\frac{r}{2} \cdot e^{-u}\left(\frac{\partial \max\sigma_{zz}}{\partial z} - \max\sigma_{zz} \cdot \frac{\partial u}{\partial z}\right)$$

nach Gl. (9) $\quad \max\sigma_{zz} = \sigma_o \cdot e^{a_o + a_1 \cdot z/t}$

$$\frac{\partial \max\sigma_{zz}}{\partial z} = \sigma_o \cdot e^{a_o} \cdot \frac{a_1}{t} \cdot e^{a_1 \cdot z/t} = \frac{a_1}{t} \cdot \max\sigma_{zz}$$

$u = \left(\dfrac{r}{r_o}\right)^2 = \dfrac{r^2}{r_o^2}$ $\quad$ wobei: $r_o = r_o(z)$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = r^2 \cdot \frac{\partial}{\partial z} \cdot \left(\frac{1}{r_o^2}\right) = -\frac{2r^2}{r_o^3} \cdot \frac{\partial r_o(z)}{\partial z}$$

nach Gl. (7) $\quad r_o = \dfrac{d}{2} + r_1' \cdot \left(1 - e^{\frac{m \cdot z/t}{1 - z/t}}\right)$

$$\frac{\partial r_o}{\partial z} = r_1' \cdot \left(-e^{\frac{m \cdot z/t}{1 - z/t}}\right) \cdot \frac{m/t \cdot (1 - z/t) + m \cdot z/t^2}{(1 - z/t)^2}$$

$$= -r_1' \cdot e^{\frac{m \cdot z/t}{1 - z/t}} \cdot \frac{m}{(1 - z/t)^2} \cdot \frac{1}{t}$$

eingesetzt: $\quad \tau_{rz} = -\dfrac{r}{2} \cdot e^{-u} \cdot \left[\dfrac{a_1}{t} \cdot \max\sigma_{zz} - \max\sigma_{zz} \cdot \left(-\dfrac{2r^2}{r^3}\right) \cdot \left(r_1' \cdot e^{\frac{m \cdot z/t}{1 - z/t}} \cdot \dfrac{m}{(1 - z/t)^2} \cdot \dfrac{1}{t}\right)\right]$

Gl. (10)

$$\boxed{\tau_{rz} = -r \cdot e^{-u} \cdot \max\sigma_{zz}\left(\frac{a_1}{2t} - \frac{r^2}{r_o^3} \cdot \frac{r_1'}{t} \cdot e^{\frac{m \cdot z/t}{1 - z/t}} \cdot \frac{m}{(1 - z/t)^2}\right)}$$

$$\boxed{\tau_{rz} = -\xi \cdot e^{-u} \cdot \sigma_o \cdot e^{a_o + a_1 \cdot \xi} \cdot \left(\frac{a_1}{2} - \frac{\xi^2}{\xi_o^3} \cdot \xi_1' \cdot e^{\frac{m \cdot \xi}{1 - \xi}} \cdot \frac{m}{(1 - \xi)^2}\right)}$$

Verlauf der Funktion r . τ_{rz} im Horizontalschnitt für Bruchzustand Z_B

Beispiel: Platte ∅ 4o cm mit t = 8o cm, λ = 2,o (wirtschaftlicher Bereich)

untersuchte Schnittebene ζ = 0,6

dicht gelagerter Boden: $N_B = 3{,}28 \cdot \lambda^{2{,}29} = 16{,}04 = \dfrac{\sigma_o}{\gamma_d \cdot d}$

für Z_B: $\quad \sigma_o = 16{,}04 \cdot 17{,}8 \cdot 0{,}4 = 114{,}2$ kN/m² $\quad (\eta = 1)$

für 0,5 Z_B: $\quad \sigma_o = 57{,}1$ kN/m² $\quad (\eta = 2)$

locker gelagerter Boden: $N_B = 1{,}76 \cdot \lambda^{1{,}86} = 6{,}39$

für Z_B: $\quad \sigma_o = 6{,}39 \cdot 15{,}6 \cdot 0{,}4 = 39{,}9$ kN/m² $\quad (\eta = 1)$

für 0,5 Z_B: $\quad \sigma_o = 2o{,}o$ kN/m² $\quad (\eta = 2)$

nach Gl. (10) $\quad r \cdot \tau_{rz} = -r^2 e^{-u} \cdot \sigma_o \cdot e^{a_o + a_1 \cdot \xi}\left(\dfrac{a_1}{2t} - \underbrace{\dfrac{r^2}{r_o^3} \cdot \dfrac{r_1'}{t} \cdot e^{\frac{m \cdot \xi}{1 - \xi}} \cdot \dfrac{m}{(1 - \zeta)^2}}\right)$

$u = (r/r_o)^2$ $\quad$ entfällt wegen $e^{\frac{m \cdot \xi}{1 - \xi}} \approx 0$

	Parameter für		Spannungsverlauf (5.2.1)		Druckzone (5.3)	
Versuchswert	dichte Lagerung	ZB	a_o = 0.97	a_1 = -5.47	m = -3.035	ξ_1' = 0.181
		0.5 ZB	a_o = 0.97	a_1 = -5.47	m = -2.542	
	lockere Lagerung	ZB	a_o = 1.08	a_1 = -5.32	m = -2.983	ξ_1' = 0.116
		0.5 ZB	a_o = 0.96	a_1 = -7.97	m = -2.983	
Mittelwert	dichte Lagerung	ZB	a_o = 1.00±0.06	a_1 = -5.42±0.09	m = ≈-2.50	ξ_1' ≈ 0.18
		0.5 ZB		≈-5.40	≈-3.00±0.03	
	lockere Lagerung	ZB		≈-8.00		ξ_1' ≈ 0.12
		0.5 ZB				

nach Gl. (7) $\quad r_o = \dfrac{d}{2} + r_1' \cdot \left(1 - e^{\frac{m \cdot z/t}{1 - z/t}}\right) = \dfrac{d}{2} + t \cdot \xi_1' \cdot \left(1 - e^{\frac{m \cdot \xi}{1 - \xi}}\right)$

z. vgl. n. Gl. (8) $\quad \sigma_{zz} = \max\sigma_{zz} \cdot (1 - u) \cdot e^{-u}$

$$\sigma_{zz} = \sigma_o \cdot e^{a_o + a_1 \cdot \xi} \cdot (1 - u) \cdot e^{-u}$$

Lager.	r_o (m)	r (m)											Span.
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
dicht	0.34	0	0.38	1.16	1.70	1.65	1.18	0.66	0.29	0.10	0.03	0.01	$r \cdot \tau_{rz}$
		12.16	10.19	5.63	1.24	-1.17	-1.63	-1.14	-0.57	-0.22	-0.07	-0.02	σ_{zz}
locker	0.30	0	0.13	0.37	0.48	0.39	0.22	0.10	0.03	0.01	0	0	$r \cdot \tau_{rz}$
		4.25	3.38	1.57	0	-0.56	-0.47	-0.23	-0.08	-0.02	0	0	σ_{zz}

Scherspannung an der Begrenzung der Druckzone $\tau_{rz}(r_o(z))$ in kN/m^2

$$r = r_o, \rightarrow u = (r/r_o)^2 = 1 \rightarrow e^{-u} = 0{,}368$$

$$\tau_{rz}(r_o(z)) = -0{,}368 \cdot \max \sigma_{zz} \cdot \Big(\frac{a_1}{2t} \cdot r_o(z) - \underbrace{\frac{r_1'}{t} \cdot e^{\frac{m \cdot z/t}{1-z/t}} \cdot \frac{m}{(1-z/t)^2}}_{\text{Einfluß der Krümmung der Druckzonenbegrenzung } \frac{d\,r_o(z)}{dz}}\Big)$$

Gl.(11a)

$$\boxed{\tau_{rz}(r_o(z)) = -0{,}368 \cdot \max \sigma_{zz} \cdot \Big(\frac{a_1}{2t} \cdot r_o(z) \cdot \frac{d\,r_o(z)}{dz}\Big)}$$

mit Gl.(7) u.(9)

$$\tau_{rz}(r_o(z)) = -0{,}368 \cdot \sigma_o \cdot e^{a_o + a_1 \cdot z/t} \cdot \Big\{\frac{a_1 d}{4t} + \frac{a_1}{2t} \cdot r_1' \cdot \Big(1 - e^{\frac{m \cdot z/t}{1-z/t}}\Big) - \frac{d\,r_o(z)}{dz}\Big\}$$

Gl.(11b)

$$\boxed{\tau_{rz}(r_o(z)) = -0{,}368 \cdot \sigma_o \cdot e^{a_o + a_1 \cdot \xi} \Big\{\frac{a_1}{4\lambda} + \frac{a_1}{2} \cdot \xi_1' \cdot \Big(1 - e^{\frac{m \cdot \xi}{1-\xi}}\Big) - \xi_1' \cdot \frac{m \cdot e^{\frac{m \cdot \xi}{1-\xi}}}{(1-\xi)^2}\Big\}}$$

wobei: $z/t = \zeta$; $r_1'/t = \xi_1'$; $t/d = \lambda$

Beispiel: Platte ϕ 40cm mit t = 80cm, $\lambda = 2$

ζ	dicht gelagert				locker gelagert			
	Bruchlast (η=1)		0,5 Z_B (η=2)		Bruchlast (η=1)		0,5 Z_B (η=2)	
	τ_{rz}/σ_o	τ_{rz}	τ_{rz}/σ_o	τ_{rz}	τ_{rz}/σ_o	τ_{rz}	τ_{rz}/σ_o	τ_{rz}
0	0.093*	10.6	***	-	0.129*	5.1	***	-
0.1	0.188**	21.5	0.209**	11.9	0.180**	7.2	0.289**	5.8
0.2	0.181	20.7	0.179	10.2	0.197	7.9	0.199	4.0
0.3	0.143	16.3	0.134	7.7	0.140	5.6	0.104	2.1
0.4	0.103	11.8	0.096	5.5	0.095	3.8	0.052	1.0
0.5	0.069	7.9	0.065	3.7	0.061	2.4	0.025	0.5
0.6	0.044	5.0	0.042	2.4	0.038	1.5	0.012	0.2
0.7	0.026	3.0	0.026	1.5	0.023	0.9	0.005	0.1
0.8	0.015	1.7	0.015	0.9	0.013	0.5	0.003	0.1
0.9	0.009	1.0	0.009	0.5	0.008	0.3	0.001	0
1.0	0.005	0	0.005	0	0.004	0	0.001	0

* aus den Werten der Bruch-Zugkraft ermittelt (s. Anl. 5.2.5)
für dichte Lagerung: max $\sigma_{zz}/\sigma_o = 1{,}872$
lockere Lagerung: max $\sigma_{zz}/\sigma_o = 1{,}117$

** aus Bild 5.2.13 abgegriffen für Z_B, dichte Lagerung: max $\sigma_{zz}/\sigma_o = 1{,}52$
lockere Lagerung: max $\sigma_{zz}/\sigma_o = 1{,}09$

für 0,5 Z_B, dichte Lagerung: max $\sigma_{zz}/\sigma_o = 1{,}52$
lockere Lagerung: max $\sigma_{zz}/\sigma_o = 0{,}98$

*** Randbedingungen aus dem Bruchzustand nicht anwendbar

Größe der Scherkraft $T_{rz}(r_o(z))$ am Umfang der Druckzone $r_o(z)$

nach Gl.(4) $\frac{\partial(\tau_{rz} \cdot r)}{\partial r} = -r \cdot \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z}$ (lotrechte Komponente)

Gl.(1) $$T_{rz}(r_o(z)) = 2\pi \int_z^t \tau_{rz}(r_o(z)) \cdot r_o(z) \cdot dz = -2\pi \int_z^t \Big(\int_0^{r_o(z)} \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} \cdot r \cdot dr\Big) dz$$

Lösungsansatz nach Bronstein-Semendjajew - Taschenbuch der Mathematik, Verlag Harri Deutsch, Zürich/Frankfurt/Thun (1976), S.349, Gleichung (2')

für den Klammerausdruck

Gl.(2) $$\frac{d}{dz} \int_0^{r_o(z)} f(r,z) \cdot dr = \int_0^{r_o(z)} \frac{\partial f(r,z)}{\partial z} \cdot dr + r_o'(z)\, f(r_o(z), z)$$

mit $f(r,z) = \sigma_{zz}(r,z) \cdot r$ und $r_o'(z) = \frac{d\,r_o(z)}{dz}$ (s. Anl.4.5.6)

aus Gl.(2) $$\int_0^{r_o(z)} \frac{\partial \sigma_{zz}(r,z)}{\partial z} \cdot r \cdot dr = \frac{d}{dz} \int_0^{r_o(z)} \sigma_{zz}(r,z) \cdot r \cdot dr - \frac{d\,r_o(z)}{dz} \cdot \sigma_{zz}(r_o,z) \cdot r_o(z)$$

in Gl.(1) $$T_{rz}(r_o(z)) = -2\pi \int_z^t \Big\{\frac{d}{dz} \int_0^{r_o(z)} \sigma_{zz}(r,z) \cdot r \cdot dr - \frac{d\,r_o(z)}{dz} \cdot \sigma_{zz}(r_o,z) \cdot r_o(z)\Big\} dz$$

Gl.(3) $$= -2\pi \Big\{\int_z^t d \int_0^{r_o(z)} \sigma_{zz}(r,z) \cdot r \cdot dr - \int_z^t \frac{d\,r_o(z)}{dz} \cdot \sigma_{zz}(r_o,z) \cdot r_o(z) \cdot dz\Big\}$$

Ansatz nach Bronstein (S. 333) für den ersten Term von (3)

$$\int_a^b dF(x) = F(b) - F(a)$$

$$T_{rz}(r_o(z)) = -2\pi \Big\{\int_0^{r_o(z)} \sigma_{zz}(r,z) \cdot r \cdot dr\Big|_{z=t} - \int_0^{r_o(z)} \sigma_{zz}(r,z) \cdot r \cdot dr\Big|_{z=z} - \int_z^t \frac{d\,r_o(z)}{dz} \cdot \sigma_{zz}(r_o,z) \cdot r_o(z) \cdot dz\Big\}$$

$$= -2\pi \Big\{\underbrace{\int_0^{r_o(t)} \sigma_{zz}(r,z) \cdot r \cdot dr}_{\substack{\text{entfällt, da } \sigma_{zz} = 0 \\ \text{bei } r_o(t) = t \\ \text{(Oberfläche)}}} - \int_0^{r_o(z)} \sigma_{zz}(r,z) \cdot r \cdot dr - \underbrace{\int_z^t \frac{d\,r_o(z)}{dz}\, \sigma_{zz}(r_o,z) \cdot r_o(z) \cdot dz}_{\substack{\text{entfällt, da } \sigma_{zz}(r_o(z)) = 0 \\ \text{(Begrenzung d. Druckzone)}}}\Big\}$$

Gl.(4) $$T_{rz}(r_o(z)) = 2\pi \int_0^{r_o(z)} \sigma_{zz}(r,z) \cdot r(z) \cdot dr$$

$$\sigma_{zz}(r(z)) = \max\sigma_{zz}\,(1-u)\cdot e^{-u} \qquad \text{und} \qquad u=(r/r_o)^2$$

in Gl.(4) $$T_{rz}(r_o(z)) = 2\pi\int_0^{r_o(z)} \max\sigma_{zz}\,(1-u)\cdot e^{-u}\cdot r\cdot dr$$

mit $$du = \frac{2\,r}{r_o}\cdot dr \qquad \text{folgt:} \qquad r\cdot dr = \frac{r_o}{2}\cdot du$$

$$T_{rz}(r_o(z)) = 2\pi\int_0^{r_o(z)} \max\sigma_{zz}\,(1-u)\cdot e^{-u}\cdot\frac{r_o^2}{2}\cdot du$$

mit $$v = \max\sigma_{zz}\cdot\frac{r_o^2}{2}$$

$$T_{rz}(r_o(z)) = 2\pi\cdot v\int_0^{r_o(z)}(1-u)\cdot e^{-u}\cdot du = 2\pi\cdot v\left(-e^{-u}-\frac{e^{-u}}{1}\cdot(-u-1)\right)\Big|_0^{r_o}$$

mit $$e^{-u} = 0{,}368 \qquad \text{für} \qquad r = r_o$$

Gl.(12) $$\boxed{T_{rz}(r_o(z)) = \max\sigma_{zz}\cdot\pi\cdot 0{,}368\cdot r_o^2}$$

Verhältnis der Scherkraft $T_{rz}(r_o(z))$ zur Ankerzugkraft Z

$$Z = \sigma_o\cdot\pi\cdot\frac{d^2}{4} \qquad \text{Ankerzugkraft}$$

$$r_o = \xi_o\cdot t = \frac{d}{2}+\xi_o'\cdot t \qquad \text{Begrenzung der Druckzone}$$

$$\lambda = t/d \qquad \text{Einbettungsverhältnis}$$

$$\frac{T_{rz}(r_o(z))}{Z} = \frac{\max\sigma_{zz}}{\sigma_o}\cdot\frac{\pi\cdot 0{,}368\cdot r_o^2}{\pi\cdot d^2/4} = \frac{\max\sigma_{zz}}{\sigma_o}\cdot 1{,}4715\cdot\frac{r_o^2}{d^2}$$

$$= \frac{\max\sigma_{zz}}{\sigma_o}\cdot 1{,}4715\cdot\lambda^2\cdot\xi_o^2$$

$$= \frac{\max\sigma_{zz}}{\sigma_o}\cdot 1{,}4715\cdot\lambda^2\cdot\left(\frac{d}{2t}+\xi_o'\right)^2$$

wobei: $$\xi_o = \frac{d/2+r_o'}{t} = \frac{d}{2t}+\xi_o'$$

$$= \frac{\max\sigma_{zz}}{\sigma}\cdot 1{,}4715\cdot\lambda^2\cdot\left(\frac{d^2}{4\cdot t^2}+2\cdot\frac{d}{2t}\cdot\xi_o'+\xi_o'^2\right)$$

Gl.(13) $$\boxed{\frac{T_{rz}(r_o(z))}{Z} = \frac{\max\sigma_{zz}}{\sigma_o}\cdot 1{,}4715\cdot(0{,}25+\lambda\cdot\xi_o'+\lambda^2\cdot\xi_o'^2)}$$

Anteil der Scherkraft $T_{rz}(r_o(z))$ an der Ankerzugkraft Z

Beispiel: Platte 4o/4o, t = 1oo cm

Versuch	Lager.	Z (kN)	Z / Z_B	ζ	T * (kN)	T / Z	ζ	T * (kN)	T / Z	Bemerkung
12.1		4.0	0.19	0.1	1.94	0.486				Programm
		6.0	0.29		3.55	0.591				
Z_B = 20.75	dicht	8.0	0.39		5.48	0.685				Nr.:8
		10.0	0.48		7.28	0.728				
		12.0	0.58		9.19	0.766				
		14.0	0.68		10.96	0.783				
		16.0	0.77		12.62	0.788				
		18.0	0.87		13.94	0.774				
		20.0	0.96		15.68	0.784				
12.2		4.0	0.18	0.1	2.08	0.519	0.4	-	-	
		6.0	0.26		4.07	0.679		0.91	0.152	
Z_B = 22.90	dicht	8.0	0.35		5.48	0.686		1.41	0.176	Nr.:9
		10.0	0.44		7.34	0.734		2.08	0.208	
		12.0	0.52		9.13	0.761		2.90	0.242	
		14.0	0.61		10.81	0.772		3.66	0.261	
		16.0	0.70		12.37	0.773		4.59	0.287	
		18.0	0.79		13.75	0.764		5.54	0.308	
		20.0	0.87		14.79	0.740		6.24	0.312	
		22.0	0.96		16.31	0.741		7.15	0.325	
59		6.0	0.24	0.2	2.34	0.389				
		9.0	0.36		5.01	0.557				
Z_B = 25.35	dicht	12.0	0.47		7.29	0.607				Nr.:10
		15.0	0.59		9.35	0.623				
		18.0	0.71		11.50	0.639				
		20.5	0.81		13.37	0.652				
		22.85	0.90		13.91	0.609				
		23.85	0.94		14.97	0.628				
54		3.0	0.34	0.2	-	-	0.4	-	-	
Z_B = 8.80	locker	5.0	0.57		1.05	0.211		-	-	Nr.: 16
		7.0	0.80		2.57	0.367		1.73	0.247	
		8.5	0.97		4.35	0.512		3.45	0.406	
63		6.0	0.66	0.1	2.43	0.405				
Z_B = 9.15	locker	7.0	0.77		3.53	0.504				Nr.:17
		8.2	0.90		5.03	0.613				
		9.15	1.00		6.13	0.670				

$$* \quad T_{rz}(r_o(z)) = 2\pi\int_0^{r_o(z)}\sigma_{zz}\cdot r\cdot dr = \max\sigma_{zz}\cdot 0{,}368\cdot\pi\cdot r_o^2 \qquad \text{(Gl. 12)}$$

$$\text{mit:} \quad \sigma_{zz} = \max\sigma_{zz}\,(1-u)\cdot e^{-u}$$

$$u = (r/r_o)^2$$

Werte errechnet durch Prozeßrechner

Horizontalspannungen σ_{rr} im Bereich r_o bei steigender Last Z/Z_B

Versuchsdaten	Belastung Meßstelle	σ_{rr} (kN/m²) bei Belastung Z/Z_B											
Versuch 35	Z/Z_B	0.12	0.24	0.37	0.49	0.61	0.67	0.73	0.76	0.79	0.85	0.91	0.98
Platte 30/30/3,0	Nr.7; $\zeta=0{,}11$ $\xi'=0$; $\xi'_o=0{,}06$	2	8	13	20	25	27	28	28	28	28	27	23
dichte Lag. $Z_B=16{,}4$ kN	Nr. 16; $\zeta=0{,}33$ $\xi'=0{,}17$; $\xi'_o=0{,}14$	-1	-2	-1	1	3	4	7	7	8	9	11	16
Versuch 36	Z/Z_B	0.31	0.62	0.77	0.85	0.92							
Platte 30/30/3,5	Nr.7; $\zeta=0{,}10$ $\xi'=0$; $\xi'_o=0{,}06$	2	11	17	17	16							
lockere Lag. $Z_B=6{,}5$ kN	Nr.15; $\zeta=0{,}29$ $\xi'=0{,}10$; $\xi'_o=0{,}08$	-1	5	8	10	11							
Versuch 37	Z/Z_B	0.13	0.27	0.40	0.53	0.67	0.80	0.89	0.93	0.98			
Platte 30/30/3,5	Nr.7; $\zeta=0{,}10$ $\xi'=0$; $\xi'_o=0{,}05$	7	21	37	49	59	66	67	64	62			
dichte Lag. $Z_B=22{,}5$ kN	Nr.27; $\zeta=0{,}38$ $\xi'=0{,}29$; $\xi'_o=0{,}15$	-1	-1	0	2	4	7	11	12	15			
Versuch 59	Z/Z_B	0.24	0.36	0.47	0.59	0.71	0.81	0.90	0.94				
Platte 40/40/2,5	Nr.7; $\zeta=0{,}10$ $\xi'=0{,}05$; $\xi'_o=0{,}05$	9	17	23	35	39	45	43	40				
dichte Lag. $Z_B=25{,}35$ kN	Nr.16; $\zeta=0{,}20$ $\xi'=0{,}15$; $\xi'_o=0{,}09$	4	5	10	15	24	30	35	34				

Vergleich der mittels Bruchkriterium aus τ_{rz} errechneten Spannungen σ_{rr} mit den Meßwerten σ_{rr} (Platte ∅ 4o bzw. 4o/4o, $\lambda = 2{,}o...2{,}2$)

Rechnung für $\zeta = 0{,}1$ und $r_o(\zeta = 0{,}1)$

dichte Lagerung ($\varphi = 36{,}6°$) cal $\tau_{rz} = 21{,}5$ kN/m²

daraus: σ_{rr} = cal $\tau_{rz}/\tan\varphi = 21{,}5/o{,}7439 = 28{,}9$ kN/m²

gemessen für Platte ∅ 4o (Vers. 68): $\sigma_{rr} = 2o$ kN/m²

4o/4o (Vers. 61): $\sigma_{rr} = 35$ kN/m²

4o/4o (Vers. 67): $\sigma_{rr} = 27$ kN/m²

lockere Lagerung ($\varphi = 3o{,}5°$) cal $\tau_{rz} = 7{,}2$ kN/m²

daraus: $\sigma_{rr} = 7{,}2 / o{,}5887 = 12{,}2$ kN/m²

gemessen für Platte 4o/4o (Vers. 54): $\sigma_{rr} = 13$ kN/m²

4o/4o (Vers. 63): $\sigma_{rr} = 11$ kN/m2

(Meßstellen liegen nicht exakt an der Stelle der gerechneten Spannung)

ausreichende Übereinstimmung ist vorhanden

Auswertung der Meßergebnisse σ_{rr}

Approximation in der Meßebene ζ nach Gl. 14: $\sigma_{rr} = \max\sigma_{rr} \cdot e^{\alpha(r/r_o)^2}$

(Bezugsgröße r_o berücksichtigt Plattengröße und Lage der Meßebene, r_o nach Gl. 7, Verwendung von Programm 3 HP 97: $y = a.e^{b.x}$)

Vers.	Platte Lag.	t (cm)	r_o (cm)	Meße. ζ	Laststt. (kN)	$\sigma_o = Z/A$ (kN/m²)	Spannung σ_{rr} (kN/m²) bei r/r_o					r^2	max σ_{rr} (kN/m²)	max σ_{rr}/σ_o	α
35	30/30	90	22.00	0.11	Z_B=16.4		0.318	0.682	1.136	1.591					
					6.0	66.7	4	(13)	2	0		1.00	4.24	0.06	-0.58
	dicht				8.0	88.9	7	(20)	5	0		1.00	7.20	0.08	-0.28
					10.0	111.1	11	(25)	8	0		1.00	11.30	0.10	-0.27
					12.0	133.3	13	(28)	11	0		1.00	13.19	0.10	-0.14
					14.0	155.6	14	(28)	7	0		1.00	13.99	0.09	-0.36
36	30/30	105	20.38	0.10	Z_B=6.5		0.343	0.736	1.227	1.717					
					2.0	22.2	4	2	0			1.00	4.85	0.22	-1.64
	locker				4.0	44.4	13	(11)	1	0		1.00	16.16	0.36	-1.85
					5.0	55.6	14	(17)	2	0		1.00	16.51	0.30	-1.40
					6.0	66.7	18	(16)	1	0		1.00	23.00	0.35	-2.08
37	30/30	105	22.31	0.10	Z_B=22.5		0.314	0.672	1.121	1.569					
					3.0	33.3	3	(7)	1	0		1.00	3.29	0.10	-0.95
	dicht				6.0	66.7	12	(21)	4	0		1.00	13.18	0.20	-0.95
					9.0	100.0	24	(37)	13	2	0	0.93	32.71	0.33	-1.06
					12.0	133.3	34	(49)	18	2	0	0.92	49.44	0.37	-1.20
					15.0	166.7	42	(59)	21	2	0	0.92	62.59	0.38	-1.29
					18.0	200.0	49	(66)	23	2	0	0.92	73.81	0.37	-1.36
					20.0	222.2	53	(67)	19	1	0	0.93	85.55	0.39	-1.69
					22.0	244.4	55	(62)	10	0		1.00	63.59	0.26	-1.47
43	10/10	60	10.63	0.17	Z_B=3.7		0.659	1.411	2.352						
					1.5	150.0	5	2	0			1.00	6.46	0.04	-0.59
	dicht				1.75	175.0	8	6	0			1.00	8.67	0.05	-0.19
					2.0	200.0	10	7	0			1.00	11.05	0.06	-0.23
					2.25	225.0	14	9	0			1.00	15.83	0.07	-0.28
					2.5	250.0	17	10	0			1.00	19.71	0.08	-0.34
					2.75	275.0	20	11	0			1.00	23.63	0.09	-0.38
					3.0	300.0	24	11	0			1.00	29.84	0.10	-0.50
					3.25	325.0	32	20	0			1.00	36.48	0.11	-0.30
					3.5	350.0	40	21	0			1.00	47.88	0.14	-0.41
			14.02	0.33			0.499	1.070	1.783						
					2.5	250.0	5	(5)	0			-	-	-	-
					3.0	300.0	6	(8)	2	0		1.00	6.59	0.02	-0.38
					3.5	350.0	11	(13)	6	0		1.00	11.58	0.03	-0.21
54	40/40	100	25.86	0.10	Z_B=8.8		0.271	0.580	0.967	1.353					
					7.0	43.8	9	(9)	7	4	0	0.96	0.79	0.22	-0.46
	locker				8.5	53.1	10	(12)	8	5	0	0.96	10.71	0.20	-0.40
			28.69	0.20			0.244	0.523	0.871	1.220					
					3.0	18.8	4	1	0			1.00	5.88	0.31	(-6.48)
					5.0	31.3	10	4	1	0		0.99	11.04	0.35	(-3.22)
					7.0	43.8	14	6	4	2	0	0.90	11.18	0.26	-1.22
					8.5	53.1	20	11	8	3	0	0.97	18.84	0.36	-1.23
44	10/10	80	8.99	0.13	Z_B=0.65		0.779	1.659	2.781						
					0.375	37.5	1	0				-	-	-	-
	locker				0.50	50.0	9	5	0			1.00	10.60	0.21	-0.27
					0.625	62.5	16	7	0			1.00	20.14	0.32	-0.38

Vers.	Platte Lag.	t (cm)	r_o (cm)	Meße. ζ	Laststt. (kN)	σ_o=Z/A (kN/m²)	Spannung σ_{rr} (kN/m²) bei r/r_o					r^2	max σ_{rr} (kN/m²)	max σ_{rr} / σ_o	α
45	10/10	80	10.87	0.13	Z_B=7.90		0.644	1.380	2.300						
					2.0	200	13	9	1	0		0.97	19.59	0.10	-0.55
					3.0	300	31	19	3	0		0.99	41.93	0.14	-0.49
	dicht				4.0	400	51	29	6	0		1.00	63.73	0.16	-0.46
					5.6	500	72	39	9	0		1.00	86.79	0.17	-0.43
					6.0	600	95	48	13	0		1.00	108.69	0.18	-0.40
					7.0	700	123	55	17	0		0.99	132.70	0.19	-0.40
					7.5	750	141	60	19	0		0.98	149.54	0.20	-0.40
			14.79	0.25			0.473	1.014	1.690	2.366					
					3.0	300	6	(10)	3	0		1.00	6.36	0.02	-0.26
					4.0	400	11	(18)	6	1		0.93	14.75	0.04	-0.45
					5.0	500	16	(24)	10	2		0.92	21.03	0.04	-0.39
					6.0	600	20	(30)	13	5		0.96	23.06	0.04	-0.26
					7.0	700	26	(39)	19	9		0.95	29.15	0.04	-0.20
					7.5	750	28	(43)	22	10		0.92	31.97	0.04	-0.19
46	10/10	100	8.93	0.10	Z_B=0.80		0.784	1.680							
					0.5	50	6	3	0			1.00	7.28	0.15	-0.31
					0.625	62.5	10	3	0			1.00	13.98	0.22	-0.55
	locker				0.75	75	15	5	0			1.00	20.37	0.27	-0.50
			11.76	0.20			0.595	1.276							
					0.75	75	4	2	0			1.00	4.85	0.07	-0.54
47	10/10	100	10.77	0.10	Z_B=12.0		0.650	1.393	2.321	3.250					
					4.0	400	34	14	3	0		1.00	39.10	0.10	-0.48
	dicht				6.0	600	68	27	8	0		0.98	72.05	0.12	-0.42
					8.0	800	116	46	14	0		0.98	122.12	0.15	-0.41
					10.0	000	174	64	22	4	0	0.99	160.62	0.16	-0.36
					11.0	100	208	71	25	6	0	0.97	175.69	0.16	-0.33
57	40/40	60	25.17	0.17	Z_B=3.40		0.272	0.582	0.970	1.358					
					2.1	13.1	4	(6)	2	1	0	1.00	4.22	0.32	-0.78
	locker				2.7	16.9	5	(8)	2	1	0	0.99	5.12	0.30	-0.91
					3.2	20.0	6	(8)	3	3	0	0.74	5.48	0.27	-0.39
63	40/40	100	25.86	0.10	Z_B=9.15		0.271	0.580	0.967						
					6.0	37.5	6	5	(9)	0		1.00	6.31	0.17	-0.69
	locker				7.0	43.8	10	6	(11)	0		1.00	11.53	0.26	-1.94
					9.15	57.2	14	5	(7)	0		1.00	18.66	0.33	(-3.92)
64	ϕ 40	100	23.29	0.10	Z_B=6.95		0.301	0.644	1.073						
					3.0	31.0	8	3	1	0		0.97	8.15	0.26	-1.88
					5.4	42.9	12	5	5	0		0.54	9.77	0.23	-0.68
	locker				6.2	49.2	15	6	6	0		0.54	12.09	0.25	-0.72
					6.8	54.0	18	7	5	0		0.78	15.56	0.29	-1.08
			26.12	0.20			0.268	0.574	0.957	1.340					
					3.0	31.0	3	3	-	1	0	0.98	3.41	0.11	-0.68
					5.4	42.9	7	6	-	2	-	1.00	7.50	0.18	-0.73
					6.2	49.2	7	7	-	3	0	0.98	7.73	0.16	-0.52
					6.8	54.0	10	9	-	4	0	1.00	10.56	0.20	-0.54
59	40/40	100	27.70	0.10	Z_B=25.35		0.253	0.542	0.903	1.264					
					6.0	37.5	12	(17)	9	0		1.00	12.30	0.33	-0.38
	dicht				12.0	75.0	23	(35)	23	14	0	0.76	25.51	0.34	-0.33
					18.0	112.5	30	(47)	(39)	20	0	1.00	30.51	0.27	-0.26
			32.12	0.20			0.218	0.467	0.778	1.090					
					12.0	75.0	12	12	(15)	10	0	0.98	12.26	0.16	-0.17
					18.0	112.5	17	(19)	20	(24)	0	-	-	-	-
67	40/40	80	27.80	0.13	Z_B=15.9		0.252	0.540	0.899	1.259					
					4.0	25.0	9	3	1	0		0.95	8.92	0.36	(-2.81)
	dicht				13.0	81.3	18	11	5	4	0	0.86	15.34	0.19	-0.96

Vers.	Platte Lag.	t (cm)	r_o (cm)	Meße. ζ	Laststt. (kN)	σ_o=Z/A (kN/m²)	Spannung σ_{rr} (kN/m²) bei r/r_o					r^2	max σ_{rr} (kN/m²)	max σ_{rr} / σ_o	α
68	ϕ 40	80	25.23	0.13	Z_B=13.8		0.277	0.595	0.991	1.397					
					6.0	47.6	9	7	5	2	0	0.99	9.74	0.20	-0.80
	dicht				9.0	71.4	13	9	(11)	2	0	1.00	13.45	0.14	-1.00
					12.0	95.2	15	11	(19)	2	0	1.00	16.25	0.17	-1.09
70	ϕ 40	80	23.35	0.13	Z_B=4.85		0.300	0.642	1.071	1.490					
					2.0	15.0	3	(1)	2	0		1.00	3.11	0.20	-0.38
	locker				4.4	34.9	6	3	-	2	0	0.74	4.81	0.14	-0.41
72	ϕ 40	60	24.99	0.17	Z_B=7.40		0.280	0.600	1.000						
					4.0	31.7	8	4	2	0		0.95	7.95	0.25	-1.43
	dicht				6.0	47.6	10	(5)	6	0		1.00	10.44	0.22	-0.53
79	30/30	75	21.83	0.13	Z_B=10.65		0.321	0.687	1.145						
					4.0	44.4	4	(7)	3	0		1.00	4.10	0.09	-0.24
	dicht				6.0	66.7	8	(13)	5	0		1.00	8.33	0.12	-0.39
					8.0	88.9	12	(18)	9	0		1.00	12.30	0.14	-0.24
					10.0	111.1	13	(18)	9	0		1.00	13.41	0.12	-0.30
80	30/30	75	22.76	0.27	Z_B=3.90		0.308	0.659	1.098	1.538					
					3.0	33.3	5	3	3	1	0	0.90	4.99	0.15	-0.64
	locker				3.5	38.9	7	5	4	1	0	0.94	8.01	0.21	-0.83
					3.8	42.2	7	6	5	2	0	0.94	7.89	0.19	-0.54
81	ϕ 30	75	24.10	0.27	Z_B=9.40		0.290	0.622	1.037	1.452					
					4.0	56.3	2	(1)	1	1	0	0.74	1.83	0.03	-0.34
	dicht				6.0	84.5	5	4	(6)	2	0	0.99	4.91	0.06	-0.38
					8.0	112.7	10	6	(12)	4	0	0.81	8.61	0.08	-0.38
82	ϕ 30	75	18.14	0.13	Z_B=3.20		0.386	0.827	1.378						
					2.0	28.2	4	(6)	0			-	-	-	-
	locker				2.5	35.2	7	(10)	2	0		1.00	7.79	0.22	-0.72
					3.05	43.0	10	(15)	3	0		1.00	11.08	0.26	-0.69
			20.83	0.27			0.336	0.720	1.200	1.680					
					2.0	28.2	3	(4)	2	0		1.00	3.11	0.11	-0.31
					2.5	35.2	6	(8)	4	1	0	0.92	7.59	0.22	-0.66
					3.05	43.0	9	(11)	5	2	0	0.99	10.08	0.23	-0.56
83	20/20	50	14.35	0.20	Z_B=0.95		0.488	1.045	1.742						
					0.5	12.5	2	1	0			1.00	2.43	0.19	-0.81
	locker				0.75	18.8	4	3	1	0		0.99	4.79	0.25	-0.51
90	ϕ 30	105	18.45	0.10	Z_B=6.90		0.379	0.813	1.355	1.897					
					4.0	56.3	12	(12)	3	1	0	0.99	12.56	0.22	-0.72
					5.3	74.6	19	(23)	5	0		1.00	21.28	0.29	-0.79
	locker				5.9	83.1	24	(29)	6	0		1.00	26.99	0.32	-0.82
					6.7	94.4	35	(39)	6	1	0	1.00	40.27	0.42	-1.03
			21.15	0.19			0.331	0.709	1.182	1.655	2.128				
					2.0	28.2	2	2	2	1	1	0.81	2.15	0.08	-0.19
					4.0	56.3	9	8	7	4	1	0.92	10.69	0.19	-0.47
					5.3	74.6	13	(14)	11	6	2	0.94	16.89	0.22	-0.43
					5.9	83.1	18	(18)	13	7	3	0.99	20.76	0.25	-0.41
					6.7	94.4	24	(26)	19	10	5	0.98	27.58	0.29	-0.37
			25.24	0.38			0.277	0.594	0.990	1.387	1.783				
					5.3	74.6	6	4	3	1	0	0.97	6.29	0.08	-0.92
					5.9	83.1	7	6	3	1	1	0.87	6.48	0.08	-0.69
					6.7	94.4	11	10	(9)	3	1	1.00	12.56	0.13	-0.78
91	ϕ 30	60	18.20	0.17	Z_B=2.10		0.385	0.824	1.374	1.923					
					1.7	23.4	5	(5)	1	(1)	0	1.00	5.74	0.24	-0.93
	locker				2.0	28.3	8	6	2	1	0	0.46	8.23	0.29	-0.60

Vers.	Platte Lag.	t (cm)	r_o (cm)	Meße. ζ	Lastst (kN)	$\sigma_o = Z/A$ (kN/m²)	Spannung σ_{rr} (kN/m²) bei r/r_o					r^2	max σ_{rr} (kN/m²)	max σ_{rr}/σ_o	α
93	ϕ 30	90	18.23	0.11	Z_B =5.0		0.384	0.823	1.371	1.920					
	locker				3.8	53.5	11	(15)	2	0		1.00	12.72	0.24	-0.98
					4.6	64.8	19	(23)	4	2	0	0.95	17.86	0.28	-0.63
					5.0	70.4	25	(24)	4	2	0	0.93	22.67	0.32	-0.71
94	ϕ 30	105	20.39	0.10	Z_B =23.3		0.343	0.736	1.226	1.717					
					12.0	169.0	24	(36)	15	4	0	0.94	29.70	0.18	-0.64
					16.0	225.4	38	(48)	20	3	0	0.93	51.83	0.23	-0.90
	dicht				19.0	267.6	49	(52)	19	2	0	0.95	69.10	0.26	-1.13
					21.0	295.8	60	(54)	13	2	0	1.00	72.38	0.24	-1.20
					22.8	321.1	75	52	5	0	0	0.97	116.85	0.36	-2.04
			24.60	0.19			0.285	0.610	1.016	1.423	1.829				
					12.0	169.0	12	(27)	(21)	7	3	0.95	13.40	0.08	-0.41
					16.0	225.4	22	(37)	(32)	13	4	0.95	26.11	0.12	-0.50
					19.0	267.6	28	(46)	(41)	16	5	0.92	34.13	0.13	-0.52
					21.0	295.8	38	(54)	(48)	18	7	0.97	42.44	0.14	-0.51
					22.8	321.1	49	(66)	(50)	19	6	0.97	55.92	0.17	-0.63
102	ϕ 20	70	14.90	0.14	Z_B=7.38		0.470	1.007	1.678						
					4.0	129.0	11	10	1	0		0.93	18.11	0.14	-0.99
	dicht				6.0	193.5	20	(27)	4	0		1.00	22.94	0.12	-0.62
					7.2	232.3	34	(38)	5	0		1.00	40.03	0.17	-0.74
			18.95	0.29			0.369	0.792	1.319	1.847					
					4.0	129.0	8	8	4	1	0	0.97	10.67	0.08	-0.66
					6.0	193.5	16	12	11	2	0	0.89	19.92	0.10	-0.61
					7.2	232.3	24	22	20	6	0	0.87	29.48	0.13	-0.42

Zusammenfassung der Versuchswerte

für max σ_{rr}/σ_o wird bei steigender Tendenz abhängig von Z der Bruchwert extrapoliert, bei unregelmäßiger Streuung wird der Mittelwert gebildet

für α ist keine Tendenz zu erkennen, deshalb Bildung eines Mittelwertes unter Ausscheiden von sog. Ausreißern

Versuch	Platte	Lag.	t	Meßebene ζ	max σ_{rr}/σ_o	Ausw.	MW für α
35	30/30	dicht	90	0.11	0.11	Z_B	- 0.33
36	30/30	locker	105	0.10	0.31	MW	-(1.70)
37	30/30	dicht	105	0.10	0.30	MW	-(1.25)
43	10/10	dicht	60	0.17	0.14	Z_B	- 0.36
				0.33	0.03	Z_B	-(0.30)
54	40/40	locker	100	0.10	0.21	MW	- 0.43
				0.20	0.32	MW	-(1.23)
44	10/10	locker	80	0.13	0.27	MW	- 0.33
45	10/10	dicht	80	0.13	0.21	Z_B	- 0.44
				0.25	0.04	MW	-(0.29)
46	10/10	locker	100	0.10	0.30	Z_B	- 0.45
				0.20	0.07	-	- 0.54
47	10/10	dicht	100	0.10	0.18	Z_B	- 0.40
57	40/40	locker	60	0.17	0.30	MW	- 0.69
63	40/40	locker	100	0.10	0.34	Z_B	-(1.32)
64	ϕ 40	locker	100	0.10	0.26	MW	-(1.09)
				0.20	0.16	MW	- 0.62
59	40/40	dicht	100	0.10	0.31	MW	- 0.32
				0.20	0.16	-	-(0.17)

Versuch	Platte	Lag.	t	Meßebene ζ	max σ_{rr}/σ_o	Ausw.	MW für α
67	40/40	dicht	80	0.13	0.28	MW	- 0.96
68	40	dicht	80	0.13	0.19	MW	- 0.96
70	40	locker	80	0.13	0.17	MW	- 0.40
72	40	dicht	60	0.17	0.24	MW	- 0.99
79	30/30	dicht	75	0.13	0.14	Z_B	-(0.29)
80	30/30	locker	75	0.27	0.18	MW	- 0.67
81	30	dicht	75	0.27	0.10	Z_B	- 0.37
82	30	locker	75	0.13	0.24	MW	- 0.71
				0.27	0.19	MW	- 0.51
83	20/20	locker	50	0.20	0.22	MW	- 0.66
90	30	locker	105	0.10	0.41	Z_B	- 0.84
				0.19	0.30	Z_B	- 0.37
				0.38	0.13	Z_B	- 0.80
91	30	locker	60	0.17	0.27	MW	- 0.77
93	30	locker	90	0.11	0.31	Z_B	- 0.77
94	30	dicht	105	0.10	0.32	Z_B	-(1.18)
				0.19	0.17	Z_B	- 0.51
102	20	dicht	70	0.14	0.14	MW	- 0.78
				0.29	0.13	Z_B	- 0.56

Die Approximation der Werte max σ_{rr}/σ_o abhängig von ζ ergibt (Anl. 5.2.18)

$$\frac{\max \sigma_{rr}}{\sigma_o} = e^{a_2 + a_3 \cdot \zeta} \quad \text{mit: } a_2 = -0{,}84, \quad a_3 = -4{,}80$$

der Mittelwert von α errechnet sich aus allen Werten zu: $\alpha = -0{,}67 \pm 0{,}35$, bei Ausscheiden der außerhalb der Standardabweichung liegenden Werte ergibt sich $\alpha = -0{,}59 \pm 0{,}21$, annähernd $\alpha \approx -0{,}60$.

Horizontalspannungen σ_{rr}

Auswertung der Versuchsergebnisse nach **Anl. 5.2.13 bis 5.2.17**

Ansatz:

Gl.(14) $\sigma_{rr} = \max\sigma_{rr} \cdot e^{\alpha(r/r_0)^2}$

wobei: $\alpha \approx -0{,}6$ **(Anl. 5.2.17)**

Gl.(15) $\max\sigma_{rr} = \sigma_0 \cdot e^{a_2 + a_3\zeta}$

mit $a_2 = -0{,}84$; $a_3 = -4{,}80$ **(Abb. 5.2.28 bzw. Anl. 5.2.17)**

nach Gl.(7) $r_0 = \frac{d}{2} + \xi_1' \cdot t\,(1 - e^{\frac{m\cdot\zeta}{1-\zeta}})$

Horizontalspannungen $\sigma_{\phi\phi}$

Ermittlung nach Gl. 4:

$$\frac{\partial\sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial\tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr}-\sigma_{\phi\phi}}{r} = 0$$

$$\sigma_{\phi\phi} = \left(\frac{\partial\sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial\tau_{rz}}{\partial z}\right)\cdot r + \sigma_{rr}$$

nach Gl.(14) $\frac{\partial\sigma_{rr}}{\partial r} = \max\sigma_{rr}\cdot e^{\alpha(r/r_0)^2}\cdot\left(\alpha\frac{2r}{r_0^2}\right) = \alpha\frac{2r}{r_0^2}\cdot\sigma_{rr}$

nach Gl.(10a) $\tau_{rz} = -\frac{r}{2}\cdot(e^{-u}\max\sigma_{zz})\left(\frac{a_1}{t} + \frac{2r^2}{r_0^3}\cdot\frac{dr_0}{dz}\right)$

$$\frac{\partial\tau_{rz}}{\partial z} = -\frac{r}{2}\left\{\frac{d}{dz}(e^{-u}\max\sigma_{zz})\left(\frac{a_1}{t} + \frac{2r^2}{r_0^3}\cdot\frac{dr_0}{dz}\right) + (e^{-u}\max\sigma_{zz})\frac{d}{dz}\left(\frac{a_1}{t} + \frac{2r^2}{r_0^3}\cdot\frac{dr_0}{dz}\right)\right\}$$

$$\frac{d}{dz}(e^{-u}\max\sigma_{zz}) = \frac{d}{dz}(e^{-u})\max\sigma_{zz} + e^{-u}\frac{d}{dz}(\max\sigma_{zz})$$

$$= -e^{-u}\frac{du}{dz}\max\sigma_{zz} + e^{-u}\frac{a_1}{t}\max\sigma_{zz}$$

$$= e^{-u}\max\sigma_{zz}\left(\frac{a_1}{t} + \frac{2r^2}{r_0^3}\cdot\frac{dr_0}{dz}\right)$$

wobei n. Gl.(9) $\max\sigma_{zz} = \sigma_0 \cdot e^{a_0 + a_1 z/t}$

$$\frac{d}{dz}\left(\frac{a_1}{t} + \frac{2r^2}{r_0^3}\frac{dr_0}{dz}\right) = \frac{d}{dz}\left(\frac{2r^2}{r_0^3}\frac{dr_0}{dz}\right) = 2r^2\left[\frac{d}{dz}\left(\frac{1}{r_0^3}\right)\cdot\frac{dr_0}{dz} + \frac{1}{r_0^3}\frac{d}{dz}\left(\frac{dr_0}{dz}\right)\right]$$

$$= 2r^2\left[-3\frac{1}{r_0^4}\left(\frac{dr_0}{dz}\right)^2 + \frac{1}{r_0^3}\cdot\frac{d}{dz}\left(\frac{dr_0}{dz}\right)\right]$$

$$\frac{\partial\tau_{rz}}{\partial z} = -\frac{r}{2}\cdot e^{-u}\max\sigma_{zz}\left\{\left[\frac{a_1}{t} + \frac{2r^2}{r_0^3}\frac{dr_0}{dz}\right]^2 + 2\frac{r^2}{r_0^3}\left[\frac{1}{r_0}\frac{d}{dz}\left(\frac{dr_0}{dz}\right) - 3\frac{1}{r_0^2}\left(\frac{dr_0}{dz}\right)^2\right]\right\}$$

$$= -r\cdot e^{-u}\max\sigma_{zz}\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{a_1}{t}\right)^2 + \frac{2a_1}{tr_0}\cdot u\cdot\frac{dr_0}{dz} + \left(\frac{2}{r_0^2}\cdot u^2 - \frac{3}{r_0^2}\cdot u\right)\left(\frac{dr_0}{dz}\right)^2 + \frac{u}{r_0}\frac{d^2r_0}{dz^2}\right\}$$

eingesetzt:

Gl.(16) $\sigma_{\phi\phi} = \sigma_{rr}(1+2\cdot\alpha u) - r^2 e^{-u}\max\sigma_{zz}\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{a_1}{t}\right)^2 + \frac{u}{r_0}\cdot\frac{dr_0}{dz}\left[\frac{2a_1}{t} + \left(\frac{2u-3}{r_0}\right)\frac{dr_0}{dz}\right] + \frac{u}{r_0}\frac{d^2r_0}{dz^2}\right\}$

wobei n. Gl.(7) $r_0 = \frac{d}{2} + r_1'(1 - e^{\frac{m\cdot\zeta}{1-\zeta}})$

$$\frac{dr_0}{dz} = -\frac{r_1'}{t}\cdot e^{\frac{m\cdot\zeta}{1-\zeta}}\cdot\frac{m}{(1-\zeta)^2}$$

$$\frac{d^2r_0}{dz^2} = -\frac{r_1'}{t^2}\left\{e^{\frac{m\cdot\zeta}{1-\zeta}}\left[\frac{-m}{(1-\zeta)^2}\right]^2 - e^{\frac{m\cdot\zeta}{1-\zeta}}\cdot m\cdot 2\frac{(-1)}{(1-\zeta)^2}\right\}$$

$$= -\frac{r_1'}{t^2}\cdot e^{\frac{m\cdot\zeta}{1-\zeta}}\cdot\frac{m}{(1-\zeta)^2}\left\{\frac{m}{(1-\zeta)^2} + \frac{2}{(1-\zeta)}\right\}$$

$$= \frac{1}{t}\frac{dr_0}{dz}\left\{\frac{m}{(1-\zeta)^2} + \frac{2}{(1-\zeta)}\right\}$$

$u = (r/r_0)^2$

für $r = r_0$ lautet die Gleichung:

Gl.(17) $\sigma_{\phi\phi}(r_0(z)) = \sigma_{rr}(1+2\alpha) - 0{,}368\max\sigma_{zz}\left\{\frac{r_0^2}{2}\left(\frac{a_1}{t}\right)^2 + \frac{r_0}{t}\frac{dr_0}{dz}\left(2a_1 + \frac{2}{1-\zeta} + \frac{m}{(1-\zeta)^2}\right) - \left(\frac{dr_0}{dz}\right)^2\right\}$

benutzte Koeffizienten: **(Anl. 5.2.7)**

$a_0 = 1$; $a_1 = -5{,}4$ (f. Bruchzustand)

$r_1' = \xi_1' t$; $\xi_1' = 0{,}18$ (f. dichte Lagerung)

$\xi_1' = 0{,}12$ (f. lockere Lagerung)

$m = -3$ (f. Bruchzustand)

Bestimmung der Druckzone ξ_0' für Z_B und (in dichter Lagerung) 0,5 Z_B

durch lineare Approximation $\xi_0' = a + b\ (Z/Z_B)$ der Werte ξ_0', die im Prozeßrechner (Programm GRU FOR) nach der Gleichung $\sigma_{zz} = \max \sigma_{zz}(1 - u)$. e^{-u} aus den Meßwerten ermittelt wurden; Mittel- oder Einzelwerte sind für Z_B eingesetzt, wenn Streuungen um einen Wert vorhanden waren oder nur eine geringe Zahl von Laststufen vorlag; Ausreißer sind bei der Auswertung nicht berücksichtigt; die Werte ξ_0' sind auf den Rand der runden Platten, auf den fiktiven Rand (d') der quadratischen Platten bezogen.

Lag.	Versuch lfd.Nr.	Pro.	Platte	ζ	ξ_0' für 0,5 Z_B	ξ_0' für Z_B	Versuch lfd.Nr.	Pro.	Platte	ζ	ξ_0' für 0,5 Z_B	ξ_0' für Z_B
dicht gelagert	75	2	40/40	0.50	-	0.166	35	30	30/30	0.11	0.083	0.081
	10	3	40/40	0.17	(0.005)	0.034				0.33	0.112	0.166
	71	4	40/40	0.17	0.016	0.077				0.56	(0.107)	0.182
				0.33	(0.017)	0.096	37	31	30/30	0.10	0.066	0.074
	11	5	40/40	0.14	0.025	0.048				0.29	0.132	(0.179)
				0.43	(0.079)	0.178	97	40	ϕ 30	0.17	0.035	0.104
	50	6	40/40	0.13	0.060	0.042				0.33	0.088	(0.179)
				0.25	0.100	0.151	81	41	ϕ 30	0.13	0.041	0.073
	67	7	40/40	0.25	(0.015)	0.056				0.53	0.161	0.192
	12.1	8	40/40	0.10	0.017	0.045	98	42	ϕ 30	0.11	0.090	0.097
				0.40	0.091	0.129				0.22	0.135	0.146
	12.2	9	40/40	0.10	-	0.024	94	43	ϕ 30	0.10	0.049	0.055
				0.40	0.099	0.150				0.38	(0.206)	0.202
	59	10	40/40	0.10	0.023	0.025	18	49	20/20	0.25	0.050	0.055
				0.20	0.104	0.104				0.50	0.167	0.206
	60	11	40/40	0.10	0.019	0.080	16.1	50	20/20	0.20	0.042	0.076
				0.40	(0.183)	0.194				0.40	(0.079)	0.201
	76	18	ϕ 40	0.25	-	0.092				0.60	-	0.166
				0.50	-	0.188	16.2	51	20/20	0.20	0.065	0.074
	72	19	ϕ 40	0.17	0.089	(0.131)				0.40	0.126	0.149
				0.33	0.131	0.157	84	52	20/20	0.20	0.104	0.093
	68	20	ϕ 40	0.13	0.034	0.082				0.40	0.148	0.184
				0.25	0.116	(0.158)	24	53	20/20	0.17	0.053	0.053
	62	21	ϕ 40	0.10	0.076	(0.110)				0.33	0.087	0.089
				0.20	0.127	(0.159)	20	54	20/20	0.14	0.064	0.069
	31	25	30/30	0.33	-	0.126				0.43	0.175	0.174
	33	26	30/30	0.22	0.031	0.086	22	55	20/20	0.13	0.052	0.053
				0.44	0.154	0.147				0.38	0.167	0.144
	34	27	30/30	0.17	(0.011)	0.056				0.63	0.191	(0.212)
				0.33	(0.045)	0.091	85	62	ϕ 20	0.20	(0.139)	0.117
	14	28	30/30	0.13	0.064	0.087				0.40	0.143	0.181
				0.40	0.141	(0.219)	102	63	ϕ 20	0.14	0.041	0.056
	79	29	30/30	0.13	0.074	0.088				0.29	0.155	(0.168)
				0.27	0.125	0.145	45	71	10/10	0.25	0.138	(0.171)

Fortsetzung von Anl. 5.3.1

Lag.	Versuch lfd.Nr.	Pro.	Platte	ζ	ξ_0' für 0,5 Z_B	ξ_0' für Z_B	Versuch lfd.Nr.	Pro.	Platte	ζ	ξ_0' für 0,5 Z_B	ξ_0' für Z_B
locker gelagert	73	13	40/40	0.17	keine Änderung bei Laststeigerung bei lockerer Lagerung (Abb. 4.5.12)	0.034	82	46	ϕ 30	0.13	keine Änderung bei Laststeigerung bei lockerer Lagerung (Abb. 4.5.12)	0.049
	51	14	40/40	0.50		0.091				0.27		0.106
	13	15	40/40	0.40		0.085				0.53		0.130
	54	16	40/40	0.10		0.018	93	47	ϕ 30	0.22		0.050
				0.20		0.036	90	48	ϕ 30	0.10		0.033
	63	17	40/40	0.10		0.020				0.19		0.036
				0.20		(0.094)	17	56	20/20	0.20		0.052
	70	23	ϕ 40	0.13		0.027				0.40		0.098
				0.25		0.051	83	57	20/20	0.20		0.076
				0.50		0.111	25	58	20/20	0.50		0.139
	64	24	ϕ 40	0.10		0.059	21	59	20/20	0.43		0.114
				0.20		(0.119)	23	60	20/20	0.38		0.109
				0.40		0.092	86	65	ϕ 20	0.20		0.088
	32	32	30/30	0.22		0.055	101	66	ϕ 20	0.14		0.065
	6	33	30/30	0.17		0.040				0.20		(0.101)
	15	34	30/30	0.40		0.092	40	73	10/10	0.25		0.092
	80	35	30/30	0.27		0.052	42	74	10/10	0.17		(0.093)
	5	36	30/30	0.22		0.047				0.67		(0.133)
				0.44		0.099	44	75	10/10	0.13		0,071
	7	37	30/30	0.22		0.043	46	76	10/10	0.10		0.019
	36	38	30/30	0.29		(0.115)				0.20		0.073
				0.38		0.130						
	89	44	ϕ 30	0.22		0.100						
				0.44		0.091						
	91	45	ϕ 30	0.17		0.044						
				0.33		0.114						

Auswertung der Bruchbilder ($\zeta = 1$), dichte Lagerung

Vers.	Platte	λ	ξ_1' für Bruch innen	Mitte	außen	Vers.	Platte	λ	ξ_1' für Bruch		
9	40/40	0.89	-	0.336	-	16.2	20/20	2.22	-	-	0.532
10	40/40	1.33	0.164	0.387	-	20	20/20	3.10	-	-	0.525
12.1	40/40	2.22	-	-	0.531	28	20/20	1.33	(0.114)	0.317	0.564
30	40/40	1.77	-	0.338	-	84	20/20	2.22	0.172	-	(0.484)
48	40/40	1.77	0.152	-	0.512	104	20/20	1.77	(0.108)	-	0.516
50	40/40	1.77	-	0.317	0.583	106	20/20	1.77	0.198	0.363	(0.621)
52	40/40	1.77	-	-	0.516	108	20/20	1.77	0.186	0.373	(0.611)
56	40/40	1.77	0.152	-	0.594	108	20/20	1.77	0.206	-	0.528
59	40/40	2.22	0.189	-	0.546	62	ϕ 40	2.50	-	-	0.493
59.1	40/40	2.22	0.205	-	(0.611)	72	ϕ 40	1.50	0.200	-	0.497
60	40/40	2.22	(0.250)	-	0.565	76	ϕ 40	1.00	-	0.360	-
67	40/40	1.77	0.152	-	0.528	81	ϕ 30	2.50	-	-	0.588
71	40/40	1.33	0.180	-	0.559	95	ϕ 30	1.50	0.193	-	(0.487)
75	40/40	0.89	0.086	-	0.526	96	ϕ 30	1.00	0.187	0.370	-
14	30/30	2.22	-	-	0.591	97	ϕ 30	2.00	-	0.310	0.537
31	30/30	0.89	-	0.323	-	98	ϕ 30	3.00	-	-	0.567
34	30/30	1.77	-	-	0.505	99	ϕ 20	1.50	-	0.343	-
35	30/30	2.66	-	0.383	-	102	ϕ 20	3.50	-	-	0.587
79	30/30	2.22	-	-	0.517						

Mittelwerte für inneren Bruch $\xi_1' = 0{,}181 \pm 0{,}020$; cal $\xi_1' = 0{,}18$

mittleren Bruch $\xi_1' = 0{,}348 \pm 0{,}027$; cal $\xi_1' = 0{,}35$

äußeren Bruch $\xi_1' = 0{,}544 \pm 0{,}031$; cal $\xi_1' = 0{,}55$

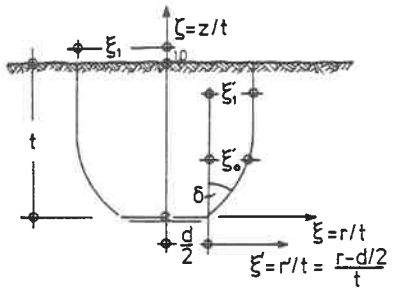
Auswertung der Bruchbilder ($\zeta = 1$), lockere Lagerung

Vers.	Platte	λ	ξ_1'
49	40/40	1.77	0.102
51	40/40	1.77	0.104
53	40/40	1.77	0.099
55	40/40	1.77	0.108
57	40/40	1.33	0.137
58	40/40	0.89	0.124
73	40/40	1.33	0.122
77	40/40	0.89	0.114
78	40	1.00	(0.163)
89	30	1.50	0.131
92	30	1.00	0.147

Mittelwert $\xi_1' = 0{,}116 \pm 0{,}014$

cal $\xi_1' = 0{,}12$

Berechnung der Druckzone durch Approximation der Meßwerte



nach Bruchbildern an der Oberfläche

$\xi_1' = 0{,}18$ dichte Lagerung

$\xi_1' = 0{,}12$ lockere Lagerung

$$\xi_0' = \xi_1' \cdot (1 - e^{\frac{-m \cdot \zeta}{1-\zeta}})$$

Kurvenanpassung: $$\xi_0'/\xi_1' - 1 = -e^{\frac{-m \cdot \zeta}{1-\zeta}}$$

$$1 - \xi_0'/\xi_1' = e^{\frac{-m \cdot \zeta}{1-\zeta}}$$

$$\ln(1 - \xi_0'/\xi_1') = -\frac{m \cdot \zeta}{1-\zeta}$$

$$m = -\frac{\sum_{i=1}^{m} [\ln(1 - \xi_0'/\xi_1') \frac{1-\zeta}{\zeta}}{m}$$

Kontrolle: Grenzwerte $\zeta = 0$; $\xi_0' = 0$

$\zeta = 1$; $\xi_0' = \xi_1'$

Neigung bei $\zeta = 0$: $$\frac{d\xi_0'}{d\zeta} = -\xi_1' \cdot e^{\frac{-m \cdot \zeta}{1-\zeta}} \frac{-m(1-\zeta) + (-m \cdot \zeta)}{(1-\zeta)^2}$$

$$= \xi_1' \cdot e^{\frac{-m \cdot \zeta}{1-\zeta}} \frac{m}{(1-\zeta)^2}$$

$$= m \cdot \xi_1' = \tan\delta$$

Approximation für Druckzone, dichte Lagerung, Zustand 0,5 Z_B

runde und quadratische Platten

nach der Gleichung $\xi'_o = \xi'_1 (1 - e^{\frac{m \cdot \zeta}{1-\zeta}})$ (Anl. 5.3.4)

Versuch	ζ_i	ξ'_i	$\frac{1-\zeta_i}{\zeta_i} \ln(1-\xi'_i/\xi'_1)$	Versuch	ζ_i	ξ'_i	$\frac{1-\zeta_i}{\zeta_i} \ln(1-\xi'_i/\xi'_1)$
71	0.17	0.016	-0.542	94	0.10	0.049	-2.841
11	0.14	0.025	-0.913	18	0.25	0.050	-1.212
50	0.13	0.060	-2.895		0.50	0.167	-2.559
	0.25	0.100	-2.412	16.1	0.20	0.042	-1.056
12.1	0.10	0.017	-0.888	16.2	0.20	0.065	-1.780
	0.40	0.091	-1.048		0.40	0.126	-1.787
12.2	0.40	0.099	-1.188	84	0.20	0.104	-3.419
59	0.10	0.023	-1.223		0.40	0.148	-2.553
	0.20	0.104	-3.419	24	0.17	0.053	-1.692
60	0.10	0.019	-0.998		0.33	0.087	-1.330
72	0.17	0.089	-3.304	20	0.14	0.064	-2.680
	0.33	0.131	-2.612		0.43	0.175	-4.516
68	0.13	0.034	-1.392	22	0.13	0.052	-2.267
	0.25	0.116	-3.166		0.38	0.167	-4.176
62	0.10	0.076	-4.901		0.63	0.191	-1.701
	0.20	0.127	-4.838	85	0.40	0.143	-2.341
33	0.22	0.031	-0.666	102	0.14	0.041	-1.578
	0.44	0.154	-2.422		0.29	0.155	-4.751
14	0.13	0.064	-2.920	45	0.25	0.138	-4.312
	0.40	0.141	-2.264	Anz. n=51	m = -2,542 ± 1,339		
79	0.13	0.074	-3.518				
	0.27	0.125	-3.172		0.10	0.045	
35	0.11	0.083	-4.964		0.20	0.085	
	0.33	0.112	-1.958		0.30	0.120	
37	0.10	0.066	-4.082		0.40	0.148	
	0.29	0.132	-3.199		0.50	0.167	
97	0.17	0.035	-1.049		0.60	0.177	mit m = -2,542
	0.33	0.088	-1.352		0.70	0.181	
81	0.13	0.041	-1.719		0.80	0.181	
	0.53	0.161	-1.953		0.90	0.181	
98	0.11	0.090	-5.564		1.00	0.181	
	0.22	0.135	-4.857				

dabei: $\xi'_1 = 0{,}181$

ζ_i und ξ_i nach Anlage 5.3.1

$\tan \delta = m \cdot \xi'_1 = 0{,}460$; $\delta = 24{,}71°$

Approximation für Druckzone, dichte Lagerung, Bruchzustand Z_B

runde und quadratische Platten

nach der Gleichung $\xi'_o = \xi'_1 \cdot (1 - e^{\frac{m \cdot \zeta}{1-\zeta}})$ (Anl. 5.3.4)

Versuch	ζ_i	ξ'_i	$\frac{1-\zeta_i}{\zeta_i} \ln(1-\xi'_i/\xi'_1)$	Versuch	ζ_i	ξ'_i	$\frac{1-\zeta_i}{\zeta_i} \ln(1-\xi'_i/\xi'_1)$
75	0.50	0.166	-2.490	98	0.11	0.097	-6.211
10	0.17	0.034	-1.016		0.22	0.146	-5.826
71	0.17	0.077	-2.705	94	0.10	0.055	-3.260
	0.33	0.096	-1.535		0.38	0.202	-3.514
11	0.14	0.048	-1.893	18	0.25	0.055	-1.087
	0.43	0.178	-5.435		0.50	0.206	-1.980
50	0.13	0.042	-1.767	16.1	0.20	0.076	-1.089
	0.25	0.151	-5.392		0.40	0.201	-3.304
67	0.25	0.056	-1.111		0.60	0.186	-1.660
12.1	0.10	0.045	-2.573	16.2	0.20	0.074	-2.103
	0.40	0.129	-1.871		0.40	0.149	-2.599
12.2	0.10	0.024	-1.280	84	0.20	0.093	-2.885
	0.40	0.150	-2.647		0.40	0.184	-6.150
59	0.10	0.025	-1.338	24	0.17	0.053	-1.692
	0.20	0.104	-3.419		0.33	0.089	-1.374
60	0.10	0.080	-5.25	20	0.14	0.069	-2.949
	0.40	0.194	-3.950		0.43	0.174	-4.312
76	0.25	0.092	-2.130	22	0.13	0.053	-2.319
	0.50	0.188	-3.253		0.38	0.144	-2.590
72	0.33	0.157	-4.102	85	0.20	0.117	-4.158
68	0.13	0.082	-4.038		0.40	0.181	-
31	0.33	0.126	-2.418	102	0.14	0.056	-1.901
33	0.22	0.086	-2.285	Anz. n=58	m = - 3,035 ± 1,428		
	0.44	0.147	-2.128				
34	0.17	0.056	-1.807				
	0.33	0.091	-1.419		0.10	0.052	
14	0.13	0.087	-4.385		0.20	0.096	
79	0.13	0.088	-4.456		0.30	0.132	
	0.27	0.145	-4.366		0.40	0.157	
35	0.11	0.081	-4.801		0.50	0.172	mit m = - 3,035
	0.33	0.166	-5.056		0.60	0.179	
	0.56	0.182	-4.085		0.70	0.181	
37	0.10	0.074	-4.731		0.80	0.181	
97	0.17	0.104	-4.173		0.90	0.181	
81	0.13	0.073	-3.456		1.00	0.181	
	0.53	0.192	-2.484				

dabei: $\xi'_1 = 0{,}181$

ζ_i und ξ_i nach Anlage 5.3.1

$\tan \delta = m \cdot \xi'_1 = 0{,}549$; $\delta = 28{,}78°$

Approximation für Druckzone, lockere Lagerung, Bruchzustand Z_B

runde und quadratische Platten

nach der Gleichung $\xi_o' = \xi_1' \cdot (1 - e^{\frac{m \cdot \zeta}{1-\zeta}})$ (Anl. 5.3.4)

Versuch	ζ_i	ξ_i'	$\frac{1-\zeta_i}{\zeta_i} \ln(1-\xi_i/\xi_1')$	Versuch	ζ_i	ξ_i'	$\frac{1-\zeta_i}{\zeta_i} \ln(1-\xi_i/\xi_1')$
73	0.17	0.034	-1.694	90	0.10	0.033	-3.013
51	0.50	0.091	-1.535		0.19	0.036	-1.584
13	0.40	0.085	-1.979	17	0.20	0.052	-2.379
54	0.10	0.018	-1.518		0.40	0.098	-2.795
	0.20	0.036	-1.486	83	0.20	0.076	-4.259
63	0.10	0.020	-1.703	25	0.50	0.139	-1.618
70	0.13	0.027	-1.773	21	0.43	0.114	-5.382
	0.25	0.051	-1.738	23	0.38	0.109	-4.581
	0.50	0.111	-3.144	86	0.20	0.088	-5.686
64	0.10	0.059	-6.395	101	0.14	0.065	-5.048
	0.40	0.092	-2.363	40	0.25	0.092	-4.727
32	0.22	0.055	-2.279	44	0.13	0.071	-6.337
6	0.17	0.040	-4.882	46	0.10	0.019	-1.610
15	0.40	0.092	-2.363		0.20	0.073	-3.970
80	0.27	0.052	-1.608	Anz. n=40	m = - 2,983 ± 1,755		
5	0.22	0.047	-1.842				
	0.44	0.099	-2.444		0.10	0.033	
7	0.22	0.043	-1.642		0.20	0.061	
36	0.38	0.130	-0.197		0.30	0.084	
89	0.22	0.100	-7.024		0.40	0.100	
	0.44	0.091	-1.953		0.50	0.110	
91	0.17	0.044	-2.329		0.60	0.115	mit m = - 2,983
82	0.13	0.049	-3.673		0.70	0.116	
	0.27	0.106	-6.627		0.80	0.116	
	0.53	0.130	-1.875		0.90	0.116	
93	0.22	0.050	-1.999		1.00	0.116	

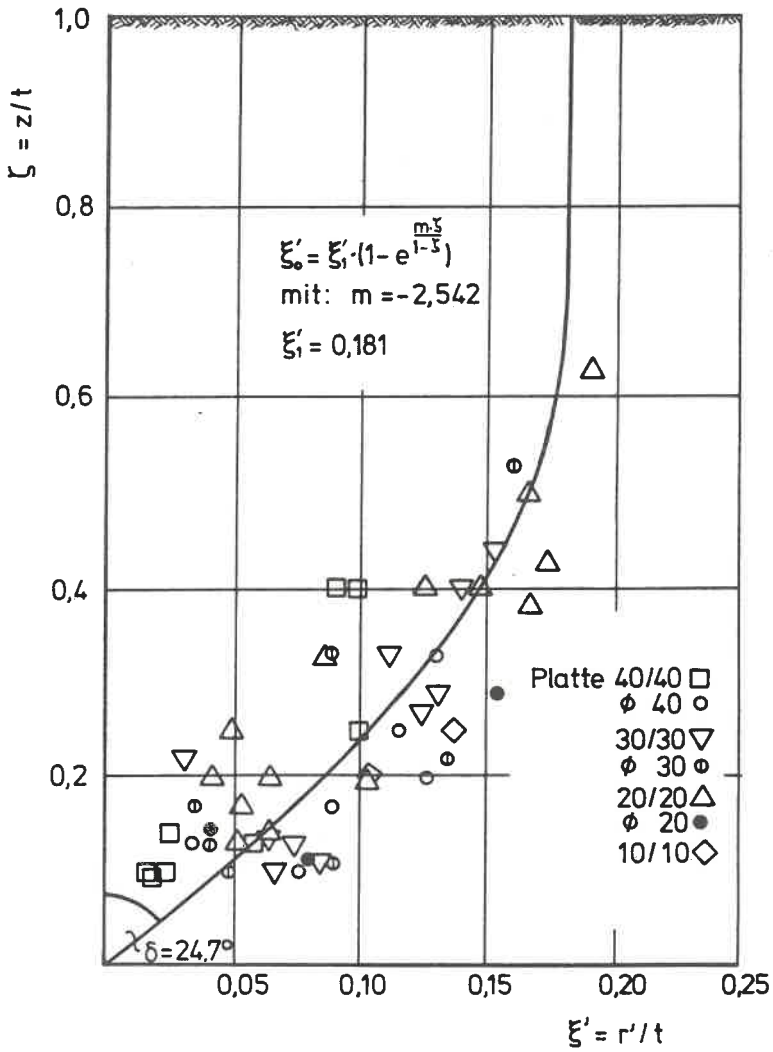
dabei: $\xi_1' = 0{,}116$

ζ_i und ξ_i nach Anlage 5.3.2

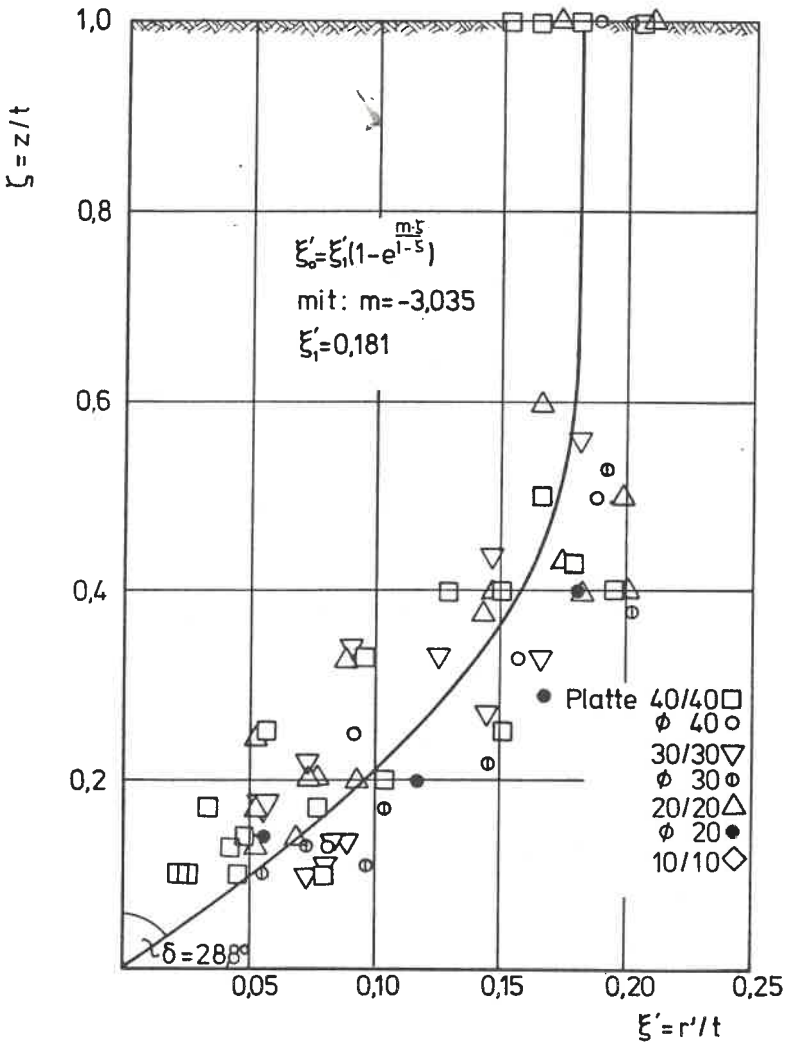
$\tan \delta = m \cdot \xi_1' = 0{,}346$; $\delta = 19{,}09^o$

Druckzone quadratischer und runder Platten

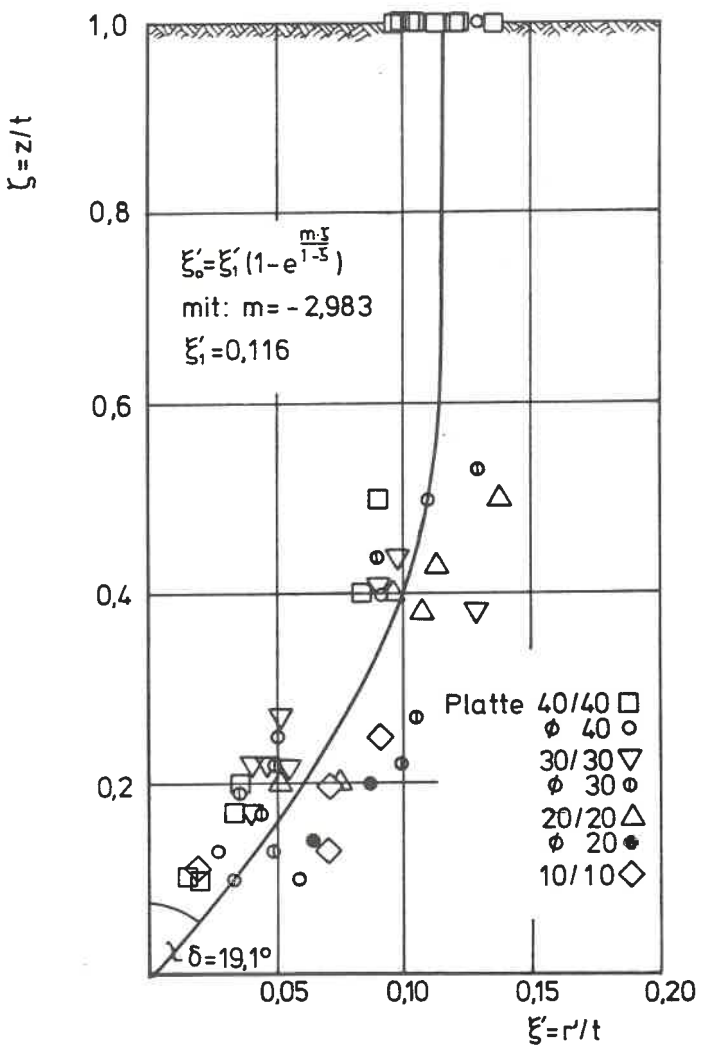
dichte Lagerung, Zustand 0,5 Z_B



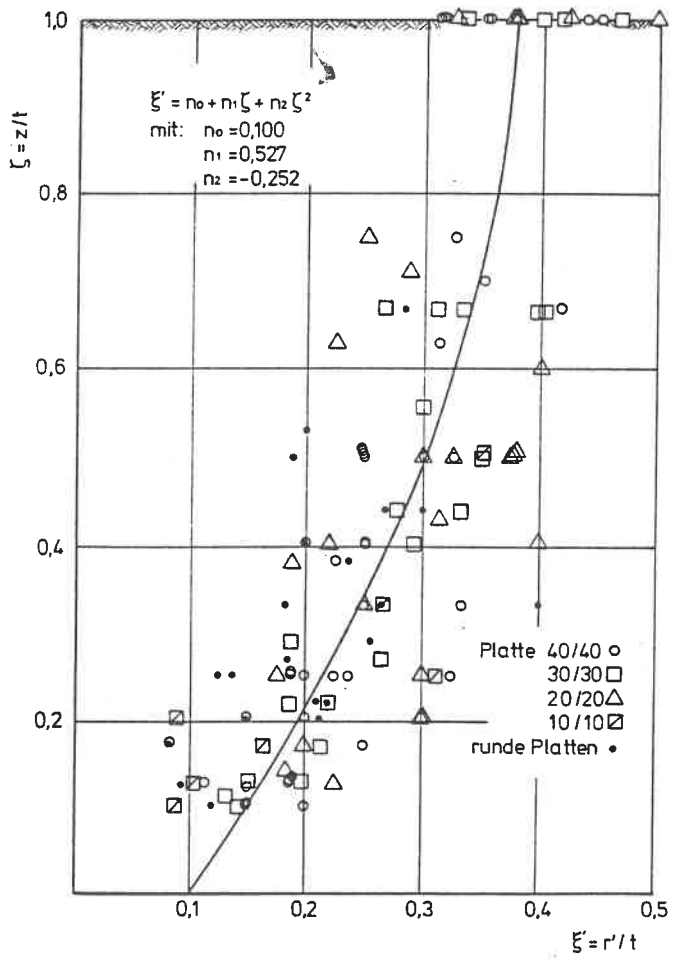
Druckzone quadratischer und runder Platten
dichte Lagerung, Bruchzustand Z_B



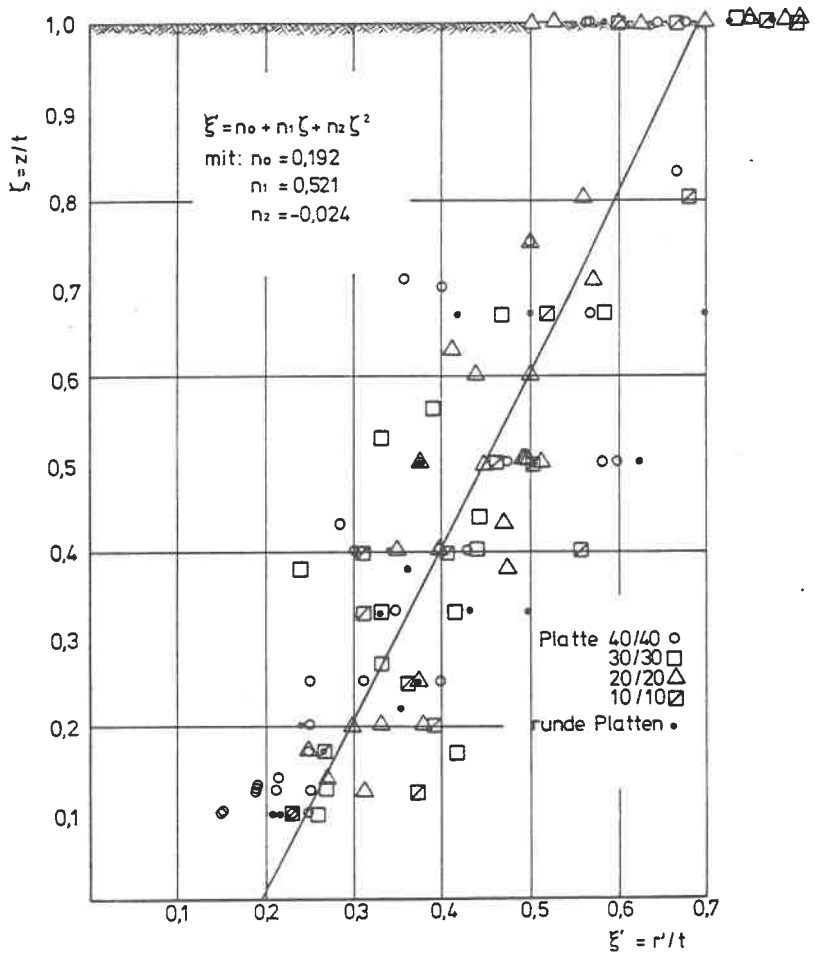
Druckzone quadratischer und runder Platten
lockere Lagerung, Bruchzustand Z_B



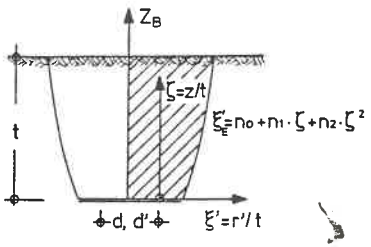
Entlastungzone runder und quadratischer Platten
dichte Lagerung



Entlastungszone runder und quadratischer Platten
lockere Lagerung



Ansatz: Volle Mitwirkung der Entlastungszone



$$r_E = \frac{d}{2} + r_E = \frac{d}{2} + t \cdot \xi'_E$$

$$= \frac{d}{2} + t\,(n_o + n_1 \cdot \zeta + n_2 \cdot \zeta^2)$$

$$z = \zeta \cdot t \quad ; \quad \lambda = t/d$$

$$dr = t \cdot d\,\xi' \quad ; \quad dz = t \cdot d\,\zeta$$

$$V = 2\pi \int_0^1 \int_0^{r_E} r \cdot dr \cdot dz$$

dimensionslose Grenzen

$$r = 0: \quad \frac{d}{2} + t \cdot \xi' = 0 \rightarrow \xi' = -\frac{d}{2t} = -\frac{1}{2\lambda}$$

$$r = r_E: \quad \frac{d}{2} + t\,(n_o + n_1 \cdot \zeta + n_2 \cdot \zeta^2) = \frac{d}{2} + t \cdot \xi'_E \rightarrow \xi'_E = n_o + n_1 \cdot \zeta + n_2 \cdot \zeta^2$$

$$V = 2\pi \int_0^1 \int_{-1/2\lambda}^{n_o + n_1 \cdot \zeta + n_2 \cdot \zeta^2} \left(\frac{d}{2} + t \cdot \xi'\right) \cdot t \cdot d\,\xi' \cdot t \cdot d\,\zeta = 2\pi \cdot t^3 \int_0^1 \int_{-1/2\lambda}^{n_o + n_1 \cdot \zeta + n_2 \cdot \zeta^2} \left(\frac{1}{2\lambda} + \xi'\right) \cdot d\,\xi' \cdot d\,\zeta$$

$$V = 2\pi \cdot t^3 \int_0^1 \left[\frac{1}{2\lambda}(n_o + n_1 \cdot \zeta + n_2 \cdot \zeta^2) + \frac{1}{2}(n_o + n_1 \cdot \zeta + n_2 \cdot \zeta^2)^2 - \frac{1}{2\lambda}\left(-\frac{1}{2\lambda}\right) + \frac{1}{2}\left(-\frac{1}{2\lambda}\right)^2\right] \cdot d\,\xi$$

$$V = 2\pi \cdot t^3 \left[\frac{1}{2}\left(\frac{1}{2\lambda}\right)^2 + \left(\frac{1}{2\lambda}\right)\left(n_o + \frac{1}{2} n_1 + \frac{1}{3} n_2\right) + \frac{1}{2}\left(n_o^2 + n_o \cdot n_1 + \frac{2}{3} n_o \cdot n_2 + \frac{1}{3} n_1^2 + \frac{1}{2} n_1 \cdot n_2 + \frac{1}{5} n_2^2\right)\right]$$

$$Z_B = \gamma_d \cdot V = 2\pi \cdot \gamma_d \cdot t^3 \left[\frac{1}{2}\left(\frac{1}{2\lambda}\right)^2 + \left(\frac{1}{2\lambda}\right)\left(n_o + \frac{n_1}{2} + \frac{n_2}{3}\right) + \frac{1}{2}\left(n_o^2 + n_o \cdot n_1 + \frac{2}{3} n_o \cdot n_2 + \frac{1}{3} n_1^2 + \frac{1}{2} n_1 \cdot n_2 + \frac{1}{5} n_2^2\right)\right]$$

$$N = \frac{\sigma_o}{\gamma_d d} = \frac{Z_B}{\gamma_d \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}$$

$$N = \lambda^3 \left[\frac{1}{\lambda^2} + \frac{4}{\lambda}\left(n_o + \frac{n_1}{2} + \frac{n_2}{3}\right) + \left(4 n_o^2 + 4 n_o \cdot n_1 + \frac{8}{3} n_o \cdot n_2 + \frac{4}{3} n_1^2 + 2 n_1 \cdot n_2 + \frac{4}{5} n_2^2\right)\right]$$

$$N = \lambda \left[1 + \lambda\left(4 n_o + 2 n_1 + \frac{4}{3} n_2\right) + \lambda^2\left(4 n_o^2 + 4 n_o \cdot n_1 + \frac{8}{3} n_o \cdot n_2 + \frac{4}{3} n_1^2 + 2 n_1 \cdot n_2 + \frac{4}{5} n_2^2\right)\right]$$

die Approximation der Meßwerte aufgrund dieser Gleichung erfolgte mittels Prozeßrechner, sie erbrachte die nachstehenden Parameter n_o, n_1 und n_2 für dichte und lockere Lagerung; daraus ist das Gewicht von Druck- und Entlastungszone abhängig von der Einbettungstiefe λ errechnet:

λ	dichte Lagerung			lockere Lagerung		
	aus Z_B $N = 3{,}28 \cdot \lambda^{2.29}$	Gew. d. Druckzone u. Entlastungszone $N = \lambda + 1{,}778\lambda^2 + 0{,}873\lambda^3$	$\frac{N_{ZB}}{N_{Entl.-Z.}}$	aus Z_B $N = 1{,}76 \cdot \lambda^{1.86}$	Gew. d. Druckzone u. Entlastungszone $N = \lambda + 0{,}750\lambda^2 + 0{,}339\lambda^3$	$\frac{N_{ZB}}{N_{Entl.-Z.}}$
1.0	3.28	3.65	0.90	1.76	2.09	0.84
1.5	8.31	8.45	0.98	3.74	4.33	0.86
2.0	16.07	16.10	1.00	6.38	7.71	0.83
2.5	26.81	27.25	0.98	9.66	12.48	0.77
3.0	40.73	42.57	0.96	13.54	18.90	0.72
3.5	58.02	62.71	0.93	18.03	27.22	0.66
Mittelwert / Standardabweichung			0.96 ± 0.04			0.78 ± 0.08

für dichte Lagerung: $n_o = 0{,}192$; $n_1 = 0{,}521$; $n_2 = -0{,}024$

$$N = \lambda\,[1 + 1{,}778\lambda + 0{,}873\lambda^2]$$

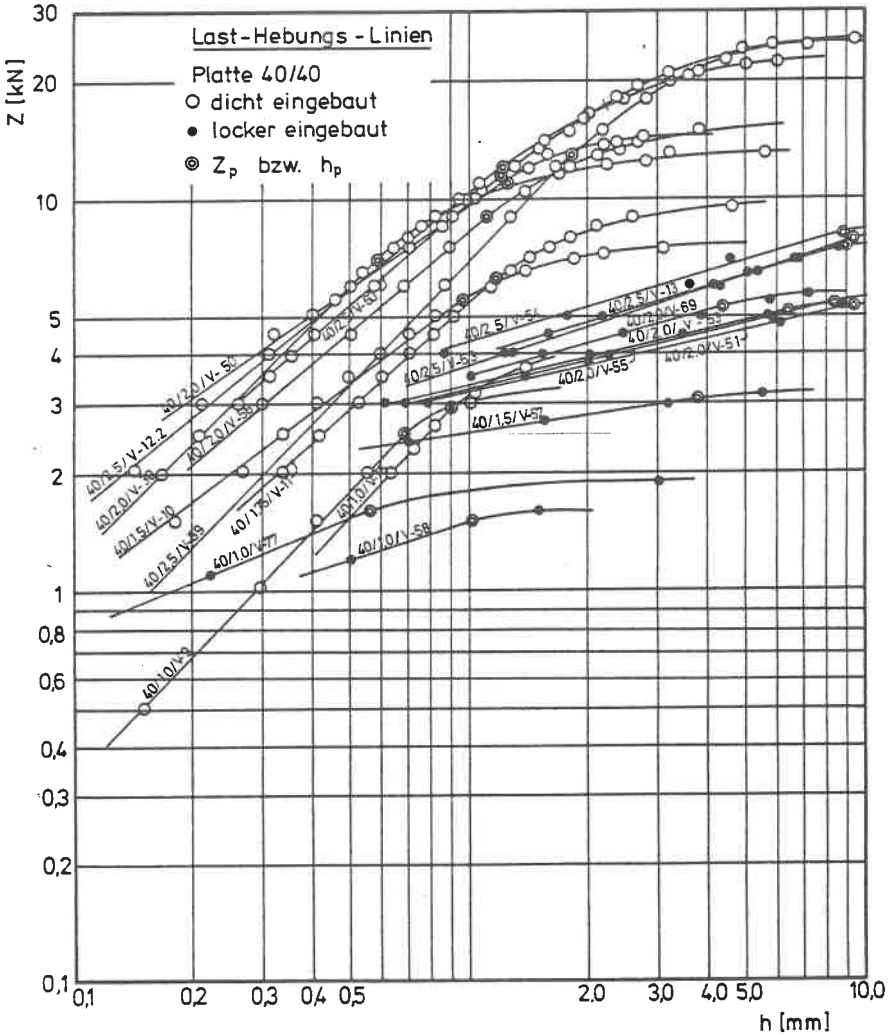
für lockere Lagerung: $n_o = 0{,}100$; $n_1 = 0{,}527$; $n_2 = -0{,}252$

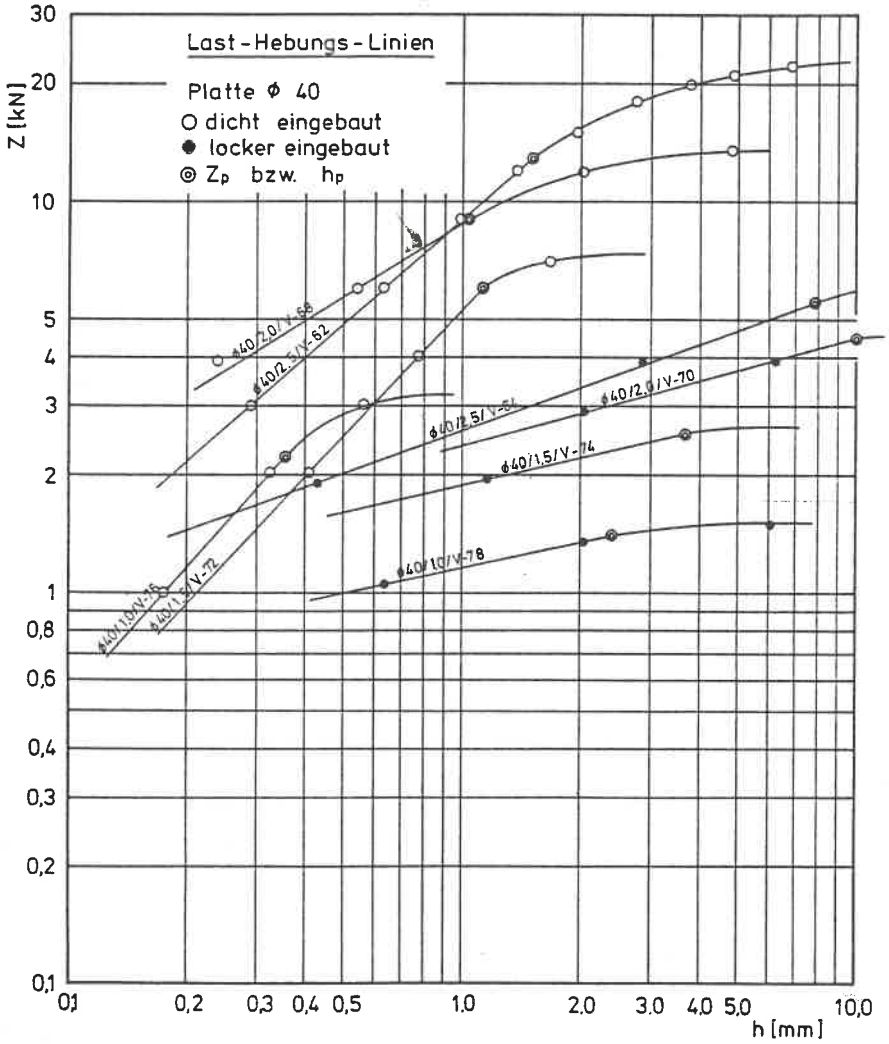
$$N = \lambda\,[1 + 0{,}750\lambda + 0{,}339\lambda^2]$$

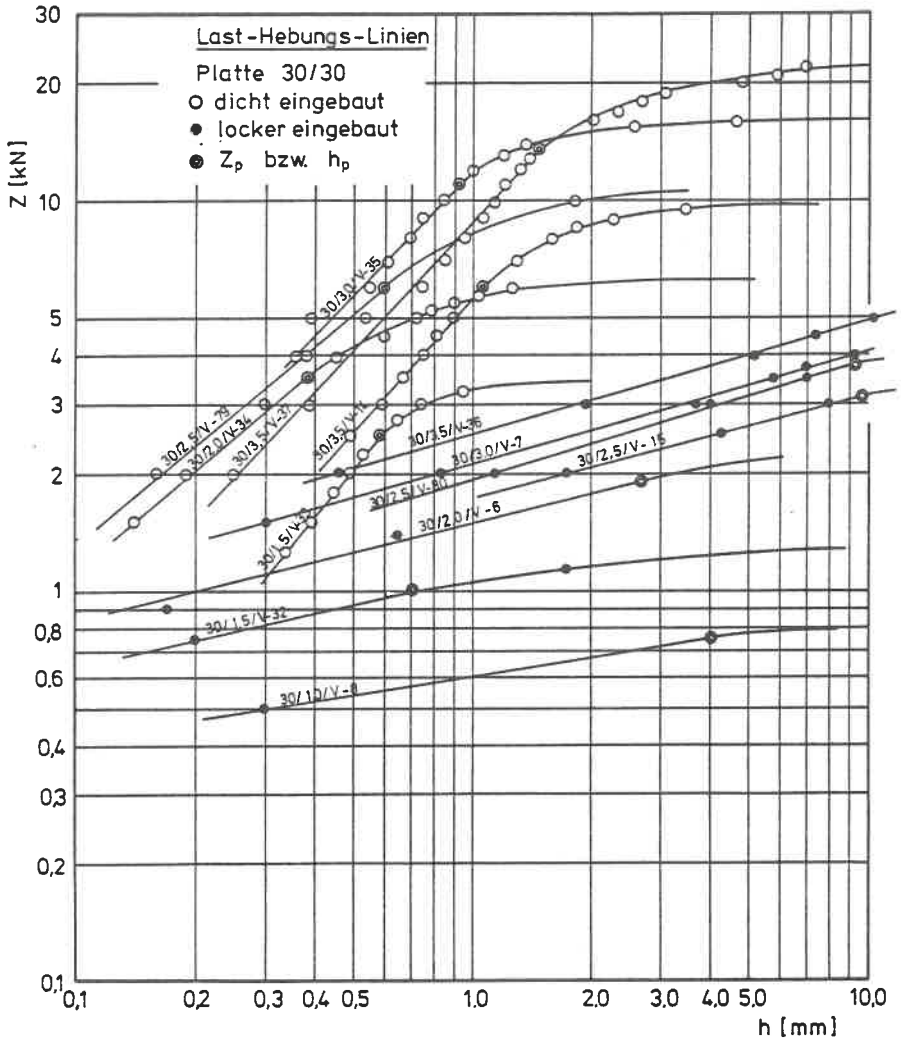
Normierte Bruch-Zugkräfte N_B (nach Abschnitt 4.4) und Gewicht der einzelnen Spannungsbereiche

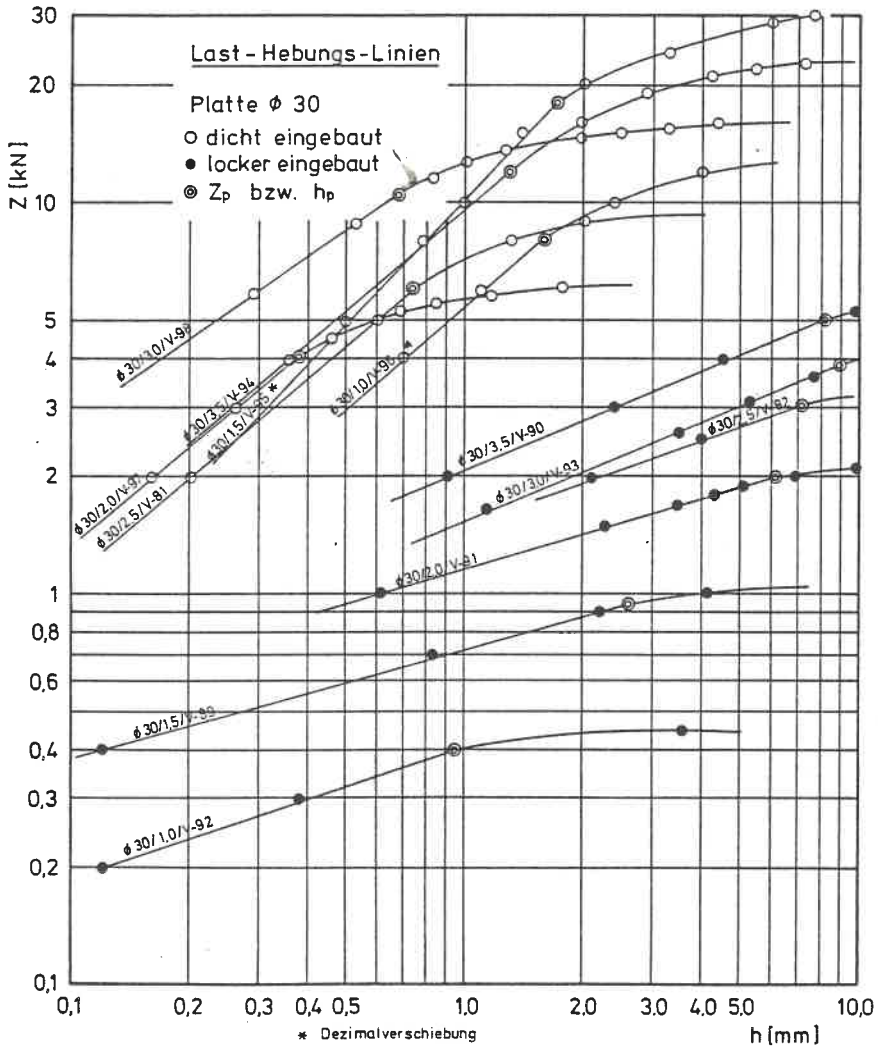
$\lambda =$ t/d	dichte Lagerung					lockere Lagerung		
	$N_B = 3{,}28 \cdot \lambda^{-2{,}29}$ (aus Z_B)	* N = $\lambda + 1{,}78\lambda^2 + 0{,}87\lambda^3$ Druck-u. Entl.-Z	N= $\lambda + 0{,}58\lambda^2 + 0{,}10\lambda^3$ Druckz.(innen)	N= $\lambda + 0{,}79\lambda^2 + 0{,}19\lambda^3$ Druckz.(mitte)	N= $\lambda + 1{,}03\lambda^2 + 0{,}37\lambda^3$ Druckz.(außen)	$N_B = 1{,}76\,\lambda^{-1{,}86}$ (aus Z_B)	* N= $\lambda + 0{,}75\lambda^2 + 0{,}34\lambda^3$ Druck-u.Entl.-Z	N= $\lambda + 0{,}38\lambda^2 + 0{,}04\lambda^3$ Druckzone
1.0	3.28	3.65	1.66	1.95	2.34	1.76	2.09	1.40
1.5	8.31	8.45	3.09	3.85	4.91	3.74	4.33	2.45
2.0	16.07	16.10	5.00	6.56	8.76	6.38	7.71	3.76
2.5	26.81	27.25	7.47	10.22	14.16	9.66	12.48	5.38
3.0	40.73	42.57	10.56	14.97	21.36	13.54	18.90	7.32
3.5	58.02	62.71	14.34	20.96	30.63	18.03	27.22	9.63

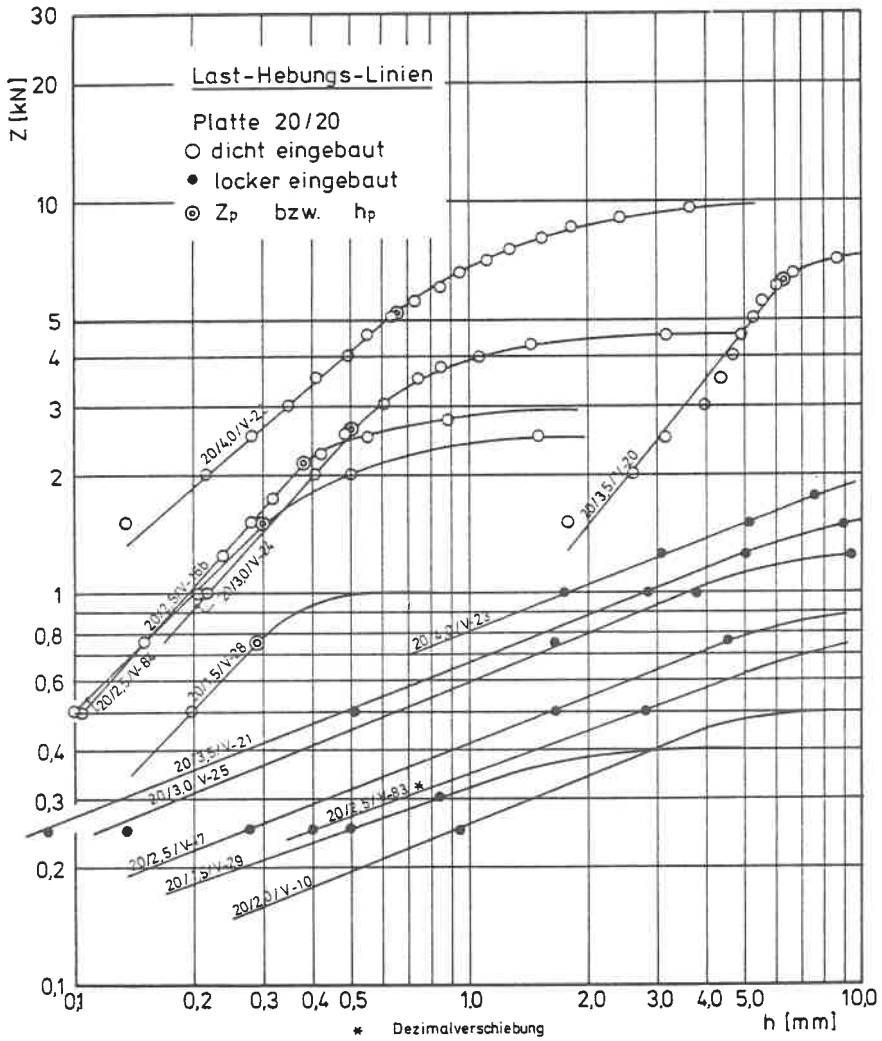
* aus Anlage 5.3.14



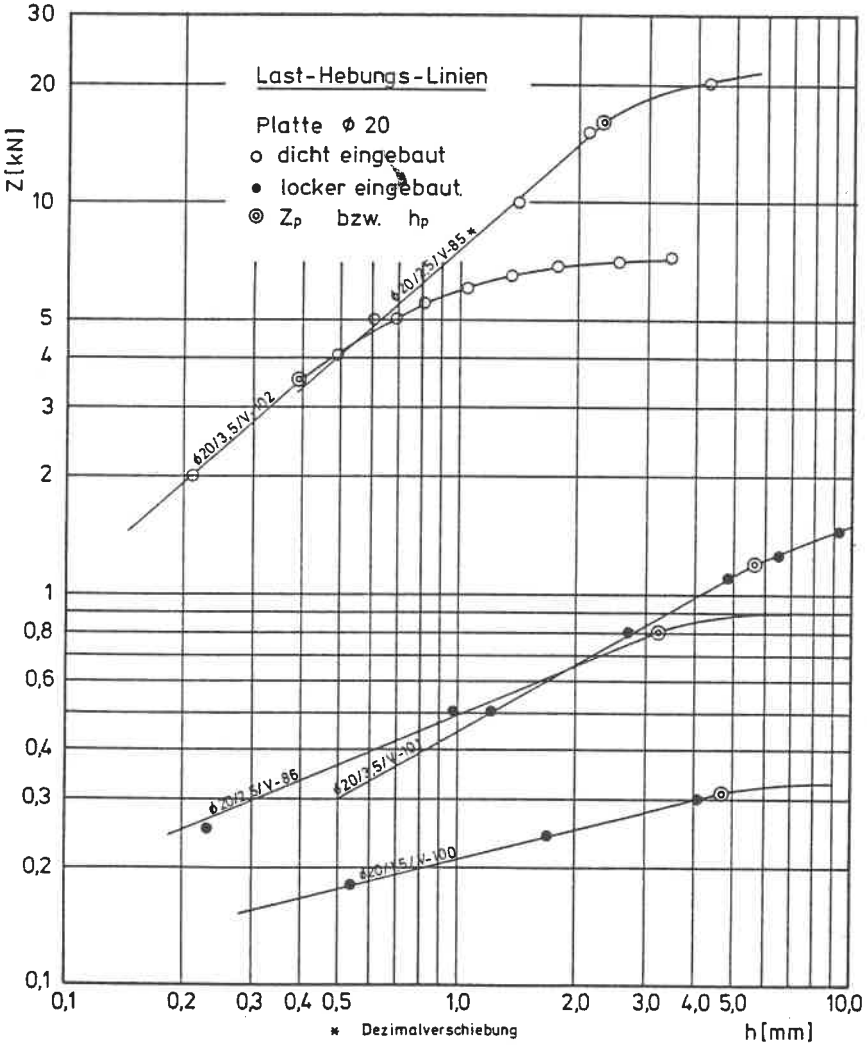

Last-Hebungs-Linien
Platte Φ 40
O dicht eingebaut
● locker eingebaut
◎ Zp bzw. hp
Z [kN]
h [mm]
Φ40/2,0/V-68
Φ40/2,5/V-62
Φ40/2,5/V-64
Φ40/2,0/V-70
Φ40/1,5/V-74
Φ40/1,0/V-78
Φ40/1,0/V-76
Φ40/1,5/V-72


Last-Hebungs-Linien
Platte 30/30
O dicht eingebaut
● locker eingebaut
◎ Zp bzw. hp
Z [kN]
h [mm]
30/3,0/V-35
30/2,5/V-39
30/2,0/V-34
30/3,5/V-37
30/3,5/V-14
30/3,5/V-36
30/3,0/V-7
30/2,5/V-40
30/2,5/V-15
30/2,0/V-6
30/1,5/V-32
30/1,0/V-8

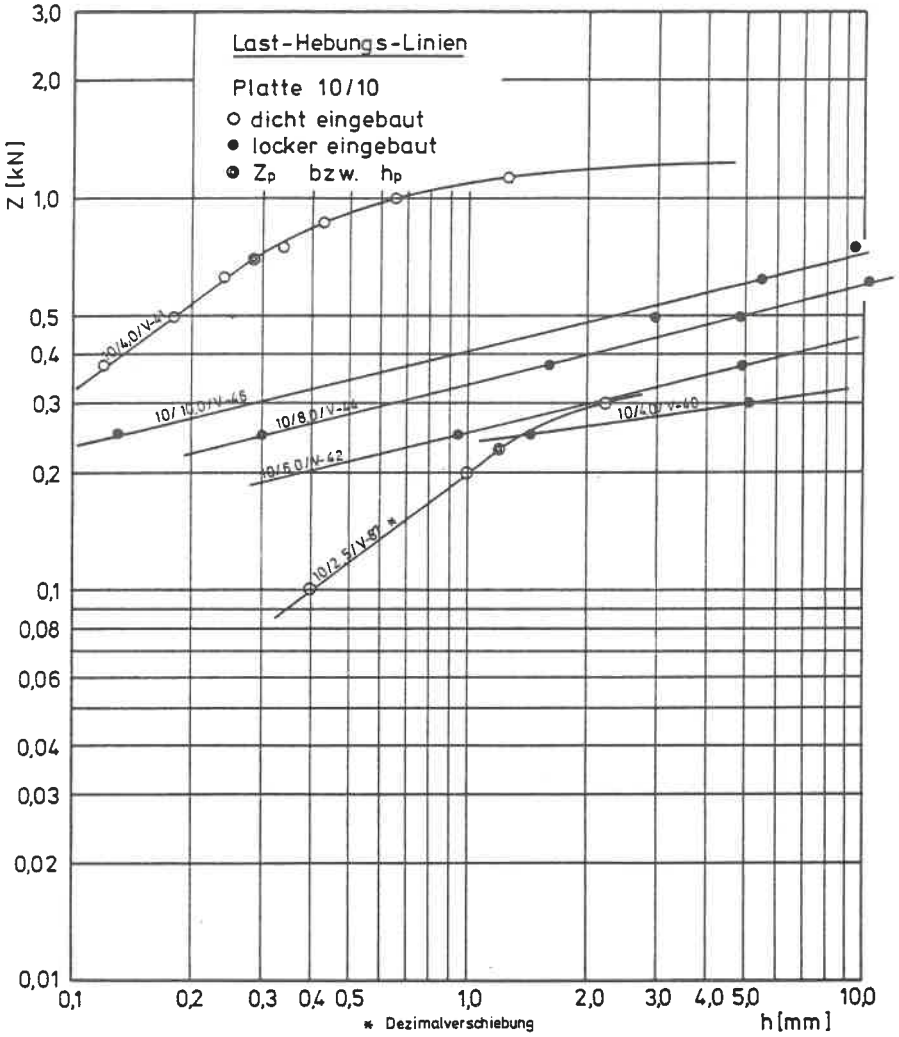

Last-Hebungs-Linien
Platte ϕ 30
o dicht eingebaut
• locker eingebaut
⊙ Zp bzw. hp
Z [kN]
h [mm]
* Dezimalverschiebung
ϕ 30/3,0/V-95
ϕ 30/3,5/V-94
ϕ 30/1,5/V-96 *
ϕ 30/1,0/V-95
ϕ 30/2,0/V-97
ϕ 30/2,5/V-81
ϕ 30/3,5/V-90
ϕ 30/3,0/V-93
ϕ 30/2,5/V-82
ϕ 30/2,0/V-91
ϕ 30/1,5/V-99
ϕ 30/1,0/V-92


Last-Hebungs-Linien
Platte 20/20
O dicht eingebaut
• locker eingebaut
⊙ Zp bzw. hp
Z [kN]
h [mm]
* Dezimalverschiebung
20/4,0/V-2
20/3,5/V-20
20/3,0/V-24
20/2,5/V-26
20/2,5/V-8
20/1,5/V-28
20/2,2/V-23
20/3,5/V-21
20/3,0/V-25
20/2,5/V-83 *
20/2,5/V-7
20/1,5/V-29
20/2,0/V-10

Anl. 5.4.6



Anl. 5.4.7



Ermittlung der Proportionalitätsgrenze Z_P

aus den Auftragungen **Anl. 5.4.1 bis 5.4.7**

Vers.	Platte	Lag.	t / b	Progr. Nr.	$\lambda = t/d$ $\lambda' = t/d'$	N_B = * $Z_B / F \cdot \gamma_d \cdot d$	Z_P [kN]	N_P = $Z_P / F \cdot \gamma_d \cdot d$	N_P / N_B *
9	40/40	dicht	1.0	1	0.89	2.51	2.50	1.95	0.78
75				2			2.90	2.26	0.90
10			1.5	3	1.33	6.30	5.50	4.28	0.68
11			1.75	5	1.55	8.95	6.15	4.79	0.54
50			2.0	6	1.77	12.13	11.00	8.56	0.71
30				-			7.00	5.45	0.45
56				-			9.00	7.01	0.58
12.2	F=0,16 d'=0,451		2.5	9	2.22	20.37	12.00	9.34	0.46
59				10			13.00	10.12	0.50
60				11			11.50	8.95	0.44
77	40/40	locker	1.0	12	0.89	1.42	1.60	1.42	1.00
58				-			1.50	1.33	0.84
57			1.5	-	1.33	2.99	3.10	2.75	0.92
51			2.0	14	1.77	5.09	5.30	4.71	0.92
53				-			5.20	4.62	0.91
55				-			5.40	4.80	0.94
69				-			5.30	4.71	0.92
13	F=0,16 d'=0,451		2.5	15	2.22	7.76	7.50	6.66	0.86
54				16			8.00	7.11	0.92
63				17			7.80	6.93	0.89
76	Φ 40	dicht	|	18	1.00	3.28	2.20	2.45	0.75
72	F=0,126			19	1.50	8.30	6.00	6.69	0.81
68				20	2.00	16.04	9.00	10.03	0.63
62				21	2.50	26.74	13.00	14.49	0.54
78	Φ 40	locker	|	-	1.00	1.76	1.40	1.78	(1.01)
74	F=0,126			22	1.50	3.74	2.50	3.18	0.85
70				23	2.00	6.39	4.40	5.60	0.88
64				24	2.50	9.68	5.50	7.00	0.72
33	30/30	dicht	1.5	26	1.33	6.30	2.50	4.60	0.73
34			2.0	27	1.77	12.13	3.50	6.44	0.53
14			2.5	28	2.22	20.37	6.00	11.05	0.54
79				29			6.00	11.05	0.54
35	F=0,09 d'=0,339		3.0	30	2.66	30.82	11.00	20.25	0.66
37			3.5	31	3.10	43.76	13.50	24.86	0.57
8	30/30	locker	1.0	-	0.89	1.42	0.75	1.58	(1.11)
32			1.5	32	1.33	2.99	1.00	2.10	0.70
6			2.0	33	1.77	5.09	1.90	3.99	0.78
16			2.5	34	2.22	7.76	3.25	6.83	0.88
80				35			3.80	(7.98)	(1.03)
7	F=0,09 d'=0,339		3.0	37	2.66	10.86	4.50	9.45	0.87
36			3.5	38	3.10	14.44	5.50	11.56	0.80
96	Φ 30	dicht	|	-	1.00	3.28	0.80	2.11	0.64
95	F=0,071			39	1.50	8.30	1.80	4.75	0.57
97				40	2.00	16.04	4.00	10.55	0.66
81				41	2.50	26.74	6.00	15.83	0.59
98				42	3.00	40.60	10.50	(27.69)	(0.68)
94				43	3.50	57.78	12.00	31.65	0.55
92	Φ 30	locker	|	-	1.00	1.76	0.40	1.20	0.68
89	F=0,071			44	1.50	3.74	0.94	2.83	0.76
91				45	2.00	6.39	2.00	6.02	0.94
82				46	2.50	9.69	3.05	9.18	0.95
93				47	3.00	13.58	3.80	11.44	0.84
90				48	3.50	18.09	5.00	15.05	0.83

* abgeglichene Meßwerte gem. **Abb. 5.1.7**

Fortsetzung von Anl. 5.4.8

Vers.	Platte	Lag.	t/b	Progr. Nr.	$\lambda = t/d$ $\lambda = t/d'$	N_B = * $Z_B / F \cdot \gamma_d \cdot d$	Z_P [kN]	N_B = $Z_P / F \cdot \gamma_d \cdot d$	N_P / N_B *
28	20/20	dicht	1.5	-	1.33	6.30	0.75	4.66	0.74
16.2			2.5	51	2.22	20.37	2.15	13.36	0.66
84				52			1.50	9.32	0.46
24	F=0.04 d'=0,226		3.0	53	2.66	30.82	2.60	16.16	0.52
20			3.5	54	3.10	43.76	6.30	(39.15)	(0.89)
22			4.0	55	3.54	59.31	5.20	32.32	0.54
29	20/20	locker	1.5	-	1.33	2.99	0.35	2.48	0.83
19			2.0	-	1.77	5.09	0.46	3.26	0.64
17			2.5	56	2.22	7.76	0.80	5.67	0.73
83				57			0.60	4.26	0.55
25	F=0,04 d'=0,226		3.0	58	2.66	10.86	1.10	7.80	0.72
21			3.5	59	3.10	14.44	1.25	8.86	0.61
23			4.0	60	3.54	18.48	1.85	13.12	0.71
85	Φ 20	dicht	|	62	2.50	26.74	1.60	14.50	0.54
102				63	3.50	57.78	3.50	31.71	0.55
100	F=0,031	locker	|	64	1.50	3.74	0.31	3.21	0.86
86				65	2.50	9.68	0.80	8.27	0.85
101				66	3.50	18.09	1.20	12.41	0.69
87	10/10	dicht	2.5	68	2.22	20.37	0.23	11.43	0.56
41	F=0,01 d'=0,113		4.0	69	3.54	59.31	0.70	34.80	0.59

* abgeglichene Meßwerte gem. **Abb. 5.1.7**

$N_B = 3{,}28 \cdot \lambda^{2{,}29}$ dichte Lagerung

$N_B = 1{,}76 \cdot \lambda^{1{,}86}$ lockere Lagerung

Mittelwerte für $N_P / N_B = 0{,}60 \pm 0{,}11$ dichte Lagerung

$N_P / N_B = 0{,}82 \pm 0{,}11$ lockere Lagerung

Belastung im quasi-elastischen Bereich

dichte Lagerung

Platte	t	d'	t/b	t/d t/d'	F	Zp ** (kN)	aus Vers. Nr.	Np= Zp/F·γd	abgegl. W. Np *	NB*/Np*
40/40	40	45.1	1.0	0.89	1600	2.70	9/75	2.10	1.82	1.38
	60		1.5	1.33		5.50	10	4.28	4.18	1.51
	70		1.75	1.55		6.15	11	4.79	5.74	1.56
	80		2.0	1.77		9.00	50/30/56	7.01	7.55	1.61
	100		2.5	2.22		12.17	12.2/59/60	9.47	12.07	1.69
30/30	45	33.9	1.5	1.33	900	2.50	33	4.60	4.18	1.51
	60		2.0	1.77		3.50	34	6.44	7.95	1.61
	75		2.5	2.22		6.00	14/79	11.05	12.07	1.69
	90		3.0	2.66		11.00	35	20.25	17.55	1.76
	105		3.5	3.10		13.50	37	24.86	24.09	1.82
20/20	30	22.6	1.5	1.33	400	0.75	28	4.66	4.18	1.51
	50		2.5	2.22		1.83	16.2/84	11.37	12.07	1.69
	60		3.0	2.66		2.60	24	16.16	17.55	1.76
	80		4.0	3.54		5.20	22	32.32	31.71	1.87
10/10	25	11.3	2.5	2.22	100	0.23	87	11.43	12.07	1.69
	40		4.0	3.54		0.70	41	34.80	31.71	1.87
ϕ 40	40			1.00	1260	2.20	76	2.45	2.31	1.42
	60			1.50		6.00	72	6.69	5.36	1.55
	80			2.00		9.00	68	10.03	9.72	1.65
	100			2.50		13.00	62	14.49	15.43	1.73
ϕ 30	30			1.00	710	0.80	96	2.11	2.31	1.42
	45			1.50		1.80	95	4.75	5.36	1.55
	60			2.00		4.00	97	10.55	9.72	1.65
	75			2.50		6.00	81	15.83	15.43	1.73
	105			3.50		12.00	94	31.65	30.98	1.87
ϕ 20	50			2.50	310	1.60	85	14.50	15.43	1.73
	70			3.50		3.50	102	31.71	30.98	1.87

* abgeglichene Werte ** Mittelwert aus den angegebenen Versuchen

$$\boxed{N_P = 2{,}31 \cdot \lambda^{2{,}07}}$$

$$\eta = \frac{N_B}{N_P}^{*} = \frac{3{,}28 \cdot \lambda^{2{,}29}}{2{,}31 \cdot \lambda^{2{,}07}} = 1{,}42 \cdot \lambda^{0{,}22}$$

λ	η
0,5	1,22
1,0	1,42
1,5	1,55
2,0	1,65
2,5	1,74
3,0	1,81
3,5	1,87

Belastung im quasi-elastischen Bereich

lockere Lagerung

Platte	t	d'	t/b	t/d t/d'	F	Zp** (kN)	aus Vers. Nr.	Np= Zp/F·γd	abgegl. W. Np *	NB*/Np*
40/40	40	45.1	1.00	0.89	1600	1.55	77/58	1.38	1.29	1.10
	60		1.50	1.33		3.10	57	2.75	2.57	1.16
	80		2.00	1.77		5.30	51/53/55/69	4.71	4.20	1.21
	100		2.50	2.22		7.77	13/54/63	6.90	6.19	1.25
30/30	30	33.9	1.00	0.89	900	0.75	8	1.58	1.29	1.10
	45		1.50	1.33		1.00	32	2.10	2.57	1.16
	60		2.00	1.77		1.90	6	3.99	4.20	1.21
	75		2.50	2.22		3.25	15	6.83	6.19	1.25
	90		3.00	2.66		4.50	7	9.45	8.44	1.29
	105		3.50	3.10		5.50	36	11.56	10.97	1.32
20/20	30	22.6	1.50	1.33	400	0.35	29	2.48	2.57	1.16
	40		2.00	1.77		0.46	19	3.26	4.20	1.21
	50		2.50	2.22		0.70	17/83	4.96	6.19	1.25
	60		3.00	2.66		1.10	25	7.80	8.44	1.29
	70		3.50	3.10		1.25	21	8.86	10.97	1.32
	80		4.00	3.54		1.85	23	13.12	13.77	1.34
ϕ 40	40			1.00	1260	1.40	78	1.78	1.58	1.11
	60			1.50		2.50	74	3.18	3.16	1.18
	80			2.00		4.40	70	5.60	5.18	1.23
	100			2.50		5.50	64	7.00	7.59	1.28
ϕ 30	30			1.00	710	0.40	92	1.20	1.58	1.11
	45			1.50		0.94	89	2.83	3.16	1.18
	60			2.00		2.00	91	6.02	5.18	1.23
	75			2.50		3.05	82	9.18	7.59	1.28
	90			3.00		3.80	93	11.44	10.37	1.31
	105			3.50		5.00	90	15.05	13.51	1.34
ϕ 20	30			1.50	310	0.31	100	3.21	3.16	1.18
	50			2.50		0.80	86	8.27	7.59	1.28
	70			3.50		1.20	101	12.41	13.51	1.34

* abgeglichene Werte ** Mittelwert aus den angegebenen Versuchen

$$\boxed{N_P = 1{,}58 \cdot \lambda^{1{,}71}}$$

$$\eta = \frac{N_B}{N_P}^{*} = \frac{1{,}76 \cdot \lambda^{1{,}86}}{1{,}58 \cdot \lambda^{1{,}71}} = 1{,}11 \cdot \lambda^{0{,}15}$$

λ	η
0,5	1,00
1,0	1,11
1,5	1,18
2,0	1,23
2,5	1,27
3,0	1,31
3,5	1,34

Plattenhebung unter Zugkraft Z_P

Vers.	Platte	λ	Lag.	h_p (mm)	$h_p = n \cdot \lambda$ (mm) wobei: $n = \Sigma \lambda \cdot h_p / \Sigma \lambda^2$ *	n/d	$\frac{n}{d} = v + w \cdot d$ **
28 16.2 24 22	20/20	1.33 2.22 2.66 3.55	dicht gelagert	0.29 0.38 0.50 0.65	$\Sigma \lambda \cdot h_p$ = 4,867 $\Sigma \lambda^2$ = 26,575 n = 0,185	0.00820	
33 14 79 35 37	30/30	1.33 2.22 2.22 2.66 3.10		0.54 1.07 0.60 } 0,84 0.92 1.45	$\Sigma \lambda \cdot h_p$ = 11,386 $\Sigma \lambda^2$ = 28,311 n = 0,402	0.01188	r^2 = 0,992 v = 19,84·10⁻⁴ w = 2,827·10⁻⁴
9 10 11 50 56 12.2 59 60	40/40	0.89 1.33 1.55 1.77 1.77 2.22 2.22 2.22		0.69 0.96 1.17 1.24 1.10 } 1,17 1.21 1.80 } 1,40 1.20	$\Sigma \lambda \cdot h_p$ = 17,108 $\Sigma \lambda^2$ = 26,015 n = 0,658	0.01458	
29 19 25 21 23	20/20	1.33 1.77 2.66 3.10 3.55	locker gelagert	1.35 4.10 4.40 5.05 8.65	$\Sigma \lambda \cdot h_p$ = 66,853 $\Sigma \lambda^2$ = 34,190 n = 1,955	0.08662	r^2 = 0,998 v = 694,34·10⁻⁴ w = 7,739·10⁻⁴
89 91 82 93	ϕ 30	1.50 2.00 2.50 3.00		2.60 6.20 7.17 8.82	$\Sigma \lambda \cdot h_p$ = 60,025 $\Sigma \lambda^2$ = 21,500 n = 2,792	0.09307	
73 51 55 63	40/40	1.33 1.77 1.77 2.22		5.50 9.38 8.40 } 8,89 9.80	$\Sigma \lambda \cdot h_p$ = 60,968 $\Sigma \lambda^2$ = 12,963 n = 4,705	0.10423	

Werte h_p den Last-Hebungs-Linien (**Anl. 5.4.1; 5.4.3; 5.4.4 und 5.4.5**) entnommen

* lineare Approximation nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate durch den Koordinaten - Nullpunkt

** lineare Approximation nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate

$$h_p = n \cdot \lambda = (v \cdot d + w \cdot d^2) \cdot \lambda \qquad \text{(mm)}$$

Randbedingungen $h_p = 0$ für $d = o$ und $\lambda = o$ erfüllt.

Hebung der Ankerplatte unter Zugkraft Z_P

nach Approximation

h_p (mm) $= (v.d + w.d^2).\lambda$ wobei d bzw. d' (cm)

$$N_P = \frac{4 \cdot Z_P}{\pi \cdot \gamma_d \cdot d^3} \quad ; \quad Z_P = N_P \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \gamma_d \cdot d$$

d	dichte Lagerung						lockere Lagerung					
	$\lambda=1$		$\lambda=2$		$\lambda=3$		$\lambda=1$		$\lambda=2$		$\lambda=3$	
cm	h_p mm	Z_p kN	h_p mm	Z_p kN	h_p mm	Z_p kN	h_p mm	Z_p kN	h_p mm	Z_p kN	h_p mm	Z_p kN
10	0.048	0.03	0.096	0.14	0.144	0.31	0.772	0.02	1.543	0.06	2.315	0.13
20	0.153	0.25	0.306	1.08	0.458	2.51	1.698	0.15	3.396	0.51	5.095	1.01
30	0.314	0.87	0.628	3.66	0.942	8.47	2.780	0.52	5.559	1.71	8.339	3.42
40	0.532	2.07	1.063	8.68	1.595	20.09	4.016	1.24	8.031	4.05	12.047	8.11

nach **Anl. 5.4.12** für dichte Lagerung: $v = 19{,}84.10^{-4}$, $w = 2{,}827.10^{-4}$

für lockere Lagerung: $v = 694{,}34.10^{-4}$, $w = 7{,}739.10^{-4}$

} für h_P

nach **Abb. 5.4.3** für dichte Lagerung: $N_P = 2{,}31 \cdot \lambda^{2{,}07}$

$Z_P = 3{,}229.d^3.\lambda^{2{,}07}$

für lockere Lagerung: $N_P = 1{,}58 \cdot \lambda^{1{,}71}$

$Z_P = 1{,}936.d^3.\lambda^{1{,}71}$

Durchbiegung der Ankerplatte

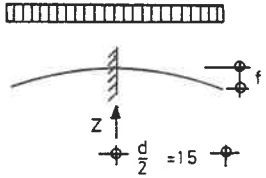
Messung für Platte 3o/3o (Vers. 35), Z_B = 16,4 kN, t = 9o cm, Boden dicht gelagert, Ankerlänge l = 12o cm, Ankerdurchmesser ϕ = 2 cm.

Z (kN)	Z/Z_B	Ankerh. h_A (mm)	Δh_A (mm)	Plattenh. h_A'	Hebung Plattenk. h_{kl}	h_{kr}	$h_{km}=\frac{h_{kl}+h_{kr}}{2}$	Durchbieg. $\delta=h_A'-h_{km}$
10.50	0.64	0.880	0.207	0.673	0.020	0.110	0.065	0.608
11.00	0.67	0.920	0.217	0.703	0.020	0.110	0.065	0.638
12.00	0.73	1.095	0.236	0.859	0.340	0.330	0.335	0.524
12.50	0.76	1.175	0.246	0.929	0.340	0.330	0.335	0.594
13.00	0.79	1.300	0.256	1.044	0.340	0.460	0.400	0.644
14.00	0.85	1.455	0.276	1.179	0.390	0.540	0.465	0.714
14.50	0.88	1.565	0.286	1.279	0.390	0.580	0.485	0.794
16.00	0.98	4.670	0.315	4.355	3.420	3.670	3.545	0.810

dabei: $\Delta h_A = \frac{4 \cdot Z}{\pi \cdot \phi^2} \cdot \frac{l}{E} = \frac{Z \cdot 12oo}{\pi \cdot 2,1 \cdot 1o^6} = 19,7 \cdot 1o^{-5} \cdot Z$ (elastische Verformung)

Rechnung mit einfachen Annahmen (einachsige Durchbiegung wegen Schneidenlagerung)

$\sigma_o = \frac{Z}{d} = \frac{Z}{30}$



$$f = \frac{1}{8} \cdot \frac{\sigma_o (d/2)^4}{E \cdot I} = \frac{1}{8} \cdot \frac{Z \cdot 15^4}{3o \cdot 2,1 \cdot 1o^4 \cdot 2,5} =$$

$$= 4o,18 \cdot Z \cdot 1o^{-3} \text{ (mm)}$$

wobei: $E = 2,1 \cdot 1o^4$ kN/cm²

$I = 3o \cdot 1^3 / 12 = 2,5$ cm⁴

Z	10.50	11.00	12.00	12.50	13.00	14.00	14.50	16.00	kN
cal.f	0.422	0.442	0.482	0.502	0.522	0.563	0.583	0.643	mm
Abw.Δ	0.186	0.196	0.042	0.092	0.122	0.151	0.211	0.167	mm

Größenordnung der Durchbiegung ist bestätigt, Abweichung Δ nicht systematisch

Gegenüberstellung der Bruch-Zugkräfte Z_B für einfache und verstärkte Platte

Platte 4o/4o, t = 8o cm

dicht, einfache Platte		dicht, verst. Platte		locker, einfache Pl.		locker, verst. Platte	
Vers.	Z_B (kN)	Vers.	Z_B (kN)	Vers.	Z_B (kN)	Vers.	Z_B (kN)
56	15.20	113	15.20	69	6.10	49	5.80
114	14.50	48	14.40	55	5.80		
50	14.50			2	5.60		
52	14.50			51	5.60		
67	15.90			53	5.70		
MW.	14.92	MW.	14.80	MW	5.76	MW	5.80

Vergleich der Bruch-Zugkraft Z_B mit Versuchsergebnissen anderer Autoren

Beurteilung auf der Grundlage etwa gleicher Bodenverhältnisse; eigene Versuche durchgeführt mit

locker gelagertem Sand: φ = 3o,5°; γ_d = 15,6 kN/m³

dicht gelagertem Sand: φ = 36,6°; γ_d = 17,8 kN/m³

Vergleich auf der Basis: $N_B = \frac{Z_B}{A_{Pl} \cdot \gamma_d \cdot d'}$ mit $d' = \sqrt{4 \cdot A_{Pl} / \pi}$

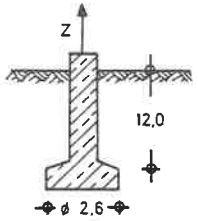
Nach eigenen Versuchen:

$\lambda = t/d$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
dicht gel. $N_B=3,28 \cdot \lambda^{2,29}$	0.67	3.28	8.30	16.04	26.74	40.60	78.45	130.77
lock. gel. $N_B=1,76 \cdot \lambda^{1,86}$	0.48	1.76	3.74	6.39	9.68	13.58	23.19	35.12

1. Kast, Vortrag Symposium "Stand von Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden", München 1977

Statisch-konstruktive Möglichkeiten und Sonderprobleme bei Pfahlgründungen, erläutert anhand von Ausführungsbeispielen.

hier: Zugpfahl für Flugzeughalle Landsberg



angenommen: φ = 3o°; γ = 19 kN/m³ (Kiesverfüllung)

Eigengewicht: G ~ 26o kN

Probebelastung ergab Z_B = 96oo kN bei h = 6,5 cm; daraus:

$$N_B = \frac{(96oo-26o) \cdot 4}{2,6^3 \cdot \pi \cdot 19} = 35,6$$

nach eigenen Versuchen:

N_B = 3o / 1o9 (locker/dicht)

2. Kananyan (1966), Tab. 2

Versuchswerte mit Platten in alluvialem Feinsand, t = 1oo cm (φ = 32°, c = 5 kN/m², γ = 16,3 kN/m³, w = 6,5%)

Platte ϕ	Z_B bei Versuch (kN) 1	2	3	λ	N_B bei Versuch 1	2	3	MW
40	19.9	20.8	20.2	2.50	24.3	25.4	24.7	24.8
60	24.1	26.0	24.5	1.67	9.6	9.4	8.9	9.3
80	35.2	35.8	31.7	1.25	5.4	5.5	4.8	5.2
100	40.0	43.5	39.9	1.00	3.1	3.4	3.1	3.2
120	48.2	51.3	51.6	0.83	2.2	2.3	2.3	2.3

3. Großversuche von Mors (1953, 1959, 1965)

Nr.	Art des Fundam.	t	a/b	$A_{pl.}$	$d' = \sqrt{\frac{h_A}{\pi}}$	$\lambda = t/d'$	Bodenart	γ kN/m³	Z_B kN	ΔG kN	$Z_B' = Z_B - G$	N_B	Versuchsort
1	Stufenfund.	1.50	1.7/1.7	2.89	1.92	0.78	G+S,über-	19.5	257.4	86.4*	171.0	1.58	
2	(Stampfbet)	1.50	1.7/1.7	2.89	1.92	0.78	lagert v.Torf	19.5	244.7	86.4*	158.3	1.46	
3	"	1.45	1.65/1.7	2.81	1.89	0.77	Herst.1940	19.5	265.0	44.1*	220.9	2.13	Altheim
4	"	1.05	3.4/3.4	11.56	3.84	0.27	Bel.1951	19.5	659.2	155.0*	504.2	0.58	
5	"	1.50	1.7/1.7	2.89	1.92	0.78	freig.u.verf.	19.5	210.0	86.4*	123.6	1.14	
6	Einsetzf.	3.10	1.10	0.95	1.10	2.82	S,u einge-	15.5**	250.0	3.1	246.9	14.85	
7	(in.Stahlsch)	2.70	1.10	0.95	1.10	2.45	stampft	17.4**	250.0	3.1	246.9	13.58	Sulingen
10	Stufenf.	2.10	1.9/1.9	3.61	2.14	0.98	G,S,u	20.6	322.0	53.5	268.5	1.69	
11	Schwellenf.	2.40	1.8/1.9	3.42	2.09	1.15	eingest.	20.6	366.0	0	366.0	2.48	
12	Stufenf.	2.50	1.5/1.5	2.25	1.69	1.48	"	20.6	458.0	35.3	422.7	5.40	
13	(Stampfbet)	1.90	1.5/1.5	2.25	1.69	1.12	"	20.6	203.0	35.5	167.5	2.14	Wendlingen
14	"	1.30	1.5/1.5	2.25	1.69	0.77	"	20.6	155.0	31.4	123.6	1.58	
16	"	1.90	1.5/1.5	2.25	1.69	1.12	u.t.s(fest)	16.3	303.0	57.3*	245.7	3.96	
22	Einsetzf.	4.00	1.5	1.77	1.50	2.67	S+G vorh	16.0	510.0	18.0	492.0	11.58	
23		4.00	1.5	1.77	1.50	2.67	gerüttelt	21.0	1040.0***	12.1	1027.9	18.65	Rheinau

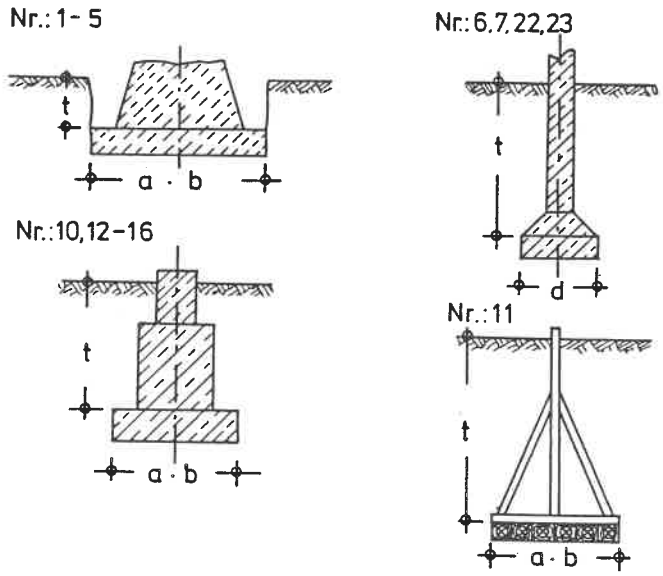
ΔG Übergewicht des Fundamentbetons gegenüber dem Erdreich

* Berücksichtigung der Reibung zwischen Erdreich und unterster Stufe des Fundamentes

** Mittelwert unter Berücksichtigung des Grundwasserstandes

*** Versuch abgebrochen, Z_B höher

Grundsätzliche Form der Fundamente:



4. Modellversuche nach Kwasniewski, Sulikowska, Walter (1975)

Platten ∅ 7,5 cm und 15 cm

Versuchsboden: trockener Sand mit $\varphi = 28^{o}50'$ und $\gamma = 17{,}88$ kN/m³

Vers.	∅(cm)	t(cm)	λ	Z_B (N)	N_B	Bemerkung	nach Versuchen dicht	nach Versuchen locker
1	7.5	15	2.00	60	10.13			
2	7.5	30	4.00	280	47.26		78.5	23.2
3	7.5	40	5.33	580	97.90		151.4	39.6
4	7.5	70	9.33	2570	434.00	außerhalb d	545.6	112.1
5	7.5	80	10.67	3720	627.90	Geltungsbereich	741.9	143.8
6	15.0	30	2.00	460	9.71			
7	15.0	40	2.67	860	18.15			
8	15.0	70	4.67	3310	69.84	außerh. Geltungsb.	111.8	30.9

5. Großversuche nach Kwasniewski, Sulikowska, Walter (1975)

Vers.	durchgef.	∅(cm)	t(cm)	γ (kN/m)	φ^o	Z_B (kN)	N_B	λ	Bem.
67/68	Brown Boweri	190	150	19.0	36	207	1.92	0.80	
69	Fielitz	130	250	16.9	30	194	6.66	1.92	Lit.
70	"	140	250	16.3	30	233	6.64	1.78	Tab. II
71	"	110	270	13.5	30	244	17.30	2.45	
75	Brit.ING.GV.C.	90	200	20.5	30	160	13.63	2.27	
89	Energa.Proj.	200	260	16.8	32	303	2.87	1.32	
90	"	200	260	16.8	32	390	3.69	1.32	Lit.
91	"	70	190	17.0	28	71	15.50	2.73	Fig. 6
92	"	70	190	17.0	28	86	18.78	2.73	
93	"	120	240	17.0	28	168	7.28	2.00	
94	"	120	240	17.0	28	168	7.28	1.85	
95	"	70	130	16.8	32	48	10.61	1.83	
96	"	70	150	16.8	32	69	15.03	2.15	

6. Modellversuche nach Baker und Kondner aus Harvey e.a. (1973)

Versuchsboden mit $\varphi = 42^o$ und $\gamma = 17{,}9$ kN/m³

t = 7,62 cm, Platten ∅ 2,54 cm, $\lambda = 3{,}0$, $Z_B = 10{,}0$ N, $N_B = 43{,}4$

Platten ∅ 5,08 cm, $\lambda = 1{,}5$, $Z_B = 15{,}9$ N, $N_B = 8{,}6$

Platten ∅ 7,62 cm, $\lambda = 1{,}0$, $Z_B = 24{,}9$ N, $N_B = 4{,}0$

t = 22,86 cm, Platten ∅ 7,62 cm, $\lambda = 3{,}0$, $Z_B = 222{,}0$ N, $N_B = 35{,}7$

7. Feldversuch von Baker und Kondner aus Harvey e.a. (1973)

Versuchsboden mit $\varphi = 37^o$ und $\gamma = 17{,}9$ kN/m³

t = 163 cm, Platten ∅ 30 cm, $\lambda = 5{,}3$, $Z_B = 69{,}76$ kN, $N_B = 184$

$N_B = 3{,}28 \cdot \lambda^{2{,}29} = 150$ (außerhalb d. Geltungsbereiches)

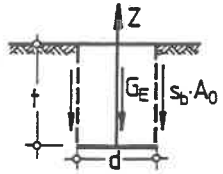
8. Feldversuche von Sutherland aus Saeedy (1975)

Vers.	t(cm)	d(cm)	λ	φ	Z_B (kN)	N_B	Bemerkung
1	244		1.02		408	3.60	
2	457		1.90		1667	14.70	angenommen: γ = 19 kN/m³
3	457		1.90		1595	14.07	
4	518	239	2.20	45	2319	20.46	
5	518		2.20		2265	19.98	
6	640		2.70		2102	18.54	
7	700		2.94		2609	23.02	
8	700		2.94		4077	35.96	

Vergleich mit den Verfahren anderer Autoren
(ohne Eigengewicht)

1. Scherwertverfahren

1.1 Scherwertverfahren von Müller und Haefeli (1953)



$$Z_B = G_E + s_b \cdot \frac{t \cdot \pi \cdot d}{A_0}$$

mit: $G_E = \gamma \cdot t \cdot \pi \cdot d^2/4$

$Z_B = t \cdot \pi \cdot d\ (\gamma \cdot d/4 + s_b)$

s_b = mittlerer spez. Scherwiderstand, empirisch bestimmt

= 3...6 für lockeren Sand i.M. 4,5 kN/m²

= 8...12 für dichten Sand i.M. 1o,o kN/m²

Werte beim Auftreten von Rissen an der Oberfläche

in dimensionsloser Schreibweise: $N_B = \frac{4 \cdot Z_B}{\gamma \cdot \pi \cdot d^3} = \left(1 + \frac{4 \cdot s_b}{\gamma \cdot d}\right)$

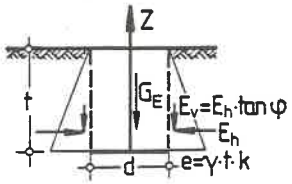
hier: γ = 15,6 kN/m³ für lockeren Sand

γ = 17,8 kN/m³ für dichten Sand

Platte ø	Lagerung	λ = t/d								Bem.
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	
40	dicht	3.31	6.62	9.93	13.24	16.54	19.85	23.16	26.47	mit Platte ø 30 dargest.
	locker	1.94	3.88	5.83	7.77	9.71	11.65	13.60	15.54	
30	dicht	4.25	8.49	12.74	16.98	21.23	25.47	29.72	33.96	
	locker	2.42	4.85	7.27	9.69	12.12	14.54	16.96	19.38	
20	dicht	6.12	12.24	18.35	24.48	30.59	36.71	42.83	48.94	
	locker	3.38	6.77	10.15	13.54	16.92	20.31	23.69	27.08	

die Verfasser weisen darauf hin, daß s_b mit wachsender Einbettungstiefe größer wird, d.h. $s_b \neq$ const

1.2 Scherwertverfahren unter Ansatz der Erddrucktheorie (1932)



$Z_B = G_E + U \cdot E_h \cdot \tan\varphi$

mit: $G_E = \gamma \cdot t \cdot \pi \cdot d^2/4$

$U = \pi \cdot d$ bzw. $4 \cdot b$

$E_h = \gamma \cdot t^2 \cdot K/2$

$Z_B = \gamma \cdot t \cdot \pi \cdot d^2/4 + \gamma \cdot \pi \cdot d \cdot t^2 \cdot K \cdot \tan\varphi/2$

in dimensionsloser Schreibweise:

$N_B = \lambda + 2 \cdot \lambda^2 \cdot K \cdot \tan\varphi$

nach vorliegenden Ergebnissen: $N_B = 3{,}28 \cdot \lambda^{2{,}29}$ mit $\varphi = 36{,}6^\circ$ (dichter Boden)

$N_B = 1{,}76 \cdot \lambda^{1{,}86}$ mit $\varphi = 3o{,}5^\circ$ (lockerer Boden)

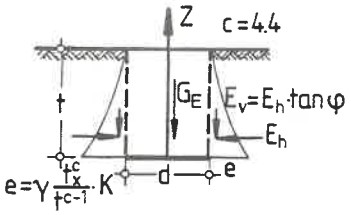
ergibt sich K in Abhängigkeit von λ zu:

λ =	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	MW
K f. dichten Boden	1.53	2.03	2.36	2.61	2.81	2.98	2.39
K f. lockeren Boden	0.65	0.85	0.93	0.98	1.00	1.01	0.90

mit den Mittelwerten K = 2,4 für dichte Lagerung und
K = o,9 für lockere Lagerung

Lager.	N_B für λ =							
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
dicht	1.39	4.57	9.52	16.26	24.78	35.09	47.17	61.04
locker	0.77	2.06	3.89	6.24	0.13	12.54	16.49	20.96

1.3 Scherwertverfahren unter Berücksichtigung einer Verspannungsziffer c nach Mors (1959)



Verlauf des Erddruckes nach $\frac{t_x^c}{t^{c-1}}$

Verspannungsziffer c aus Versuchen abhängig von Bodeneigenschaften und Ausbildung der Gründung

c = 4,4...15,7 für nichtbindige Böden

$Z_B = G_E + R_E \cdot U$

$= \gamma \cdot t \cdot \pi \cdot d^2/4 + \gamma \cdot \pi \cdot d \cdot \frac{t^2}{c+1} \cdot K_p \cdot \tan\varphi$

wobei: $R_e = \gamma \cdot K_p \cdot \tan\varphi \cdot t_x^c / t^{c-1}$

$R_E = \int R_e \cdot dt$

in dimensionsloser Schreibweise: $N_B = \lambda + \lambda^2 \cdot \frac{4}{c+1} \cdot K_p \cdot \tan\varphi$

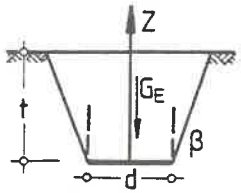
Verspann. Zahl	N_B für λ =								Lagerung
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	
4.4	1.04	3.17	6.39	10.69	16.08	22.56	30.12	38.77	dicht
15.7	0.68	1.70	3.08	4.81	6.89	9.33	12.11	15.25	
4.4	0.83	2.34	4.50	7.34	10.84	15.02	19.85	25.36	locker
15.7	0.61	1.43	2.47	3.73	5.20	6.89	8.79	10.91	

dabei: $\tan\varphi$ nach Abschnitt 2

K_p = 3,95 für dichte Lagerung; K_p = 3,o6 für lockere Lagerung

c = 4,4

2. Erdauflastverfahren nach VDE (nur für geringe Einbettungstiefen)



β aus Versuchen, Zusammenstellung in VDE o21o/5.69, Bestimmungen für den Bau von Starkstrom-Freileitungen über 1 kV, Tabelle 9

$\beta \sim 14...2o^\circ$ locker gelagerter S und G

$\beta \sim 2o...25^\circ$ dicht gelagerter S und G

$Z_B = G_E = \gamma \cdot \pi \, (t \cdot d^2/4 + d \cdot t^2 \cdot \tan\beta/2 + t^3 \cdot \tan^2\beta/3)$

in dimensionsloser Schreibweise: $N_B = \lambda + \lambda^2 \cdot 2 \cdot \tan\beta + \lambda^3 \, 4 \cdot \tan^2\beta/3$

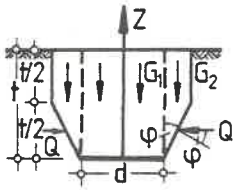
angenommen: $\beta = 25^\circ$ für dichte Lagerung

$\beta = 2o^\circ$ für lockere Lagerung

Lagerung	N_B für λ =							
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
dicht	0.77	2.22	4.58	8.05	12.86	19.22	27.36	37.48
locker	0.70	1.91	3.73	6.33	9.81	14.32	19.99	26.95

3. Berücksichtigung von Erdauflast und Scherfestigkeit

3.1 Verfahren von Mors (1959)



logarithmisch begrenzter Bruchkörper durch Kegelstumpf ersetzt, für λ = 1,25...2,o

$Z_B = G_1 + G_2$

$= \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot t \cdot \gamma + \gamma \frac{\pi \cdot t}{6} \cdot \left(D^2 + \frac{D \cdot d}{4} - 1{,}25 \cdot d^2\right)$

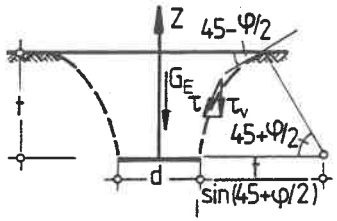
wobei: $D = d + t \cdot \tan\varphi$

in dimensionsloser Schreibweise:

$N_B = \lambda + \lambda^2 \cdot 1{,}5 \cdot \tan\varphi + \lambda^3 \cdot o{,}67 \cdot \tan^2\varphi$

Lagerung	N_B für λ =							
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
dicht	0.83	2.48	5.25	9.41	15.24	23.00	32.99	45.48
locker	0.75	2.12	4.27	7.39	11.66	17.23	24.29	33.02

3.2 Verfahren von Balla (entn. Nendza, 1966), begrenzt bis $\lambda = 4$



$$Z_B = G_E + \sum \tau_v$$
$$= t^3 \cdot \gamma \, (F_1 + F_3)$$

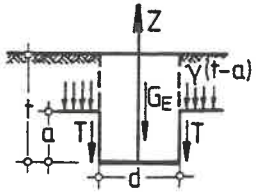
mit: F_1 und F_3 aus Kurventafel

in dimensionsloser Schreibweise:

$$N_B = \frac{4}{\pi} \cdot \lambda^3 \, (F_1 + F_3)$$

Lager.	φ	λ	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
dicht	36.6	$F_1 + F_3$	2.41	1.56	1.21	1.02	0.88	0.80	0.74
		N_B	3.07	6.70	12.32	20.29	30.25	43.67	60.30
locker	30.5	$F_1 + F_3$	2.29	1.44	1.13	0.94	0.81	0.74	0.67
		N_B	2.92	6.19	11.51	18.70	27.85	40.40	54.60

3.3 Verfahren von Nendza (1966) für Pfähle mit $\lambda > 4$, hier nur bedingt anzuwenden



$$Z_B = G_E + \pi \cdot d \cdot a \, (t - \tfrac{a}{2}) \gamma \cdot K \cdot \tan\varphi$$
$$= \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot t \cdot \gamma + \pi \cdot d \cdot a \, (t - \tfrac{a}{2}) \gamma \cdot K \cdot \tan\varphi$$

mit empirisch ermittelten Werten a/d und K (Abb. 24 u. 25)

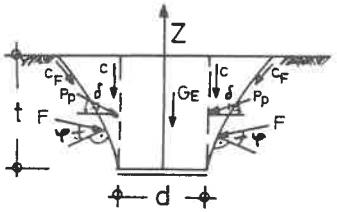
in dimensionsloser Schreibweise:

$$N_B = \lambda + (4 \cdot n \cdot \lambda - 2 \cdot n^2) \, K \cdot \tan\varphi$$

wobei: $a/d = n$

Lagerung	$\tan\varphi$	λ	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	Bem.
dicht	0.743	n=a/d	2.50	2.54	2.69	2.86	3.13	γ=17.0
		K	2.57	2.61	2.69	2.81	2.97	
		N_B	16.32	26.73	38.59	52.94	71.27	
locker	0.589	n=a/d	1.39	1.56	1.71	1.84	2.09	γ=15.5
		K	1.69	1.73	1.81	1.89	1.97	
		N_B	9.22	13.44	18.64	24.64	32.67	

3.4 Verfahren von Meyerhof - Adams (1968) für Flachgründungen $t/d < 4$ abgeleitet aus Streifengründungen



$$Z_B = s \cdot \pi \cdot d \cdot P_p \cdot \sin\delta + G_E$$

mit: $P_p \cdot \cos\delta = \gamma \cdot K_p \cdot t^2/2$, s = Formfaktor

$$Z_B = s \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \gamma \cdot d \cdot t^2 \cdot K_p \cdot \tan\delta + \frac{\pi d^2}{4} \cdot t \cdot \gamma$$

$K_p \cdot \tan\delta = K_{pv}$ für gekrümmte Gleitflächen

$\delta = 2/3\,\varphi$

Rechnung mit $K_{pv} = K_u \cdot \tan\varphi$, wobei $K_u = 0{,}92$ für $\varphi = 30{,}5°$

$K_u = 0{,}95$ für $\varphi = 36{,}6°$

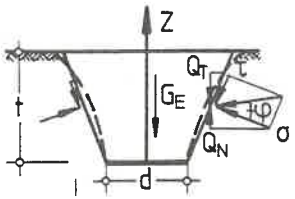
und $s = 1 + m \cdot t / d$, wobei $m = 0{,}16$ für $\varphi = 30{,}5°$

$m = 0{,}28$ für $\varphi = 36{,}6°$

in dimensionsloser Schreibweise: $N_B = \lambda + 2 \cdot s \cdot \lambda^2 \cdot K_u \cdot \tan\varphi$

Lager.	$\tan\varphi$	K_u	λ	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
dicht	0.743	0.95	S	1.14	1.28	1.42	1.56	1.70	1.84	1.98	2.12
			N_B	0.90	2.81	6.01	10.81	17.50	26.38	37.74	51.89
locker	0.589	0.92	S	1.08	1.16	1.24	1.32	1.40	1.48	1.56	1.64
			N_B	0.79	2.26	4.52	7.72	11.98	17.44	24.21	32.44

3.5 Verfahren nach Kwasniewski, Sulikowska, Walter (1975)



Ersatz des ermittelten Bruchkörpers durch einen Kegelstumpf, gültig für flache Anker bis $\lambda \leqq 7$

$$Z_B = G_E + (Q_T - Q_N)$$
$$= \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \gamma \cdot t \, (1 + A \cdot n + B \cdot n^2)$$

wobei: $A = -\dfrac{\cos(2\vartheta + \varphi) \, \sin\varphi}{\sin 2\vartheta}$

$$B = \frac{A}{3 \cdot \tan\vartheta}$$

beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen bei $\vartheta = 9o - \varphi$, dann hat die Scherkraft keinen Einfluß auf die Zugkraft, Z_B ist gleich dem Gewicht des Bodenkegels

$$Z_B = \frac{\pi . d^2}{4} . \gamma . t \left[1 + n . \tan\varphi + \frac{(n . \tan\varphi)^2}{3} \right] \quad \text{mit } n = 2 . \lambda$$

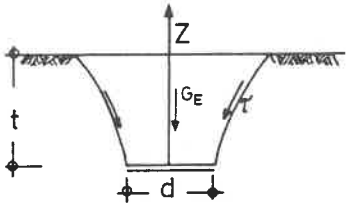
in dimensionsloser Schreibweise: $N_B = \lambda \left(1 + 2 . \lambda . \tan\varphi + \frac{4}{3} \lambda^2 . \tan^2\varphi\right)$

praktisch Erdauflastverfahren (Verf. 2)

mit: $\varphi = 36{,}6^\circ$ für dichte Lagerung und $\varphi = 3o{,}5^\circ$ für lockere Lagerung

Lager.	N_B für λ =							
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
dicht	0.96	3.22	7.32	13.83	23.27	36.22	53.23	74.83
locker	0.35	2.64	5.71	10.41	17.09	26.09	37.77	52.46

3.6 Analytisches Verfahren von Saeedy (1975)



Ansatz der Scherfestigkeit in der Gleitfläche mittels vertafelter Werte

$$F = \frac{4 . Z_B}{\pi . d^2 . \gamma . t} = F(\lambda) \text{ aus Kurventafel}$$

$$Z_B = F . \frac{\pi . d^2}{4} . \gamma . t$$

in dimensionsloser Schreibweise:

$$N_B = \lambda . F$$

Lager.	φ		N_B für λ =						
			1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
dicht	36.6	F	3.0	4.1	5.4	7.1	8.9	11.1	13.1
		N_B	3.00	6.15	10.80	17.75	26.70	38.85	52.40
locker	30.5	F	2.8	3.8	5.0	6.3	7.9	9.5	11.2
		N_B	2.80	5.70	10.00	15.75	23.70	33.25	44.80

Hebung der Ankerplatte

Zum Vergleich werden die eigenen Werte für eine Platte $\emptyset$ 4o cm bei t = 8o cm (λ = 2,o) im dichten und lockeren Verankerungsboden herangezogen:

$N_P = 2{,}31 . \lambda^{2{,}07} = 9{,}7o$; $N_B = 3{,}28 . \lambda^{2{,}29} = 16{,}o4$ dichte Lagerung

$N_P = 1{,}58 . \lambda^{1{,}71} = 5{,}17$; $N_B = 1{,}76 . \lambda^{1{,}86} = 6{,}39$ lockere Lagerung

Hebung an der Proportionalitätsgrenze: h_P (mm) = $(v . d + w . d^2) . \lambda$

$h_P = (19{,}84 . 4o + 2{,}827 . 4o^2) . 1o^{-4} . 2{,}o = 1{,}o6$ mm dichte Lagerung

$h_P = (694{,}34 . 4o + 7{,}739 . 4o^2) . 1o^{-4} . 2{,}o = 8{,}o3$ mm lockere Lagerung

Verlauf der Hebung bis zur Proportionalitätsgrenze: $h = h_P \left(\frac{Z}{Z_P}\right)^u$

mit: u = 1,13 (dicht) und u = 3,o7 (locker)

Hebung bei einer Zugkraft o,9 Z_B: $h_{o,9} = x . \lambda^y = 1{,}281 . 2{,}o^{1{,}381} = 3{,}34$ mm

für dichte Lagerung

Angaben für lockere Lagerung unsicher

1. nach Mors (1959)

für Fundamente mit $\emptyset$ bzw. b = 1,5...2 m und t = 2...3 m ermittelt

h (cm) $= -\frac{1}{a} . \ln\left(1 - \frac{Z}{Z_B}\right)$ mit: $a \approx 1{,}5$ (cm^{-1}) für Sand und Kies

mit $\varphi = 36^\circ$ und $\gamma = 18$ kN/m³

2. nach Nendza (1966)

für Z_B gilt: h_{max} (mm) = $a . t^x$ (cm)

nach Modellversuchen: a = o,125 für mitteldichte Lagerung

x = 1,2 γ = 15,5...16,o kN/m³

a = o,4oo für dichte Lagerung

x = o,8 γ = 16,5...17,o kN/m³

die Hebung unter der Last Z: h (% von h_{max}) = $1oo - \sqrt{1oo^2 - Z^2}$

Zahlenwerte für eigene Versuche

dabei: $\frac{Z_P}{Z_B} = \frac{N_P}{N_B} = \frac{9,7}{16,o4}$ = o,6o für dichte Lagerung

$\frac{Z_P}{Z_B} = \quad = \frac{5,17}{6,39}$ = o,8o für lockere Lagerung

Lagerung	Plattenhebung h(mm) für Laststufe Z =					
dicht	$Z_P = 0,6 Z_B$	$Z_{\sigma g} = 0,9 Z_B$	$0,2 Z_P = 0,12 Z_B$	$0,4 Z_P = 0,24 Z_B$	$0,6 Z_P = 0,36 Z_B$	$0,8 Z_P = 0,48 Z_B$
	1.06	3.34	0.17	0.38	0.60	0.82
locker	$Z_P = 0,8 Z_B$	$Z_{\sigma g} = 0,9 Z_B$	$0,2 Z_P = 0,16 Z_B$	$0,4 Z_P = 0,32 Z_B$	$0,6 Z_P = 0,48 Z_B$	$0,8 Z_P = 0,64 Z_B$
	8.03	-	0.06	0.48	1.67	4.05

nach Mors

Plattenhebung h(mm) für Laststufe Z =								
$0.1 Z_B$	$0.2 Z_B$	$0.3 Z_B$	$0.4 Z_B$	$0.5 Z_B$	$0.6 Z_B$	$0.7 Z_B$	$0.8 Z_B$	$0.9 Z_B$
0.70	1.49	2.38	3.41	4.62	6.11	8.03	10.73	15.35

nach Nendza

Lagerung	Plattenhebung h(mm) für Laststufe Z =									
	$0.1 Z_B$	$0.2 Z_B$	$0.3 Z_B$	$0.4 Z_B$	$0.5 Z_B$	$0.6 Z_B$	$0.7 Z_B$	$0.8 Z_B$	$0.9 Z_B$	Z_B
dicht	0.07	0.27	0.61	1.11	1.79	2.66	3.81	5.33	7.51	13.32
mitteldicht	0.12	0.49	1.11	2.01	3.22	4.80	6.87	9.61	13.55	24.02

Proportionalitätsgrenze Z_P

1. Eigene Bestimmung mit Werten von Kananyan (1966) (s. Anl. 6.2.4)

$t = 1oo$ cm, $\gamma = 16,3$ kN/m³, $w = 6,5$ %, $\varphi = 32°$, $c = 5$ kN/m²

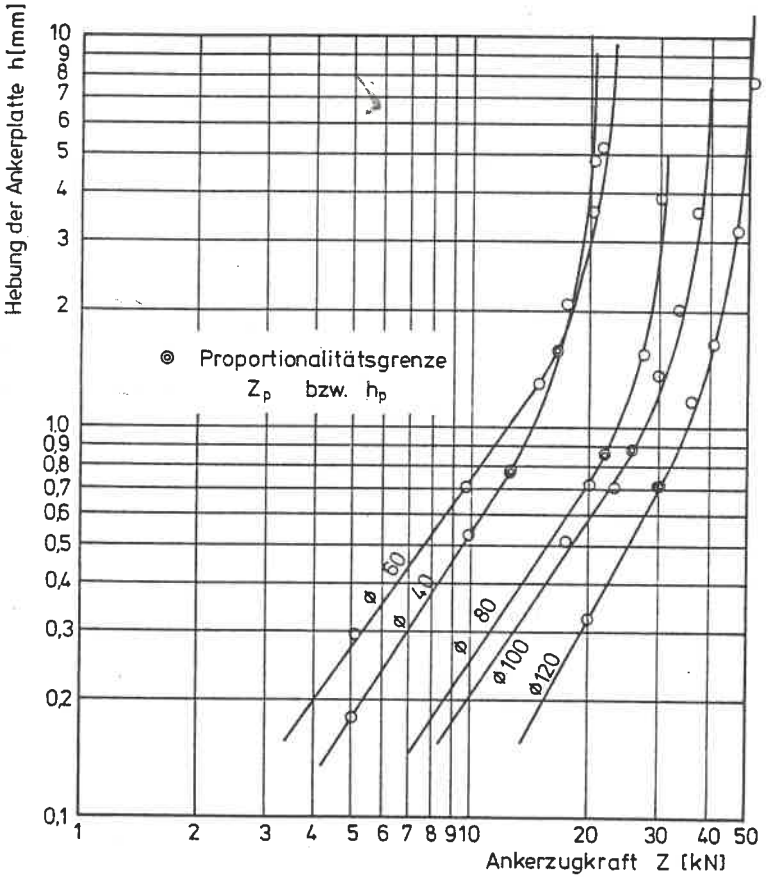
Platte	Plattenhebung h (mm) Zugkraft Z (kN)					Z_P (kN)	Np	λ	Bem.
ϕ40	0.18	0.52	0.77	2.05	4.89	12.5	15.3	2.5	Bestimmung von Z_P siehe Anlage
	5.00	10.00	12.50	17.50	20.40				
ϕ60	0.29	0.69	1.27	3.52	5.00	16.3	5.9	1.66	
	5.00	9.80	15.00	20.00	21.80				
ϕ80	0.71	1.53	3.84			22.0	3.4	1.25	
	20.00	27.50	30.20						
ϕ100	0.52	0.69	1.35	2.00	3.53	26.0	2.0	1.00	
	17.50	23.70	30.00	33.70	38.10				
ϕ120	0.32	0.70	1.16	1.65	3.20	7.65	30.0	1.4	0.83
	20.0	30.0	36.2	41.5	47.7	52.0			

2. Nach Mors, Großversuche (1959, 1965) und Mastumbruchversuche Wendlingen (1955)

Versuch	Fundamentart	Boden	Z_P (kN)	ΔG mit R*	Z_P netto	Np	λ
1	Stufenfundament (Stampfbeton)	G,S	160	86.4*	74	0.68	0.78
2			145	86.4*	59	0.55	0.78
3			160	44.1*	116	1.12	0.77
4			580	155.0*	425	0.49	0.27
5			145	86.4*	59	0.55	0.78
6	Einsatzfundament (in Stahlschalung)	S,u	160	3.1	157	9.51	2.82
7			120	3.1	117	6.43	2.45
8			215	18.4	197	5.66	2.37
10	Stufenfundament (Stampfbeton)	G,S,u	270	53.5	216	1.36	0.98
12			247	35.3	212	2.71	1.48
13			167	35.5	131	1.67	1.12
14			132	31.4	101	1.29	0.77
16			171	57.3*	114	1.84	1.12
11	Schwellen Fund.	G,S,u	275	-	274	1.86	1.15

Versuchswerte von Kananyan

t = 1oo cm, γ = 16,3 kN/m³, w = 6,5 %, φ = 32°, c = 5 kN/m³



Einfluß der Gruppenwirkung

für Platten 2o/2o, t = 4o cm, d' = 22,57 cm
in dicht gelagertem Boden mit γ = 17,8 kN/m³ und φ = 36,6°
locker gelagertem Boden mit γ = 15,6 kN/m³ und φ = 3o,5°
den eigenen Versuchen entsprechend

1. Nach Müller (1932) (für Pfähle) — Verminderung der Gruppen-Tragfähigkeit durch Überschneidung der Einflußkegel

$Z'/Z = \left(1 - \frac{(t - a/2)^3}{2 \cdot t^3}\right)$, wobei: a = Achsabstand der Anker

a	o,4	o,6	o,8	1,o	1,2
Z'/Z	o,94	o,99	1,oo	1,oo	1,oo

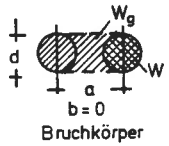
Bodenwerte hier ohne Einfluß, eine gegenseitige Beeinflussung ist nur bei a = o,4 m geringfügig vorhanden

2. Nach Meyerhof - Adams (1968) (vgl. Abschn. 3.4 der **Anl. 6.1.9**)

Tragfähigkeit der Ankergruppe: ges. $Z_B = (a + b + s\frac{\pi}{2}d)\gamma t^2 . K_u . \tan\varphi + W_g$

mit dem Höchstwert: max ges. $Z_B = n\,(s\frac{\pi}{2}d\,\gamma\,t^2 . \underbrace{K_u . \tan\varphi}_{K_{pv}} + W)$

dabei: $K_{pv} = K_u \cdot \tan\varphi$ mit K_u = o,92 für φ = 3o,5°
K_u = o,95 für φ = 36,6°



n = Anzahl in der Gruppe = 2

s $= 1 + m\frac{t}{d} = 1 + o,16\,\frac{4o}{22,57} = 1,28$ locker gel. (m = o,16 n. Tab.)
$= 1 + o,28\,\frac{4o}{22,57} = 1,5o$ dicht gel. (m = o,28 n. Tab.)

a = Achsabstand der Platten

W $= \frac{\pi d^2}{4} . t . \gamma = \frac{\pi\ o,2257^2}{4} . o,4 . 17,8 = o,285$ kN (dicht gel.)
$= \frac{\pi\ o,2257^2}{4} . o,4 . 15,6 = o,25o$ kN (locker gel.)

W_g = W + d.a.t.γ = o,285 + o,2257.a.o,4.17,8
= o,285 + 1,6o7 . a (kN) für dichte Lagerung
= o,25o + o,2257.a.o,4.15,6
= o,25o + 1,4o8 . a (kN) für lockere Lagerung

Tragfähigk. (kN)	Ankerabstand a (m)					Lagerung
	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	
Wg	0.928	1.249	1.571	1.892	2.213	dicht
ges. Z_B	2.800	3.523	4.247	4.970	5.693	dicht
max ges. Z_B	—	—	2.707	—	—	dicht
Wg	0.813	1.095	1.376	1.658	1.940	locker
ges. Z_B	1.968	2.521	3.073	3.625	4.178	locker
max ges. Z_B	—	—	1.728	—	—	locker

nach diesem Verfahren ist keine gegenseitige Beeinflussung vorhanden, die Platten wirken durchweg als Einzelplatten.
Gewicht und Scherfestigkeit für die Plattengruppe wird der Summe aus der Wirkung der Einzelplatten gegenübergestellt.

3. Nach Kwasniewski, Sulikowska, Walter (1975) (vgl. Abschn. 3.5 Anl. 6.1.9)
Überschneidung der Bruchkegel für die Einzelplatten und dadurch bedingte Verringerung des Gewichtes wird untersucht; es tritt kein Einfluß der Scherfestigkeit auf, da keine Relativbewegung zwischen den benachbarten Bruchkegeln.

$$Z_B = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \gamma \cdot t \; (\xi - W) \quad \text{mit: } \xi = 1 + n.\tan\varphi + \frac{(n.\tan\varphi)^2}{3}$$

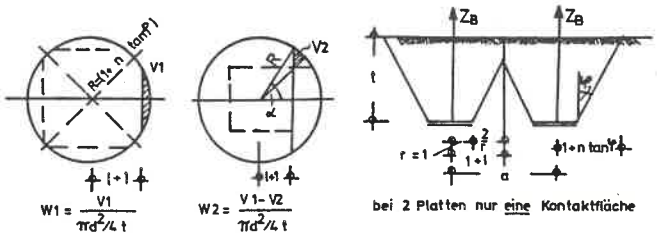
$$n = 2.\lambda = 2.t/d = 2.40/22{,}57 = 3{,}54$$

$$l = \frac{e}{r} = \frac{a - 2r}{2.r} = \frac{a}{d} - 1; \quad l + 1 = \frac{a}{d}$$

für $l + 1 \geqq \frac{1}{\sqrt{2}}(n.\tan\varphi + 1) = 2{,}57$ (dicht gel.) bzw. 2,18 (locker gel.)
Ansatz von W_1

$\frac{1}{\sqrt{2}}(n.\tan\varphi + 1)$ Ansatz von W_2

für $l + 1 \geqq n.\tan\varphi + 1 = 3{,}63$ (dicht gel.) bzw. 3,09 (locker gel.)
keine gegenseitige Beeinflussung vorhanden



$$W_1 = \frac{(n.\tan\varphi + 1)}{\pi\, n.\tan} \left[\frac{\pi}{12}(n.\tan\varphi + 1)^2 - (l+1)^2 + \frac{(l+1)^3}{3(n.\tan\varphi + 1)}\left[\sqrt{2} + \ln(\tan\tfrac{3}{8}\pi)\right]\right]$$

$$W_2 = \frac{1}{3.\pi.n.\tan\varphi}\left[(n.\tan\varphi + 1)^3 - 3(n.\tan\varphi + 1)(l+1)^2\tan\alpha + (l+1)^3\left[\frac{\tan\alpha}{\cos\alpha} + \ln\left|\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2}\right)\right|\right]\right]$$

$$\cos\alpha = \frac{l+1}{(1 + n.\tan\varphi)}$$

a	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	Lagerung
l+1	1.77	2.66	3.55	4.43	5.32	-
W	0.587	0.248	-	-	-	dicht
W	0.415	0.017	-	-	-	locker

t = 40 cm, d' = 22,57 cm, dichte Lagerung : γ = 17,8 kN/m³ u. φ = 36,6°
lockere Lagerung: γ = 15,6 kN/m³ u. φ = 30,5°

Ankerkraft (kN/Einzelanker)

a	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	Lagerung
Z_B	1.524	1.620	1.691	1.691	1.691	dicht
Z_B	1.030	1.130	1.134	1.134	1.134	locker

wobei: $G_W = \frac{\pi d^2}{4} \cdot t \cdot \gamma$ = 0,285 kN/Anker (dicht gelagert)
= 0,250 kN/Anker (locker gelagert)

$\xi = 1 + n.\tan\varphi + (n.\tan\varphi)^2/3 = 5{,}933$ (dicht gelagert)
= 4,535 (locker gelagert)

Schrifttum

Baker, W.H.
Kondner, R.L. (1966) Pullout Load Capacity of a Circular Earth Anchor Buried in Sand.
Highway Research Record, S. 1-1o.

Balla, A. (1961) La resistance à l'arrachage des fondations de pylones électriques du type champignon.
Proc. 5. ICSMFE Paris, Vol. 1, S. 569-576.

Bjerrum, L.
Kringstad, S.
Kummeneje, O. (1961) The Shear Strength of a Fine Sand.
Proc. 5. ICSMFE Paris, Vol. 1, S. 29-37.

Buchholz, W. (1931) Erdwiderstand auf Ankerplatten.
Dissertation TH Hannover.

Das, B.M.
Seeley, G.R. (1976) Inclined Load Resistance of Anchors in Sand.
Geot. Eng. Div. Proc. ASCE 1o2, S. 995-998.

Fröhlich, H. (1936) Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten.
Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin.

Gruhle, H.-D. (1977) Setzungen eines Stützenfundamentes und Sohlnormalspannungen, Meßergebnisse und Vergleich mit berechneten Werten.
Die Bautechnik, 54. Jahrg., S. 274-281.

Hanna, T.H. (1971) Studies on Anchors and Anchor-supported Retaining Walls in Sand.
Proc. Roscoe Memorial Symp. Cambridge, Session 4, S. 45o-458.

Harvey, R.C.
Burley, E. (1973) Behaviour of Shallow Inclined Anchorages in Cohesionless Sand.
Ground. Eng. 6 Nr. 5, S. 48-55.

Idel, K.H. (196o) Die Scherfestigkeit rolliger Erdstoffe.
Veröfftl. Inst. Bodenmechanik und Grundbau TH Karlsruhe, Heft 2.

Kahl, H. (1954) Beschreibung und Auswertung von Versuchen zur Feststellung der scheinbaren Kohäsion von erdfeuchtem Sandboden.
Fortschritte und Forschungen im Bauw., Heft 28.

Kananyan, A.S. (1966) Experimental Investigation of the Stability of Bases of Anchor Foundations.
Soil Mech. and Found. Engng. 8 New York, Vol. 4 S. 387-392.

Kananyan, A.S. (1975) Experimentelle Untersuchungen der Verformungsfähigkeit und Festigkeit der Gründungen von Ankerfundamenten.
Proc. first Baltic Conf. SMFE Gdansk, Sect.3, S. 1o7-119.

Kananyan, A.S. (1977) Base Calculation of Anchor Foundations Using Approximate Model Testing.
IX. ICSMFE Tokio, Rev. Francaise Geotechnique Nr. 3, S. 69-75.

Kwasniewski, J.
Sulikowska, I.
Walter, A. (1975) Anchors with Vertikal Tie Rods.
Proc. first Baltic Conf. SMFE Gdansk, S. 122-133.

Mariupol'skii, L.G. (1965) The Bearing Capacity of Anchor Foundations.
Russian Soil Mechanics and Found. Engng., S. 26-32.

Deutsche Verbundgesellsch. Heidelberg (1955) Mastumbruch- und Fundamentversuche Wendlingen 1951/52.
Schwabenverlag Stuttgart.

Meyerhof, G.G.
Adams, J.I. (1968) The Ultimate Uplift Capacity of Foundations.
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 5, S. 225-244.

Müller, T. (1932) Über Pfähle im Freileitungsbau.
Die Bautechnik, 1o. Jahrg., S. 725-734.

Müller, A.G.
Haefeli, R. (1953) Die Zugverankerung im Baugrund unter besonderer Berücksichtigung der Fundationsprobleme des Freileitungsbaues.
Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins, 44. Jahrg., S. 9o5-922.

Mors, H. (1953) Zugversuche mit Mastgründungen.
Der Stahlbau, 22. Jahrg., S. 178-183.

Mors, H. (1959) Das Verhalten von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung.
Die Bautechnik, 36. Jahrg., S. 367-378.

Mors, H. (1965) Gründung von Hochspannungsmasten.
Vorträge der Baugrundtagung Köln.

Mc Mullan, D.J.
Larnach, W.J. (1975) The Behaviour of Deep Plate Anchors in Sand.
Proc. first Baltic Conf. SMFE Gdansk, Sect. 2, S. 55o-559.

Nendza, H. (1966) Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Zugpfählen mit Fußverbreiterung im Sandboden.
Mittlg. Franzius Institut f. Grund- und Wasserbau TH Hannover, Heft 26, S. 131-193.

Prange, B. (1965) Ein Beitrag zum Problem der Spannungsmessung im Halbraum.
Dissertation TH Karlsruhe.

Saeedy, H.S. (1975) Analytical Determination of Anchor Capacity in Sand.
Proc. first Baltic Conf. SMFE Gdansk, Sect. 3, S. 2oo-212.

Schwarz, H. (1969) Die Grenztragfähigkeit des Baugrundes bei Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als zweidimensionales Bruchproblem. Mittlg. Inst. für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau Universität Stuttgart, Heft 11.

Smoltczyk, U. (1967) Eigenspannungszustände im Boden. VDI Zeitschrift, Bd. 1o9, Nr. 23, S. 1o81-112o.

Smoltczyk, U. (1967) Stress Computation in Soil Media. Journal American Society of Civil Engineers, Soil Mech. Found. Div., S. 1o1-124.

Smoltczyk, U. (197o) Waagerechte Erddruckumlagerungen bei kombinierten Spundwänden. Mittlg. Inst. für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik TH Aachen, Heft 46, S. 1o7-13o.

Soos von, P. (1972) Anker zur Übernahme schwerer Zugkräfte. Proc. 5. Europ. Conf. SMFE Madrid, S. 555-563.

Steinfeld, K. (1953) Über den räumlichen Erdwiderstand. Mittlg. Franzius Institut f. Grund- und Wasserbau TH Hannover, Heft 3, S. 51-152.

Sutherland, H.B. (1965) Model Studies for Shaft Raising through Cohesionless Soils. Proc. 6. Intern. Conf. SMFE, Vol. 2, S.41o-413.

VDE Vorschrift o21o/5.69 Bestimmungen für den Bau von Starkstrom-Freileitungen über 1 kV.

Wernick, E. (1978) Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens. Veröfftlg. Institut f. Bodebmechanik und Felsmechanik Universität Karlsruhe, Heft 75.

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner Mitarbeiter

|1|	Smoltczyk,U.	(1980)	*Studienunterlagen* 426 Seiten, broschiert	DM 30,-
|2|	Gußmann,P.	(1973)	*Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig dränierter Tonschichten* Die Bautechnik 50, 20 - 25	Sonderdruck
|3|	Thamm,B.R.	(1973)	*Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept* Der Bauingenieur 48, 311 - 314	Sonderdruck
|4|	Gußmann,P./ Spotka,H.	(1973)	*Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden* Die Bautechnik 50, 265 - 272	Sonderdruck
|5|	Thamm,B.R.	(1973)	*Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden* Der Bauingenieur 48, 370 - 374	Sonderdruck
|6|	Gußmann,P.	(1974)	*Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability* Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 61 -73	
|7|	Gußmann,P./ Schad,H.	(1974)	*Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems* Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 74 - 90	
|8|	Gußmann,P./ Spotka,H.	(1974)	*One-demensional consolidation of multi-layered clays* Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 91 - 102	
|9|	Gußmann,P./ Thamm,B.	(1974)	*Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen* Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 103 - 117	
|10|	Schad,H. et al.	(1974)	*Stresses in concrete caisson bells* Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 118 - 121	
|11|	Smoltczyk,U.	(1974)	*Improved technique for foundations on slopes* Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 122 - 129	
|12|	Smoltczyk,U./ Diem,P./Spotka,H.	(1974)	*Pressure cell for the measurement of normal and shear stress* Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 130 - 136	
|13|	Smoltczyk,U./ Ljöterud,L.	(1974)	*Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles* Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 137 - 141	

Die Nrn. 6 bis 13 enthält das o.g. Heft 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preise von DM 20,-- verkauft wird.

|14| Smoltczyk,U. et al. (1975) *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*
CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe

|15| Gußmann,P./ Thamm,B.R. (1974) *Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben*
Der Bauingenieur 49, 293 - 298 Sonderdruck

|16| Gußmann,P. (1974) *Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruckansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen*
Der Bauingenieur 49, 298 - 301 Sonderdruck

|17| Smoltczyk,U./ Gußmann,P./Schulz,H. (1974) *DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele*
20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,--

|18| Laumans,Q. (1975) *Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächengründungen*
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14

|19| Smoltczyk,U. (1975) *Graving Dock Foundation on Deep Fill*
Proc. 1 Baltic Conf.Soil Mech.Found.Engg.III, 213 - 222

|20| Smoltczyk,U./ Du Thinh (1975) *Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden*
Fortschritt-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25, 70 S.

|21| Smoltczyk,U. (1975) *Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren*
in: Festschrift Lorenz, Techn.Univ.Berlin, 203-218

|22| Smoltczyk,U. (1975) *Wie kann man Baugruben verbilligen?*
Der Architekt 2, 94 - 103

|23| Smoltczyk,U. (1975) *Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein*
Veröff. Inst.Felsmech.Bodenmech.Univ.Karlsruhe 63, 21 - 50

|24| Smoltczyk,U. (1976) *Pfahlgründung eines Eisenbahndammes*
Proc. 6. Europ. Conf. SMFE, 1.2, 561 - 566

|25| Smoltczyk,U./ Hilmer,K. (1976) *Erddruck auf Schleusenkammerwände*
Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, 245 - 265

|26| Laumans,Q./ Schad,H. (1976) *Calculation of mat foundations on clayey silts*
Proc. Sec.Int.Conf.Num.Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol 1

|27| Smoltczyk,U./ Hilmer,K./Franke,E./ Schuppener,B. (1977) *Earth Pressure Variations Due to Temperatur Change*
ICOSFME Tokyo, Vol. 2, 225 - 233

|28| Smoltczyk,U./ Seeger,H. (1977) *Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes*
Int. Symp.The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, 443 - 447

|29| Smoltczyk,U. (1978) *Wagnis Baugrund*
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift, 8/9, 12 - 16

|30| Hilmer,K./ Vogt,N. (1978) *Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden,*
Geotechnik 1, 75 - 83

|31| Schad,H. (1978) *Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben*
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 141 - 161

|32| Schulz,H./Smoltczyk,U. (1978) *Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen*
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 275 - 296

|33| Smoltczyk,U. (1978) *DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik*
GEOTECHNIK 1, 29 - 42

|34| Gußmann,P. (1978) *Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften*
GEOTECHNIK 1, 68 - 74

|35| Hilmer,K./Vogt,N. (1978) *Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden*
GEOTECHNIK 1, 75 - 84

|36| Schmidt,H.-H. (1978) *Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben eindringenden Wassers*
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart

|37| Schmidt,H.-H. (1978) *Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten*
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart

|38| Schulz,H./Smoltczyk,U. (1978) *Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen*
Vorträge Baugrundtagung Berlin, S.275-296.

|39| Gußmann,P. (1979) *Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich dränierter Laborversuche*
GEOTECHNIK 2, 148 - 154

|40| Smoltczyk,U. (1979) *Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde.* Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, 77 - 80

|41| Schmidt,H.-H. (1979) *Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen.* Forschungsbericht FA 5.042 G 77 H B.f.Verkehr

|42| Smoltczyk,U. (1979) *Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften*
Berichte Bundesvereingung Prüfingenieure für Baustatik, Arbeitstagung 4, 23 - 51

|43| Smoltczyk,U./Vogt,N./Hilmer,K. (1979) *Lateral Earth Pressure Due to Surcharge*
Proc. 7.ECSMFE Brighton, 2, 131 - 140

|44| Smoltczyk,U.(1979) *Technologie des raumschonenden Verkehrswegebaus* Vorträge Landschaftstag, Min.Ernährung, Landwirtschaft und Umwelt Baden-Württemberg,S.67-83

|45| Smoltczyk,U./Vogt,N./Hilmer,K.(1979) *Lateral Earth Pressure Due to Surcharge Loads.* Proc.7.ECSMFE Brighton,2, S.131-140

|46| Smoltczyk,U. (1979) *Influence of foundation depth on raft analyses* Proc.3.Int.Conf.Numerical Methods in Geomechanics, 4, 1503 - 1512

|47| Smoltczyk,U. (1979) *Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart* 2.Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, 113 - 119

|48| Smoltczyk,U./Gartung,E. (1979) *Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone.* Proc.4.Int.Congr.Rock Mechanics Montreux, 639 - 644

|49| Smoltczyk,U./Schmidt,H.-H. (1979) *Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden* Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsgesellschaft f.d.Straßenwesen Koblenz

|50| Gussmann,P. (1979) *Verschiebungsgesteuerte Konsolidationsprobleme* Acta Mechanica 34

|51| Gussmann,P. (1979) *Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus unterschiedlich drainierten Zeitsetzungsversuchen* GEOTECHNIK 2

|52| Smoltczyk,U./ Gußmann,P./ Schad,H. (1980) Grundbautaschenbuch 3. Auflage Teil 1 mit Beiträgen:
1.1 Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole
1.2 Baugrundgutachten;
1.7 Numerische Verfahren in der Bodenmechanik;
1.10 Berechnung von Zeitsetzungen
Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin/München

|53| Smoltczyk,U./ Seeger,H. (1980) *Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde* GEOTECHNIK 3, S. 165

|54| Smoltczyk,U./ Malcharek,K. (1981) *Lebendverbau von Steilböschungen* Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau, H. 6, S. 396-400

|55| Smoltczyk,U. (1981), *Sparverbau für Baugruben in halbfestem Ton* GEOTECHNIK 4, S. 59 - 65

|56| Gußmann,P./ Lutz,W. (1981) *Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser* GEOTECHNIK 4, S. 70 - 81

MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTGART

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk

Nr. 1 Thamm,B. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
Preis: DM 10,--

Nr. 2 Gußmann,P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
Preis: DM 5,--

Nr. 3 Feeser,V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß
Preis: DM 10,--

Nr. 4 Du Thinh,K.(1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation (vergriffen)
Preis einschließlich Quellenprogramm: DM 200,--

Nr. 5 Smoltczyk,U.(1976) Pertschi,O./ Hilmer,K. Messungen an Schleusen in der UdSSR Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)
Preis: DM 18,--

Nr. 6 Hilmer,K. (1976) Erddruck auf Schleusenkammerwände
Preis: DM 18,--

Nr. 7 Laumans,Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens
Preis: DM 18,--

Nr. 8 Lächler,W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
Preis: DM 15,--

Nr. 9 Spotka,H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand
Preis: DM 15,--

Nr. 10 Schad,H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
Preis: DM 20,--

Nr. 11 Ulrich,G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
Gußmann,P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation
Preis: DM 20,--

Nr. 12 Salden,D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
Preis: DM 25,--

Nr. 13 Seeger,H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch
Preis: DM 25,--

Nr. 14	Schmidt, H.-H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund Preis: DM 25,--
Nr. 15	Smoltczyk, U. Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstrassen in Siedlungen Preis: DM 12,--
Nr. 16	Malcharek, K. Smoltczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten Preis: DM 15,--
Nr. 17	Gruhle, H.-D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes Preis: DM 30,--

Druck: Polyfoto - Dr. Vogt KG
Forststrasse 58, Tel.: 0711 / 61 06 41
7000 Stuttgart 1