



**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART**

**1990
MITTEILUNG 33**

HANS-DIETER GRUHLE

**DER RÄUMLICHE ERDWIDERSTAND
VOR ÜBERWIEGEND HORIZONTAL
BELASTETEN ANKERPLATTEN**

Universität Stuttgart/0208/

Institut für Geotechnik

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. U. Smolczyk

Postfach 80 11 40

D-7000 Stuttgart 80



**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART**

1990

MITTEILUNG 33

HANS-DIETER GRUHLE

**DER RÄUMLICHE ERDWIDERSTAND
VOR ÜBERWIEGEND HORIZONTAL
BELASTETEN ANKERPLATTEN**

Vorwort des Herausgebers

Herr Dr.-Ing. H. D. Gruhle promovierte vor zehn Jahren an der Universität Stuttgart mit einer Arbeit über das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten, die 1981 als Mitteilung 17 in unserer Reihe veröffentlicht wurde.

Er hat sich dann anschließend, da an der Fachhochschule Siegen im Baugrundinstitut alle versuchstechnischen Voraussetzungen gegeben waren, der Frage zugewandt, wie ein Sandboden auf die Ankerplatten bei schwacher Ankerneigung reagiert. Diese Untersuchungen konnte er bis zu seinem Ausscheiden aus dem aktiven Dienst in diesem Jahr abschließen. Seiner Bitte, auch diese Arbeit bei uns zu publizieren, komme ich gern nach, wobei ich für die Drucklegung die von Herrn Gruhle vorbereitete Druckvorlage übernommen habe.

Wir wollen uns nicht mit fremden Federn zieren, sehen aber den engen inneren Zusammenhang mit der früheren Veröffentlichung. Da wir uns zur Zeit mit dem Erdwiderstand in bindigen Böden als Forschungsvorhaben befassen, haben wir auch nach wie vor ein starkes Interesse an Untersuchungen, die Aufschluß über das Arbeitsverhalten des Bodens beim Wecken von Erdwiderstand geben können.

Leider muß man feststellen, daß - je mehr man an Untersuchungsergebnissen auswertet - um so mehr die Aussagen der DIN 4085 zu diesem Punkt obsolet werden.

Smolczyk

Das Institut für Geotechnik ist eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-92 18 37-33-2

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

Herausgegeben 1990 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik

Inhalt

	Seite	
Kurzfassung/Summary	1	
Vorbemerkung des Verfassers	3	
Bezeichnungen	5	
1. Veranlassung	7	
2. Großversuche		
2.1 Versuche in Fresenburg	9	
2.1.1 Versuchsanordnung	9	
2.1.2 Meßeinrichtungen	12	
2.1.2.1 Ankerzugkraft	12	
2.1.2.2 Plattenbewegung	13	
2.1.2.3 Bodenverformung	14	
2.1.3 Versuchsboden	14	
2.1.4 Durchführung der Versuche und Ergebnisse	15	
2.2 Versuche in Duisburg	21	
2.2.1 Versuchsanordnung	21	
2.2.2 Meßeinrichtungen	23	
2.2.2.1 Ankerzugkraft	23	
2.2.2.2 Bewegung des Ankers und der Ankerplatte	23	
2.2.2.3 Bodenspannungen vor der Ankerplatte	24	
2.2.3 Versuchsboden	24	
2.2.4 Durchführung der Versuche und Ergebnisse	25	
2.3 Auswertung der Versuche in Fresenburg und Duisburg	27	
3. Modellversuche mit Sand, Maßstab 1:5		
3.1 Versuchseinrichtung	29	
3.1.1 Erddruckkasten	29	
3.1.2 Belastungseinrichtung	30	
3.1.3 Meßeinrichtungen	31	
3.1.3.1 Sandeinbau	31	
3.1.3.2 Zugkraft und Bewegung des Ankers	32	
3.1.3.3 Bodenspannungen	33	
3.1.3.4 Bodenverformungen	34	
3.1.4 Versuchssand	36	
3.2 Einbau der Ankerplatte und des Sandes	37	

3.3 Versuchsablauf und Ergebnisse	Seite 38
3.4 Auswertung der Versuche mit quadratischen Ankerplatten	48
3.5 Auswertung der Versuche mit rechteckigen Ankerplatten	50
3.6 Auswertung der Versuche mit benachbarten Ankerplatten	53
3.7 Auswertung der Versuche mit geneigten Ankern	62
4. Modellversuche im Maßstab 1:50	
4.1 Versuchs- und Meßeinrichtung	67
4.2 Versuche mit Sand, Maßstabsgesetz	68
4.3 Versuche mit kohäsivem Boden	70
4.3.1 Versuchsboden	70
4.3.2 Versuchsdurchführung, Ergebnisse und Auswertung	71
5. Zusammenfassung der Ergebnisse und Bemessungsvorschlag	76
6. Beispiele	84
Anlagen zu den Abschnitten	
2.1-1 bis 2.1-3 Versuche in Fresenburg	86
2.3-1 Auswertung der Großversuche	89
3.4-1 bis 3.4-5 Modellversuche 1:5 mit quadratischen Platten	90
3.5-1 und 3.5-2 mit rechteckigen Platten	95
3.6-1 bis 3.6-4 mit benachbarten Platten	97
3.7-1 bis 3.7-4 mit geneigten Ankern	101
4.2-1 und 4.2-2 Modellversuche 1:50 mit Sand, Maßstabsgesetz	105
4.3-1 bis 4.3-4 mit kohäsivem Boden	107
Schrifttum	111

Kurzfassung

Der wachsende Bedarf an unterirdischen Bauwerken, aber auch das Bauen über dem Gelände bei begrenzten Platzverhältnissen machen die Ausführung von rückwärts verankerten Wandelementen erforderlich. Wirtschaftlich sind trotz Entwicklung der Verpreßanker noch immer an Ankerplatten angeschlossene Rundstahlanker.

Die derzeit bekannten Verfahren zur Bemessung dieser Konstruktionselemente erfassen das Verhalten des Baugrundes nur unvollkommen. Es wurden deshalb Modellversuche durchgeführt, um die Abtragung einer überwiegend horizontal wirkenden Zugkraft in den Verankerungsboden zu erforschen. Durch Messung der Bodenspannungen und -verformungen wird die starke seitliche Abtragung der vor der Platte entstehenden Druckspannungen infolge der Scherfestigkeit des Bodens sichtbar gemacht und größenmäßig erfaßt. Es werden Gesetzmäßigkeiten für den räumlichen Erdwiderstand im nichtbindigen und im bindigen Boden abhängig von den vorhandenen Scherparametern und der Tiefenlage der Platte bei unterschiedlicher Plattenform und Ankerneigungen $\alpha < 30^\circ$ abgeleitet. Ferner wird die gegenseitige Beeinflussung von benachbarten Platten untersucht.

Ein Vergleich der Ergebnisse, die im Modell mit unterschiedlichem Maßstab erzielt wurden, mit den Ergebnissen von Großversuchen ergibt ein Maßstabsgesetz, das einen Vorschlag zur Berechnung der Bruch-Zugkraft von Einzelplatten und Plattenreihen unter Berücksichtigung der vorstehend genannten Parameter für erforderliche Standsicherheitsuntersuchungen ermöglicht. Beispiele zeigen die Einfachheit des Verfahrens und die gute Übereinstimmung der Ergebnisse mit den Meßwerten der Großversuche.

Summary

The growing need of underground buildings, but also the construction above the ground under limited place conditions require the use of tie-back wall elements. Though grouted anchors have developed enormously anchors connected to anchor plates are still economic.

The presently known procedures for the calculation of these constructional elements reflect the behaviour of the soil only imperfectly. Therefore model tests were carried out in order to clarify about the transmission of a mainly horizontal tensile force into the retaining ground. By means of measuring the soil tensions and deformations the strongly lateral tension of the pressure stresses arising in front of the plate due the shear strength of the soil were made visible and dimensionally monitored. Patterns of the three-dimensional soil resistance in non-cohesive and cohesive soil depending on existing shear parameters and the depth of the plate at different plate shapes and anchor inclinations $\alpha < 30^\circ$ are derived. Further, the interactions of neighboured plates have been investigated.

A comparison of the results that were achieved in model tests at variant scales with the results of tests in situ provides a model law which allows for the calculation of the failure force of single plates and plate groups with respect to the above mentioned parameters. Examples show the simplicity of the procedure and the good agreement of the results with the values of in situ tests.

Vorbemerkung des Verfassers

In der vorliegenden Arbeit sind die Ergebnisse vieler und umfangreicher Versuche verwertet worden, die sich mit räumlichen Erdwiderstandsproblemen befassen. Allen, die dabei mitgewirkt haben, danke ich für ihre oft mühselige und sicher nicht einfache und saubere Arbeit mit der "überwiegend horizontal belasteten Ankerplatte".

Die Großversuche in Fresenburg habe ich 1958 mit meinen damaligen Mitarbeitern von der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster Annuß, Beckmann, Gimmel und Gneigel durchgeführt.

Herr Dipl.-Ing. Kleinsang hat mir freundlicherweise die in Duisburg erzielten Versuchsergebnisse aus dem Jahr 1963 zur Verfügung gestellt.

Die Modellversuche wurden im Laboratorium für Bodenmechanik, Erd- und Grundbau an der Universität Gesamthochschule Siegen im Rahmen von Diplomarbeiten von folgenden Studenten durchgeführt. Forschungsmittel wurden dafür nicht in Anspruch genommen.

Horn, Menke und Neubauer	(1980)
Bleiß und Roth	(1980)
Langhof und Stricker	(1982)
Exner und Held	(1982)
Beck und Stark	(1985)
Grau und Klaas	(1986)
Bänfer und Schaumann	(1987)
Hein und Löwenberg	(1987)
Prick	(1989)

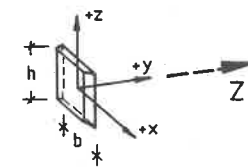
Ganz besonderen Dank schulde ich meinen Mitarbeitern, E.-H. Hofmann und W. Strack, die den Diplomanden beim Aufbau der erforderlichen Versuchs- und Meßeinrichtungen, bei der Beschaffung von Material und bei der Einweisung in die Meßaufgabe mit Rat und Tat zur Seite gestanden und ergänzende Versuche durchgeführt haben. Sie taten diese Arbeit - wie auch die Studenten - mit Interesse und großer Sorgfalt neben den Aufgaben, die im Rahmen der Lehrtätigkeit zu erfüllen waren.

Die unterschiedlichen Aufgaben, die den Diplomanden gestellt waren, sind Ursache der für den Außenstehenden sicher unverständlichen Häufung von Versuchen mit gleichen oder ähnlichen Randbedingungen. Das sind die Versuche, die für die jeweilige Auswertung besonders gut geeignet waren.

Bei der großen Zahl der an den Versuchen Beteiligten waren manuell bedingte Schwankungen, beispielsweise beim Einbau des Versuchsbodens, nicht zu vermeiden. Die trotzdem gute Übereinstimmung der Ergebnisse spricht für die sorgfältige Bearbeitung der gestellten Aufgaben.

Bezeichnungen

Zeichen	Dimension	Definition
h	m	Höhe der Ankerplatte
b	m	Breite der Ankerplatte
$A = b \cdot h$	m ²	Fläche der Ankerplatte
\bar{H}	m	Fußpunkt der Ankerplatte unter Gel.-OK
t	m	Lage des Ankers unter Gel.-OK
a	m	Ankerabstand
a^*	m	lichter Abstand der Ankerplatten
a_k	m	kennzeichnender Ankerabstand bei Überlagerung der seitlichen Kraftausstrahlung
$\beta = a_k/b$	l	auf Plattenbreite bezogener kennzeichnender Ankerabstand
x, y, z	m	Koordinaten, Ursprung im Ankerangriffspunkt
α	°	Ankerneigung = Plattenneigung
$\nu = b/h$	l	Seitenverhältnis
$\lambda = H/h$	l	Einbettungsverhältnis der Ankerplatte
$\lambda_t = t/h$	l	Einbettungsverhältnis des Ankers
M	l	Modellmaßstab für Längen
μ	l	Maßstabsfaktor
κ, k, m, n, u	-	Faktoren für die statistische Auswertung der Meßergebnisse
η	l	Sicherheit
Z	kN	Zugkraft am Anker
Z_B	kN	Bruch-Zugkraft, Reibungsanteil
$Z_{B,c}$	kN	Bruch-Zugkraft aus Kohäsion
$Z_{B,r}$	kN	Bruch-Zugkraft einer Rechteckplatte
Z_{B1}	kN	Bruch-Zugkraft einer Einzelplatte
Z_{B2}	kN	Bruch-Zugkraft von 2 benachbarten Platten



Zeichen	Dimension	Definition
$Z_{B,\alpha}$	kN	Bruch-Zugkraft bei Ankerneigung α
Z_s	kN	Bruch-Zugkraft aus seitlicher Kraftausstrahlung
Z_s^*	kN	Bruch-Zugkraft aus seitlicher Kraftausstrahlung im Überlagerungsbereich benachbarter Platten
\bar{Z}	kN/m	Bruch-Zugkraft, Aufnahme auf Plattenbreite
ΔZ_B	kN/m	Zunahme der Bruch-Zugkraft bei Erhöhung des Ankerabstandes a benachbarter Platten
$Z_{B,a}$	kN	Bruch-Zugkraft durchlaufender Plattenreihen, Anteil pro Platte
$Z_{B,d}$	kN/m	Bruch-Zugkraft durchlaufender Plattenreihen, Anteil pro lfdm.
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	kN/m ²	Normalspannungen im Boden den Koordinatenachsen entsprechend
$\sigma_o = Z/A$	kN/m ²	Plattenpressung aus Erdwiderstand
σ_{of}	kN/m ²	Plattenpressung im Bruchzustand, Reibungsanteil
$\sigma_{of,r}$	kN/m ²	w.v. bei Rechteckplatten
$\sigma_{of,s}$	kN/m ²	w.v. aus seitlicher Kraftausstrahlung
$\sigma_{of,\alpha}$	kN/m ²	w.v. bei Ankerneigung α
$\sigma_{of,c}$	kN/m ²	Plattenpressung im Bruchzustand aus Kohäsion
$\sigma_{of,cr}$	kN/m ²	w.v. bei Rechteckplatten
Δ_α	1	Abminderungsfaktor für Ankerneigung α
s	mm	Bewegung der Ankerplatte unter Belastung
s_x, s_y, s_z	mm	Bodenverformung unter Belastung den Koordinatenachsen entsprechend
$\bar{\epsilon}$	1	Verdrehung der Ankerplatte
bodenmechanische Kennwerte nach DIN 1080		
$\gamma_{d(o)}, \gamma_{d(m)}$	kN/m ³	Wichte des trockenen Sandes in lockerer, mittel-dichter und dichter Lagerung
$\gamma_{d(d)}$		

1. Veranlassung

Trotz aller Vorteile, die der Verpreßanker für die Abstützung von Wandelementen besitzt, werden auch heute noch zahlreiche Bauwerke mit herkömmlichen Ankerplatten oder -tafeln gesichert, bei denen die Kraftübertragung in der Regel durch Rundstahlanker, seltener durch Stahlkabelanker erfolgt. Diese Bauweise ist wirtschaftlich, wenn nur der Einbau der Anker in offener Baugrube möglich ist, vor allem bei Bauwerken, deren Luftseite schwer zugänglich ist (z.B. bei Bauwerken am Hang). Derartige Verankerungen sind robust in der Ausführung - das gilt für die Anker, die Ankerplatten und auch für den Anschluß am Bauwerk - und ohne Benutzung eines Spezialgerätes problemlos einzubauen.

Rundstahlanker eignen sich besonders gut zum Ausrichten einer Wand, deren Achse - etwa infolge von Rammschwierigkeiten - stellenweise von der Soll-Lage abweicht. Die Korrosion spielt bei Rundstahlankern im Gegensatz zu den Verpreßankern eine untergeordnete Rolle.

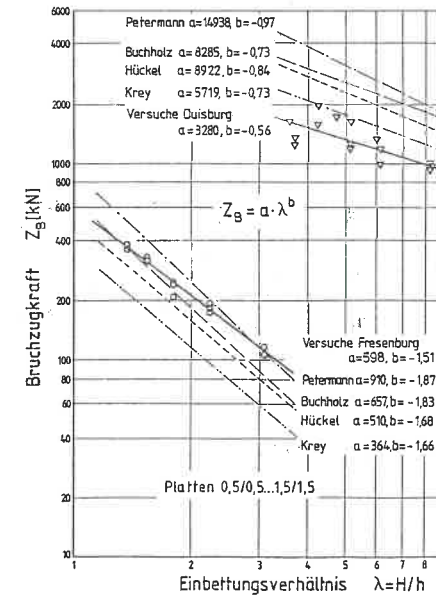


Abb. 1-1
Bruch-Zugkraft Z_B horizontal belasteter Ankerplatten $0,5/0,5 \dots 1,5/1,5$ m

Schwierigkeiten bereitet jedoch noch immer die Berechnung des Erdwiderstandes vor diesen räumlich wirkenden Verankerungselementen. Die derzeit anerkannten Theorien sind nur beschränkt anwendbar, weil entweder ein zutreffender Ansatz von variablen bodenmechanischen Kennwerten nicht möglich ist oder aber zahlreiche Beiwerte das Verfahren für den praktisch arbeitenden Ingenieur schwer durchschaubar machen. Sie weichen in Beziehung auf das Tragverhalten und hinsichtlich der auftretenden Baugrundverformungen von den Ergebnissen systematisch durchgeführter Großversuche teilweise erheblich ab. So ergaben Versuche in Duisburg mit tief eingebetteten Ankerplatten ($H/h > 3$) wesentlich geringere Bruch-Zugkräfte als sie nach verschiedenen Verfahren errechnet werden (Abb. 1-1).

Die nachstehend beschriebenen Versuche sollen zur Lösung dieses Problems beitragen. Aus den Ergebnissen wird ein Verfahren abgeleitet, das zum Nachweis der Standsicherheit von Ankerplatten gegen Aufbruch des Bodens und auch für erdstatisch verwandte Fragestellungen anzuwenden ist (Abb. 1-2).

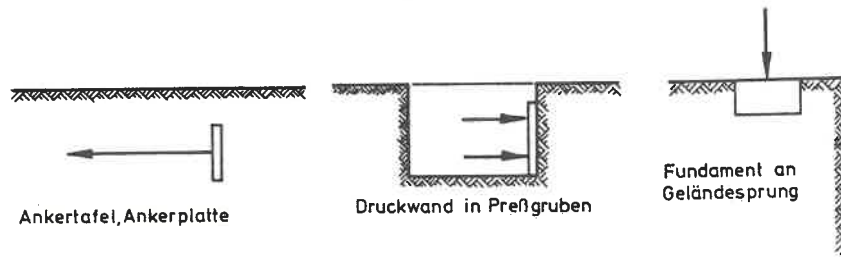


Abb. 1-2 Probleme des räumlichen Erdwiderstandes

2. Durchführung von Großversuchen

2.1 Ankerplattenversuche in Fresenburg

Ursprung und Ausgangspunkt für alle weiteren Untersuchungen waren die im Rahmen einer Forschungsarbeit (Petermann-Buchholz-Gruhle) im Jahre 1958 durchgeführten Ankerplattenversuche an der Umschlagstelle Fresenburg (unveröffentlichter Bericht im Auftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft, A.Z. Pe 29/2). Durch diese Versuche sollte nachgewiesen werden, daß die aus Modellversuchen abgeleiteten Verfahren von Buchholz (1931) und Petermann (1933) zur Berechnung des Erdwiderstandes vor quadratischen und rechteckigen Ankerplatten und der dabei auftretenden Bewegung auch auf größere Ankerplatten zu übertragen sind. Für die Modellversuche war seinerzeit Sand mit einem Winkel der inneren Reibung $\phi = 32,5^\circ$ verwendet worden.

2.1.1 Versuchsanordnung

Die Versuchsanker und Ankerplatten wurden im Zuge der Bauarbeiten an der Umschlagstelle in Fresenburg jeweils zwischen zwei entwurfsmäßig erforderliche Anker mit einem Abstand von 6,4 m voneinander verlegt (Abb. 2.1-1 u. 2.1-2). Bei dieser Anordnung war eine gegenseitige Beeinflussung der Bruchmuscheln ausgeschlossen, der Bruchvorgang vor den



Abb. 2.1-1
Bauzustand Umschlagstelle
Fresenburg mit eingebauten
Versuchsankern und -platten

Ankerplatten konnte sich voll ausbilden. Den Modellversuchen entsprechend lagen die Anker horizontal im Boden. Der sich im Boden einstellende Grundwasserspiegel in Höhe des Normalstaus konnte die Versuchser-

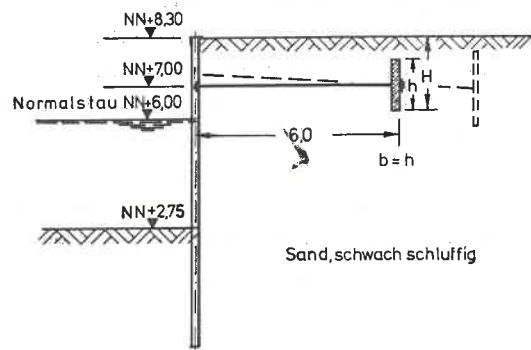


Abb. 2.1-2.
Anordnung der Versuchsanker und Ankerplatten

gebnisse nicht beeinflussen. Der Verankerungsboden wurde mit LKW angefahren und eingeschlämmt. Das Einbettungsverhältnis betrug je nach Plattengröße $H/h = 1,4 \dots 3,1$.

Die aus Beton B 160 hergestellten Ankerplatten besaßen folgende Abmessungen: 0,50/0,50, 0,75/0,75, 1,00/1,00, 1,25/1,25 und 1,50/1,50. Sie waren 25...30 cm dick. Außerdem wurden 2 Bohlenkreuze aus je zwei miteinander verschweißten 1,75 m langen Larssen-Profilen IV neu so eingebaut, daß einmal die senkrechte Bohle (Versuch 12) und einmal die horizontale Bohle (Versuch 14) nach vorn offen lag (Abb.2.1-3).

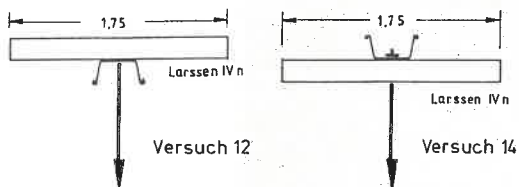


Abb.2.1-3
Ausbildung der Bohlenkreuze

Die Versuchsanker aus St. 52 mit einem Nenndurchmesser von 3" ließen eine Belastung der Ankerplatten mit Sicherheit bis zum Bruch des Erdreiches zu.

Die Belastungsvorrichtung lag während der Versuche auf einer Plattform aus Holzbohlen und Kanthölzern, die auf zwei Konsolen aus Winkel- und Flachstählen auf der Wasserseite der Spundwand aufgelagert war.

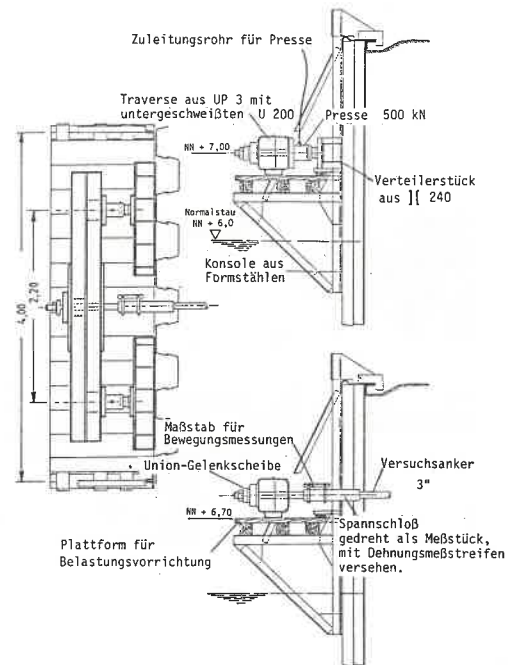


Abb.2.1-4 Belastungsvorrichtung

Auf das über die Spundwand hinausstehende Ende der Versuchsanker wurde nach Lösen der Ankermutter ein Spannschloß aufgeschraubt, das gleichzeitig als Meßstück diente. Das Spannschloß wiederum war mit einem 95 cm langen Ankerstück an die Belastungs-Traverse aus einem 3 m langen UP 3 angeschlossen. Eine zwischengeschaltete Union-Gelenkscheibe sorgte dafür, daß auch bei einem ungleichen Ausfahren der Pressen keine Momente im Versuchsanker auftraten.

Die Belastung wurde durch zwei hydraulische Pressen mit je 500 kN Tragkraft aufgebracht, die sich gegen die Spundwand abstützten. Zwischengelegte Konstruktionen aus 2U 24 mit eingeschweißten Blechen verteilten die Pressendrucke auf mindestens je zwei Bohlen der Wand beiderseits des Versuchsankers. Die gesamte Vorrichtung war so aufgelagert,

daß die Konstruktion ausreichende Bewegungsmöglichkeiten besaß und keine Vertikalbelastung des Ankers auftrat (Abb.2.1-4).

2.1.2 Meßeinrichtungen

2.1.2.1 Ankerzugkraft

Die in den Anker eingeleitete Zugkraft wurde am Pressenmanometer mit einer Genauigkeit von 5 bar abgelesen. Dies entspricht bei rd. 246 cm² Gesamtfläche der Pressenkolben einem Ankerzug von Z = 12,3 kN. Wahrscheinlich liegen die durch Reibungskräfte in den Pressen und in der Belastungskonstruktion oder durch die Trägheit des Manometers bedingten Abweichungen höher als die Ablesegenauigkeit. Sie werden etwa zu 5...10 % der aufgebrachten Kraft geschätzt.

Genauer war die Ablesung der Ankerzugkraft mittels elektrischer Widerstandsmessung am aufgeschraubten Meßstück (Abb.2.1-5). Dies bestand aus einem bearbeiteten Spannschloß mit einem wirksamen Querschnitt von 59,0 cm², das mit drei aktiven Gebern und einem Temperaturregeber versehen war. Die gewählte Anordnung der Meßstreifen gestattete es, etwa auftretende Spannungen aus Biegemomenten oder aus Temperaturänderungen zu eliminieren. Das Kleben und Isolieren der Geber wurde in der Werkstatt ausgeführt. Dort ist auch das Meßstück unter der Presse geeicht worden.

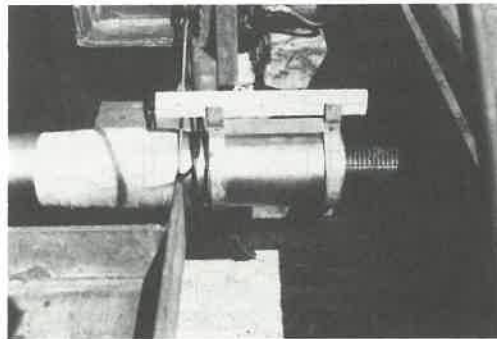


Abb.2.1-5 Meßstück für die Ankerzugkraft mit Maßstab zum Ablesen der Ankerbewegung

Bei einer Ablesegenauigkeit der Meßbrücke $\epsilon = 0,005 \text{ o}/\text{o}$ ist die Messung einer Spannung im Meßstück $\sigma = \epsilon \cdot E = 1050 \text{ kN}/\text{m}^2$ und somit einer

Ankerzugkraft Z = 6,2 kN möglich. Für die Meßbrücke allein wird eine Fehlergrenze von 1,5 % angegeben. Zweifellos liegt jedoch die durch Übergangswiderstände und durch nicht zu vermeidende Ungenauigkeiten beim Kleben und Isolieren der Meßstreifen bedingte Fehlergrenze höher. Sie wird der möglichen Sorgfalt beim Vorbereiten der Messungen, der Witterung und den anderen Begleitumständen entsprechend mit 6...10 % der Meßwerte eingeschätzt. Unter Berücksichtigung dieser Fehlergrenze dürfte den Messungen eine Ablesegenauigkeit von $\Delta Z = 6,2 \pm 0,08 \cdot Z \text{ (kN)}$ zugrunde liegen.

Das Meßstück wurde während der Versuche abgedeckt, um ungleichmäßige örtliche Erwärmungen, die durch den Temperaturregeber nicht zu eliminieren sind, zu vermeiden.

2.1.2.2 Plattenbewegung

Die Ankerplatten waren an ihrer Rückseite mit einem horizontal im Boden liegenden Rundeisen $\varnothing 14$ von etwa 1,5 m Länge versehen. Vor Beginn der Versuche wurde etwa 1,0 m hinter der Ankerplatte, wo eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse nicht zu befürchten war, eine Ausschachtung bis in Höhe der Anker niedergebracht und ein Maßstab mittels Rohrschellen an dem Rundeisen befestigt (Abb.2.1-6). Die Bewegung der Ankerplatte konnte daran mit Hilfe eines Theodoliten direkt abgelesen werden. Eine zweite Meßstelle derselben Art befand sich vor der Uferspundwand auf dem bereits erwähnten Zugkraft-Meßstück (s. Abb.2.1-5). Hier gestaltete sich die Ablesung des Maßstabes recht schwierig, sie wurde deshalb nur als Kontrolle benützt.

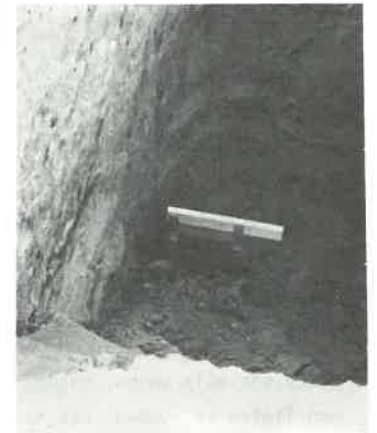


Abb.2.1-6 Maßstab zum Ablesen der Plattenbewegung

Der Theodolit zum Ablesen des hinter der Platte angebrachten Maßstabes war

etwa 4 bis 5 m vom Versuchsanker entfernt seitlich aufgestellt, wo Verformungen der Gelände-Oberfläche beim Anziehen des Ankers mit Sicherheit auszuschließen waren. Aus dieser Entfernung wurde die Bewegung der Ankerplatte mit 0,5 mm Genauigkeit abgelesen und auf 0,1 mm geschätzt.

2.1.2.3 Bodenverformung

Nach erfolgtem Bruch wurden die an der Oberfläche entstandenen Risse aufgezeichnet. Zu diesem Zweck war das von Rasen befreite und geglättete Planum in ein Quadratnetz von 10 cm Seitenlänge aufgeteilt worden (Abb.2.1-7). Die Auftragung erfolgte mit cm-Genauigkeit. Die Hebung des Verankerungsbodens wurde an einigen Stellen mit dem Nivelliergerät gemessen.

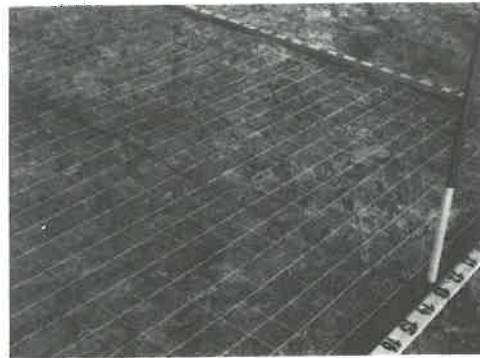


Abb.2.1-7 Quadratnetz zum Aufmessen der Bruchrisse im Boden

Aufschlüsse über die Vertikalbewegung und Drehung der Ankerplatte und auch über die Form von im Boden entstandenen Bruchrissen ergaben Aufgrabungen nach Überschreiten der Bruch-Zugkraft, wegen des großen Aufwandes allerdings nur bei einigen Versuchen. Der durch die Bewegung der Platte im Boden entstandene Hohlraum zeichnete sich deutlich ab und war einwandfrei zu messen.

2.1.3 Versuchsboden

Aus Schürfgruben, die schachbrettartig über den gesamten Versuchsbereich verteilt waren, wurden 11 ungestörte Bodenproben aus verschiedenen Tiefen entnommen. Die Anordnung der Schürfgruben ließ einen guten

Überblick auf die bodenmechanischen Eigenschaften des Verankerungsbodens erwarten. Die Gleichmäßigkeit der Lagerungsdichte wurde durch 8 Sondierungen mit der leichten Rammsonde bis etwa 3 m Tiefe unter Planum überprüft.

Der im Laboratorium ermittelte Kornverteilungsbereich (Abb.2.1-8) zeigt einen Sand mit schluffigen Anteilen, der als enggestuft zu bezeichnen ist. Der Sand besteht aus gedrunenem und überwiegend abgerundetem Korn. Trockenwichte $\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$ und Porenzahl $e = 0,70$ (Anl.2.1-1)

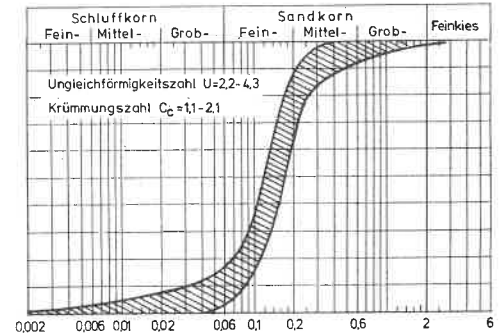


Abb.2.1-8 Körnungsbereich des Verankerungsbodens

lassen auf eine mittlere Lagerungsdichte des Bodens schließen, die - wie auch die Rammsondierungen zeigen - in gewissen Grenzen schwankt.

Mit dieser Lagerungsdichte ergab die Auswertung der Scherversuche nach Bjerrum einen Winkel der inneren Reibung $\phi = 32,9^\circ$ (Anl.2.1-2 u. 2.1-3). Für die praktische Auswertung der Versuche wird der Verankerungsboden mit einer Wichte in natürlicher Lagerung $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ und einem Winkel der inneren Reibung $\phi = 32,5^\circ$ in Ansatz gebracht.

2.1.4 Durchführung der Versuche und Ergebnisse

Die Anker wurden in Laststufen von rd. 12,3 kN entsprechend einem Pressendruck von 5 bar bis zum Bruch des Verankerungsbodens belastet. Die Ablesung an der Meßbrücke erfolgte wegen der begrenzt zur Verfügung stehenden Zeit nur bei jeder 2. Laststufe. Die Zugkraft wurde jeweils erst nach dem Abklingen der Plattenbewegung erhöht, nachdem sich der Gleichgewichtszustand zwischen Erdwiderstand und Belastung eingestellt hatte. Dieser Zustand erlaubte einwandfreie Messungen der Ankerzugkraft und der Plattenlage.

Eine Entlastung der Anker bei rd. 100, 200 und 300 kN Zugkraft ergab Hinweise auf das elastische Verhalten des Bodens. Der die Rückverformung charakterisierende Wert $\Delta \sigma / \Delta s$ läßt auch bei Berücksichtigung der verschiedenen Plattengrößen keine auswertbare Gesetzmäßigkeit erkennen. Auf eine Auftragung der Entlastungskurven konnte deshalb und auch aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet werden.

Nach Erreichen der Bruch-Zugkraft wurden die Ankermuttern hinter einigen Platten gelöst und die Anker weiter angezogen. Die dabei gemessenen Kräfte ergeben die zwischen Anker und Erdreich auftretende Reibung

- bei Anker 6: $R_A = 21,7 \text{ kN}$
- bei Anker 8: $R_A = 19,3 \text{ kN}$
- bei Anker 9: $R_A = 22,3 \text{ kN}$
- Mittelwert $R_A = 22,1 \text{ kN}$

Der aus passivem und aktivem Erddruck resultierende Widerstand gegen die Ankerplatte, der sich aus der am Anker gemessenen Zugkraft und der Ankerreibung ergibt, ist für je eine Plattengröße auf Abb.2.1-9 dargestellt. Diese Last-Weg-Kurven zeigen den für Probelastungen üblichen

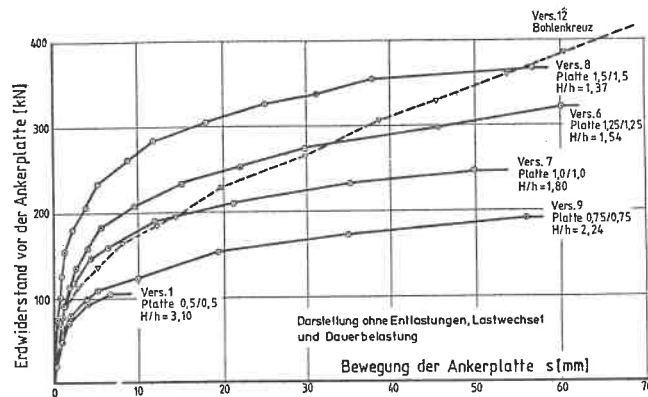


Abb. 2.1-9
Last-Weg-Kurven

Verlauf: Er ist zunächst annähernd linear. Die Neigung dieser "Geraden" stimmt annähernd mit der Wiederbelastungskurve nach erfolgter Entlastung

überein. Der Boden vor der Ankerplatte wird in diesem Stadium zusammengedrückt, ohne daß sich an der Oberfläche Brucherscheinungen bemerkbar machen. Der Boden vor der Platte erhält seine größte Lagerungsdichte. Bei weiterer Erhöhung der Ankerzugkraft stellen sich vermutlich plastische Verformungen in immer größeren Bereichen vor der Ankerplatte ein. Diese führen zur Aufwölbung des Bodens (Abb.2.1-10) und zu Bruchrissen an der Oberfläche, die im wesentlichen parallel zur Platte verlaufen (Abb.2.1-11). Diese Erscheinungen zeichnen sich nach Überschreiten der Bruchlast immer deutlicher ab. Eine Bruchmuschel mit geschlossenen Rändern - wie bei den Modellversuchen - konnte bei keiner Platte beobachtet werden, obwohl einige Anker bis weit über den Bruchzustand hinaus angezogen wurden.



Abb.2.1-10
Aufwölbung des Verankerungsbodens, vorderer Fluchtstab über dem Anker liegend

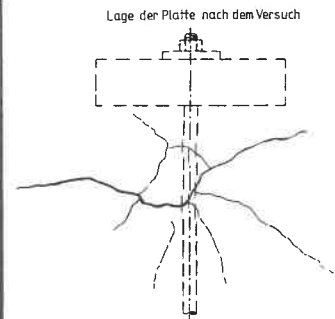
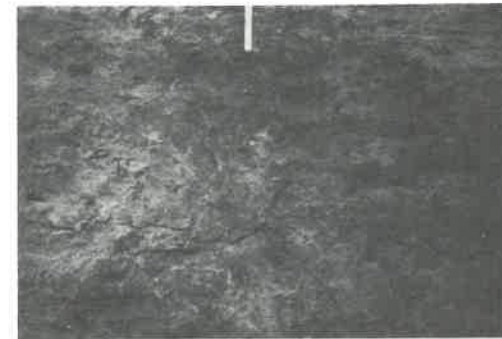


Abb.2.1-11 Bruchrisse an der Oberfläche (Versuch 3, Platte 1,0/1,0) Fluchtstab in Ankerachse, Hinterkante Platte

Die Last-Weg-Kurven für die Bohlenkreuze - dargestellt Versuch 12 - weichen auffällig davon ab. Sie besitzen nur einen kleinen "Linearbereich" mit geringen Bewegungen zu Beginn der Belastung und lassen dann einen fast stetigen Anstieg erkennen. Dabei erreicht das Kreuz mit der nach vorn offenen lotrechten Bohle (Versuch 12) eine erheblich höhere Bruchlast als das Kreuz, bei dem die Horizontalbohle nach vorn offen ist (Versuch 14). Vermutlich bilden sich beim Anziehen des Ankers je nach der Ausbildung des Bohlenkreuzes Pfropfen unterschiedlicher Größe im Erdreich, die einen zusätzlichen Erdwiderstand über die Fläche der Spundbohlen hinaus mobilisieren. Dafür sprechen auch die Unstetigkeiten im Verlauf der Kurve.

Bei einigen Ankern wurde das Verhalten unter Dauerbelastung und unter Wechsellasten untersucht. Charakteristisch ist die Last-Verformungs-Kurve für Versuch 2 (Platte 0,50/0,50) auf Abb.2.1-12. Sie läßt eine weit stärkere Bewegung der Ankerplatte in der untersuchten Laststufe erkennen. Bei höherer Belastung geht die Kurve wieder in den ursprünglichen Verlauf über.

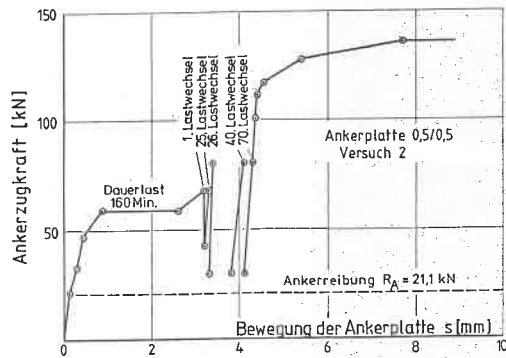


Abb.2.1-12

Last-Weg-Kurve bei Wechsel- und Dauerbelastung

Während der Versuche entstand infolge Zusammendrückung des Verankerungsbodens hinter der Platte ein Hohlraum, der - abweichend von der klassi-

schen Erddrucktheorie - an der Unterkante der Platte eine größere Bewegung ergab als an der Oberkante (Abb.2.1-13). Auch über der Platte waren während der Versuche Hohlräume entstanden. Ein Zeichen für das Absinken der Platten, obwohl ihr Gewicht gering ist gegenüber einer angenommenen lotrechten Komponente E_{pv} des Erdwiderstandes (Abb.2.1-14).

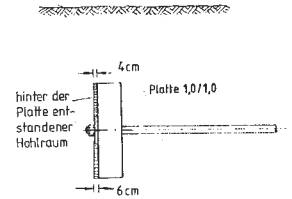
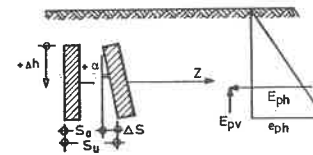


Abb.2.1-13

Bewegung der Ankerplatte



Verdrehung der Platte um $\Delta s = s_u + s_o$

Δh = Absinken der Platte

$$Z_B \triangleq E_{ph} \rightarrow E_{pv} \sim E_{ph} \cdot \tan(\varphi/3)$$

1	2	3	4	5	6	7	8
Nr.	b=h	Z_B	E_{pv}	G	Δh	Δs	α
-	m	kN	kN	kN	cm	cm	°
1	0,5	105	20,4	1,5	-	-	-
2	0,5	115	22,3	1,5	-	-	-
3	1,0	209	40,5	6,0	-	+ 2,0	+ 1,15
4	1,25	334	64,8	9,4	-	+ 2,0	+ 0,82
5	1,0	241	46,8	6,0	-	-	-
6	1,25	322	62,5	9,4	-	+ 3,0	+ 1,39
7	1,0	246	47,7	6,0	-	+ 2,0	+ 1,15
8	1,5	357	71,2	18,2	+ 1,2	+ 3,0	+ 1,15
9	0,75	191	37,1	3,4	+ 2,0	+ 2,0	+ 1,53
10	1,5	387	75,1	18,2	-	0	0
11	0,75	172	33,4	3,4	+ 3,0	+ 1,0	+ 0,76
12	Bk *	424	82,3	2,6	+ 0,7	-	-
13	0,75	180	34,9	3,4	-	-	-
14	Bk *	309	60,0	2,6	+ 2,8	-	-

* Bohlenkruz aus Bohlen Prof. Larssen IVn, 1,75 m lang

Abb.2.1-14 Plattenbewegung während der Versuche

Als Bruch-Zugkraft Z_B wird der höchste erreichte Erdwiderstand definiert. Eine Laststeigerung darüberhinaus ist nicht mehr möglich.

Die in Fresenburg gemessenen Bruch-Zugkräfte sind auf Abb.2.1-15 zusammengestellt. In dieser Tabelle sind auch die dimensionslosen Größen $\eta = z_B/\gamma \frac{H^2}{2} b$ und die Plattenpressung $\sigma_{of} = Z_B / b \cdot h$ im Bruchzu-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Vers.- Ort	Anker- versuch Nr.	Anker unter Gel.-Ok	b/h	H	H/h	Z _B	$\eta = \frac{Z_B}{\gamma \frac{H^2}{2} b}$	$\sigma_{of} = \frac{Z_B}{b \cdot h}$	
-	-	m	m	m	1	kN	1	kN/m ²	
Fresenburg	1	1.30	0,5/0,5	1.55	3.10	105	9.82	(420)	
	2		0,5/0,5	1.55	3.10	119	10.76	478	
	3		1,0/1,0	1.80	1.80	209	7.25	209	
	4		1,25/1,25	1.93	1.54	334	8.06	214	
	5		1,0/1,0	1.80	1.80	241	8.36	241	
	6		1,25/1,25	1.93	1.54	322	7.77	206	
	7		1,0/1,0	1.80	1.80	246	8.53	246	
	8		1,5/1,5	2.05	1.37	367	6.54	163	
	9		0,75/0,75	1.68	2.24	191	10.14	340	
	10		1,5/1,5	2.05	1.37	387	6.90	172	
	11		0,75/0,75	1.68	2.24	172	9.13	306	
	12		B.-Kreuz	-	-	-	424	-	-
	13		0,75/0,75	1.68	2.24	180	9.55	320	
	14		B.-Kreuz	-	-	-	309	-	-

Ableitung Z_B am Meßstück unter Berücksichtigung einer Ankerreibung R_A = 21,1 kN

Abb.2.1-15 Versuchsergebnisse

stand unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung des Erdwiderstandes eingetragen. Für die Bohlenkreuze sind diese Werte nicht enthalten, sondern gesondert aufgeführt - einmal auf die umrissene Fläche und zum anderen auf die Fläche der Spundbohlen bezogen -, weil diese Konstruktionen, wie bereits erwähnt, eine von den Ankerplatten abweichende Art des Erdwiderstandes aktivieren (Abb.2.1-16).

Bohlenkreuze H = 2,18 m; H/h = 2,18/1,75 = 1,25
 $A_{umr.} = 1,24 \cdot 1,24 = 1,54 \text{ m}^2$
 $A_{St.} = (1,75+1,35) \cdot 0,4 = 1,24 \text{ m}^2$

Versuch 12: vertikale Bohle vorn
 $\sigma' = 424/1,54 = 276 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma'' = 424/1,24 = 342 \text{ kN/m}^2$
 $\eta = 5,66$

Versuch 14: horizontale Bohle vorn
 $\sigma' = 309/1,54 = 200 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma'' = 309/1,24 = 249 \text{ kN/m}^2$
 $\eta = 4,13$

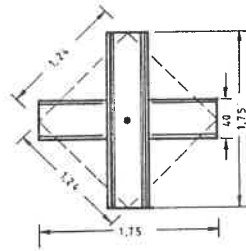


Abb.2.1-16 Ergebnisse mit Bohlenkreuzen

2.2 Versuche in Duisburg

Diese Versuchsserie, die von der Forschungsgruppe Petermann-Buchhol-Kleinsang im August 1961 durchgeführt wurde (unveröffentlichter Bericht im Auftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft, A.Z. Pe 29/4 und 29/6), war die Fortsetzung der Fresenburger Versuche mit tiefer liegenden Ankerplatten. Um die Versuchskosten möglichst gering zu halten, wurden die Versuche im Rahmen eines planmäßigen Uferausbaues der Duisburg-Ruhrorter-Häfen AG am Westufer des Hafenumdes durchgeführt.

2.2.1 Versuchsanordnung

Die Versuchsanker - 12 Ankerstangen aus St 52 mit einem Durchmesser von 3 3/4" und 16 m Länge - waren von der Uferspundwand aus im Abstand von 4,0 m horizontal durch den Verankerungsboden gepreßt und in offener, mit Kanaldielen ausgesteifter Baugrube mit quadratischen Ankerplatten 0,60/0,60, 0,80/0,80, 1,00/1,00, 1,25/1,25 und 1,50/1,50 versehen worden. Das erwartete Verlaufen der Anker war gering, die Abweichung von der Sollage betrug im ungünstigsten Fall vertikal 12 cm und horizontal 40 cm. Die Ankerplatten waren 0,35...0,60 m dick und an den Rändern unter 30° abgeschragt, um die Seitenreibung zu reduzieren bzw. auszuschalten (Abb.2.2-1).

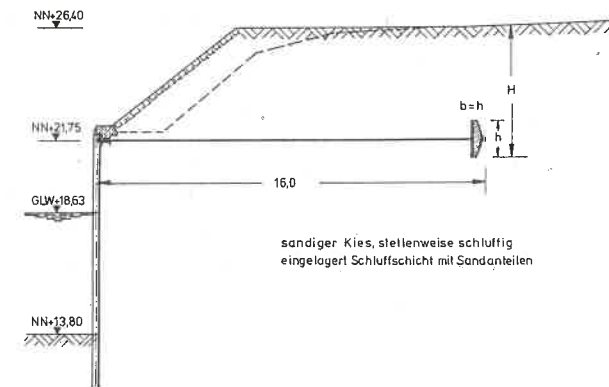


Abb.2.1-1 Anordnung der Versuchsanker und Ankerplatten

Der beim Einbau vor der Platte entstandene freie Raum von 7...10 cm wurde ausbetoniert, damit der Verankerungsboden unberührt blieb und eine gleichmäßige Belastung durch die Platten gewährleistet war.

Außerdem wurden 5 Anker, bei denen anstelle der Ankerplatten Betonsplinte mit einem Durchmesser von 1,10 m und 1,10 m Höhe ausgeführt waren, in das Versuchsprogramm einbezogen (Abb.2.2-2).

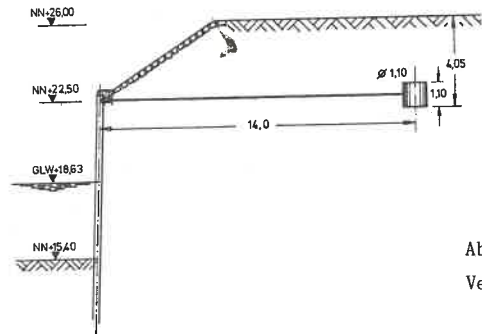


Abb.2.2-2
Versuchsanker mit Betonsplint

Die Versuchsanker und Ankerplatten waren für eine Zugkraft $Z = 2000 \text{ kN}$ ausgelegt, so daß die Anker mit Sicherheit bis zum Bruch des Erdreiches belastet werden konnten.

Die Baugrube wurde lagenweise wieder verfüllt und der eingebrachte Boden so verdichtet, daß die Ankerplatten auf ihrer Rückseite durch den aktiven Erddruck belastet waren. Selbstverständlich ist der Baugrubenverbau vor den Versuchen wieder gezogen worden, so daß eine Beeinflussung der Bruchvorgänge im Boden ausgeschlossen war.

Die Belastungsvorrichtung bestand hier aus einer 4,5 m langen Traverse aus zwei IP 500 und 2 Pressen mit je 2000 kN Tragkraft. Zwischen die Spundwand und die im Abstand von 3,2 m angeordneten Pressen waren zur besseren Lastverteilung 1,6 m lange Trägerstücke eingebaut. Die Traverse war durch Konsolen gegen die Spundwand abgestützt. Ihre Aufhän-

gung am Kopf der Wand sorgte für eine einwandfreie Krafteinleitung in Ankerrichtung. Ein Verkanten der Traverse konnte durch Absperrventile an jeder Presse verhindert werden.

2.2.2 Meßeinrichtungen

2.2.2.1 Ankerzugkraft

Die Ankerzugkraft wurde am Pressenmanometer abgelesen und zusätzlich an Manometern kontrolliert, die gesondert vor jeder Presse angeordnet waren. Bei einer Ablesegenauigkeit am Manometer von 2 bar und einer Gesamtfläche der Pressenkolben von 1320 cm^2 betrug die mögliche Ablesegenauigkeit der Ankerzugkraft $Z = 26,4 \text{ kN}$. Unter Berücksichtigung der überlagernden Fehler aus Reibung in der Zugvorrichtung und aus Undichtigkeiten in der Leitung, die in Druckversuchen zu maximal 4 % ermittelt worden waren, ergibt sich eine Meßgenauigkeit für die Ankerzugkraft von $\Delta Z = 26,4 \pm 0,04 \cdot Z \text{ (kN)}$. Auf elektrische Widerstandsmessungen zur Kontrolle der Ankerzugkraft mußte hier verzichtet werden, weil an der Versuchsstelle mit Hochwasser zu rechnen war.

2.2.2.2 Bewegung des Ankers und der Ankerplatte

Die Bewegung des Ankers wurde mit Hilfe eines Theodoliten an einem Maßstab abgelesen, der unmittelbar hinter der Spundwand auf dem Anker befestigt war. Die Ablesegenauigkeit betrug $1/10 \text{ mm}$. Die Bewegung der Ankerplatte ergab sich daraus unter Berücksichtigung der elastischen Ankerdehnung und eines geschätzten Wertes für das Spiel zwischen Mutter, Gewinde, Unterlags- und Ankerplatte von 5 mm. Das ursprünglich vorgesehene direkte Messen der Plattenbewegung und Verkantung durch ein aufgesetztes Beobachtungsrohr war - wie sich bereits bei den ersten Versuchen zeigte - nicht möglich. Auch auf eine zusätzliche Messung mit 4 Uhren zwischen zwei senkrecht zum Anker angeordneten Platten, von denen eine im Boden verankert und die andere auf der Ankerstange befestigt war, mußte verzichtet werden, weil die im Boden befindliche Platte durch Verformungen des Erdreiches beeinflusst wurde.

Nach dem Versuch wurde die Plattenoberkante freigelegt. Aus der Bewegung der Ankerachse und der Plattenoberkante, die an einem einbetonierten Flacheisen abzulesen war, konnte die Verkantung der Platte bestimmt werden.

2.2.2.3 Bodenspannungen vor der Ankerplatte

Bei 8 Platten wurden Glötzl-Erddruckgeber zwischen Verankerungsboden und Platte eingebaut, um die Verteilung des Erdwiderstandes über die Plattenfläche zu ermitteln, und zur Kontrolle der aufgetragenen Ankerzugkraft. Es zeigte sich jedoch, daß die Zahl der abgelesenen Meßwerte nicht für eine zuverlässige Auswertung ausreichte. Die Ergebnisse dieser Messungen sind deshalb hier nicht weiter verfolgt worden.

2.2.3 Versuchsboden

Der anstehende Boden wurde im Rahmen der Planung für den Uferausbau durch Bohrungen parallel zur Wand im Abstand von rd. 10 m erschlossen. Dabei sind im Verankerungsbereich Sand und Kies, stellenweise auch eingelagerte Schichten Schluff angetroffen worden. Diese Böden werden überlagert durch Aufschüttungen aus Kies. Eine charakteristische Kornverteilung des Verankerungsbodens ist wegen des schichtenweisen Aufbaus nicht darzustellen.

Über die Lagerungsdichte des Bodens liegen keine Angaben vor. Die vorhandenen örtlichen Verhältnisse lassen jedoch die Annahme zu, daß im Laufe der Zeit infolge von wiederholt aufgetretenem Hochwasser eine ausreichende Verdichtung erfolgte. Bei durchgeführten Rammsondierungen wurden in den oberen Schichten etwa 5...10 Schläge - ähnlich wie in Fresenburg - registriert, in größeren Tiefen stiegen die zum Einrammen erforderlichen Schlagzahlen infolge der größer werdenden Bodenüberlagerung an. Durch die Schichtung des Bodens bedingt wurden örtlich begrenzt auch sprunghaft ansteigende Schlagzahlen registriert.

Zwei direkte Scherversuche ergaben Winkel der inneren Reibung $\phi = 33,8^\circ$ und $\phi = 31,0^\circ$.

Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse und der Beurteilung an Ort und Stelle werden folgende mittlere Bodenkennwerte angegeben:

$$\text{Wichte im erdfeuchten Zustand } \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Winkel der inneren Reibung } \phi = 32,5^\circ$$

2.2.4 Durchführung der Versuche und Ergebnisse

Die Anker wurden wie in Fresenburg bis zum Bruch des Bodens belastet. Allerdings mußte hier darauf geachtet werden, daß trotz des Bruchvorganges die Verankerung ihre Funktion für das Bauwerk zu erfüllen in der Lage blieb. Die Last-Weg-Kurven, die auf Abb.2.2-3 für jeweils eine Plattengröße dargestellt sind, lassen erkennen, daß der Bruchwert Z_B bei den größeren Platten nicht vollständig erreicht wurde. Bei den Platten 0,6/0,6 mußten die Ankerstangen, die während der Versuche zu weit herausgezogen worden waren, wieder zurückgedrückt und zusätzlich mit einem Splint im Boden verankert werden.

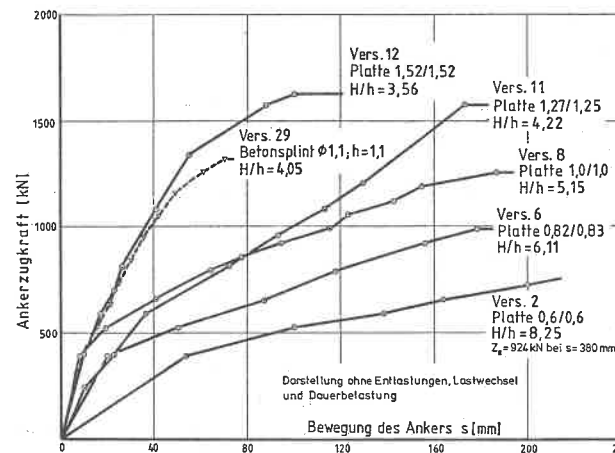


Abb.2.2-3
Last-Weg-Kurven

Die jeweils aufgetragene Last wurde auch hier konstant gehalten, bis keine meßbare Bewegung mehr auftrat. Je Versuch sind 2 bis 3 Ent-

Wiederbelastungen ausgeführt worden, die bei der Auftragung unberücksichtigt blieben, weil sie - wie bei den Versuchen in Fresenburg - keine zusätzlichen Erkenntnisse erbrachten.

Es war anzunehmen, daß beim Durchpressen die Reibung zwischen Anker und Erdreich so stark herabgesetzt war, daß auf eine Berücksichtigung der Stangenreibung verzichtet werden konnte. Auch in Duisburg verdrehte sich die Ankerplatte während der Versuche regellos und theoretisch nicht zu erklären (Abb.2.2-4). Bruchrisse an der Bodenoberfläche oder Aufwölbungen waren bei keinem Zugversuch festzustellen.

Die ermittelten Bruch-Zugkräfte Z_B , die daraus errechneten Werte η und die Plattenpressung aus Erdwiderstand beim Bruch σ_{of} sind in der Tabelle Abb.2.2-5 zusammengestellt. Dabei wurden die Betonsplinte als Platte ihrer Querschnittsfläche entsprechend behandelt.

1	2	3	4
Nr.	b=h	ΔS	ϵ
-	m	cm	o
1	1.0	+ 4.4	+ 2.52
2	0.6	+ 2.7	+ 2.58
3	0.6	+ 2.6	+ 2.48
4	0.6	- 2.4	- 2.28
5	0.8	- 8.0	- 4.28
6	0.8	- 3.6	- 2.58
7	0.8	-	-
8	1.0	-	-
9	1.0	- 5.0	- 2.88
10	1.25	+ 1.5	+ 0.69
11	1.25	+ 3.0	+ 1.38
12	1.5	-	-

Abb.2.2-4 Plattenbewegung während der Versuche (Bezeichn. gem. Abb.2.1-14)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Vers.-Ort	Anker-versuch Nr.	Anker unter Gel.-Ok	b/h	H	H/h	max $Z=Z_B$	$\eta = \frac{Z_B}{\gamma \frac{H^2}{2} b}$	$\sigma_{of} = \frac{Z_B}{b \cdot h}$
-	-	m	m	m	1	kN	1	kN/m ²
Duisburg	1	4.65	1.0/1.0	5.15	5.15	1650	6.91	1650
	2		0.6/0.6	4.95	8.25	924	6.98	2567 *
	3		0.6/0.6	4.95	8.25	950	7.18	2638 *
	4		0.6/0.6	4.95	8.25	990	7.48	2750 *
	5		0.83/0.83	5.07	6.11	1188	6.19	1725
	6		0.82/0.83	5.07	6.11	990	5.22	(1455)
	7		0.82/0.85	5.08	5.98	1320	6.93	1894
	8		1.0/1.0	5.15	5.15	1254	5.25	1254
	9		1.0/1.0	5.15	5.15	1181	4.95	1181
	10		1.27/1.25	5.28	4.22	1968	6.18	1240
	11		1.27/1.25	5.28	4.22	1574	4.84	982
	12		1.52/1.52	5.41	3.56	1623	4.05	703
43	3.50	Betonsplint	5.20	4.73	1702	6.36	1407	
44			5.20	4.73	1702	6.36	1407	
26			$\beta = 1,1$	4.05	3.68	1228	7.56	1015
29			$\beta = 1,1$	4.05	3.68	1320	8.13	1091
32			$h = 1,1$	4.05	3.68	1320	8.13	1091

Ablesung Z_B am Pressenmanometer ohne Berücksichtigung der Ankerreibung (Anker wurden vor dem Versuch von der Luftseite durchgepreßt)

* außerhalb der Gültigkeitsgrenze

Abb.2.2-5 Versuchsergebnisse

2.3 Auswertung der Versuche in Fresenburg und Duisburg

Die Darstellung der dimensionslosen Bestimmungsgrößen $\eta = Z_B / \gamma \cdot H^2 \cdot o, 5 \cdot b$ (Gudehus 1980), wie sie sich aus den Versuchswerten ergeben (Abb.2.1-15 und 2.2-5), auf Abb.2.3-1 erbringt nicht die angestrebte Bestätigung der Rechenverfahren. Die Abweichungen können nicht durch Versuchsfehler erklärt werden, sie sind grundsätzlicher Art. Auffällig ist besonders die Unstetigkeit der Werte η Fresenburg und Duisburg zwischen dem Einbettungsverhältnis $\lambda = 3$ und $\lambda = 4$, die bei gleichen Bodenverhältnissen im krassen Widerspruch zu den gleichweise angeführten Verfahren steht.

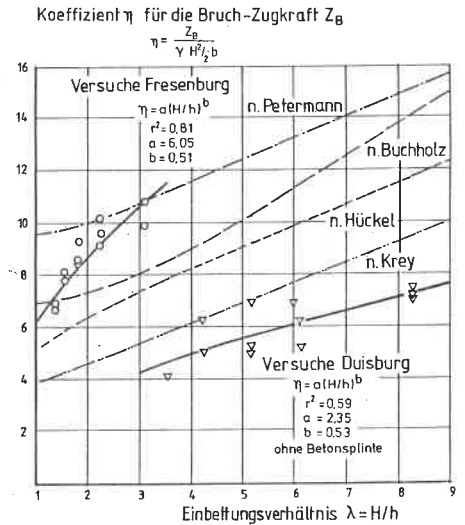


Abb.2.3-1 Dimensionslose Darstellung der Versuchswerte

Statt dessen wurde in Anlehnung an die Grundbruchberechnung - ähnliche Verhältnisse liegen hier vor - eine Lösung auf der Grundlage der Pressungen vor der Ankerplatte im Bruchzustand σ_{of} untersucht. Ihre Darstellung abhängig vom Einbettungsverhältnis $\lambda = H/h$ (Abb.2.3-2) ergibt einen stetigen Verlauf nach der Gleichung (Anl.2.3-1)

$$(1) \sigma_{of} = 92,3 \cdot \lambda^{1,7} \quad (\text{kN/m}^2)$$

bis zu einem Höchstwert, bei dem eine Steigerung mit dem Einbettungsverhältnis endet und das Durchpflügen des Bodens beginnt (Buchholz 1931).

Die Bruch-Zugkraft ergibt sich daraus unter Berücksichtigung der Plattengröße zu

$$(2) \quad Z_B = \sigma_{of} \cdot A \quad (\text{kN})$$

Es erschien angebracht, diese Beziehungen durch systematische Versuche im Modell zu belegen und weitere Abhängigkeiten, vor allem abweichende bodenmechanische Verhältnisse, zu untersuchen.

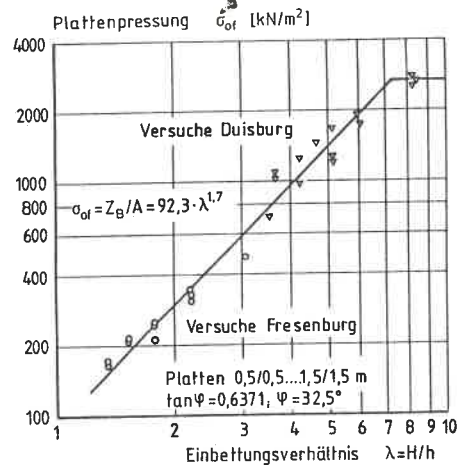


Abb.2.3-2

Plattenpressung aus Erdwiderstand bei quadratischen Ankerplatten nach Großversuchen in Fresenburg und Duisburg

3. Modellversuche mit Sand, Maßstab 1:5

3.1 Versuchseinrichtung

3.1.1 Erddruckkasten

Als Behälter für die Versuche diente ein Erddruckkasten mit den Abmessungen 2,50/1,75/1,50 m, der aus einer praktisch unnachgiebigen Stahlkonstruktion bestand. Er ermöglichte dreidimensionale Versuche unbeeinträchtigt durch die Seitenwände bis zu einer Einbettungstiefe von etwa $H = 1,0$ m (Abb.3.1-1). Mit Versuchsplatten von 10...30 cm Seitenlänge

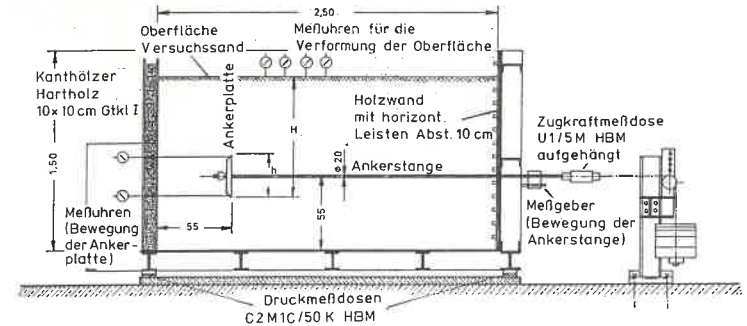


Abb.3.1-1 Erddruckkasten für Modellversuche

werden die im Bauwesen üblichen Platten im verhältnismäßig großen Modellmaßstab 1:5 erfabt.

Eine Holzwand mit horizontal aufgeschraubten Leisten im Abstand von 10 cm bildet die hintere Begrenzung, die Vorderseite besteht aus Kantölzern von 10 cm Höhe (Gtcl. 1), die wie Dammbalken in U-Profile eingesetzt und verkeilt werden. Diese Ausbildung erlaubte den Einbau und das genaue Abgleichen des Versuchssandes in Schichten von 10 cm. Auf diese Weise konnte das Volumen des Bodens und mit Hilfe von 3 unter dem Erddruckkasten angeordneten Druckmeßdosen das Gewicht, mithin seine Lagerungsdichte während des Einbaus laufend kontrolliert werden.

Der hohe Aufwand, den der Aufbau jedes Versuches verursachte, wurde in

Kauf genommen, weil dadurch die manuellen Fehler auf ein Mindestmaß begrenzt blieben und die Meßergebnisse eine relativ hohe Genauigkeit besitzen. Eine Verspannung des Versuchsbodens im Behälter, die die Versuche u.U. wesentlich beeinflußt hätte, trat nachweisbar nicht auf.

3.1.2 Belastungseinrichtung

Die 10 mm dicken, blankgezogenen Ankerplatten besitzen unter 45° abgeschrägte Kanten, so daß keine Seitenreibung auftreten kann. Sie sind mit einem schneidenförmigen Ring am Anker angeschlossen (Abb.3.1-2).



Abb.3.1-2 Schneidenförmiger Anschluß des Ankers

Dadurch werden Zwängungsspannungen während des Ziehens der Platte vermieden, die im Boden unkontrollierbare Bewegungen und Spannungen verursacht hätten, und die Platte kann während der Belastung um den Angriffspunkt kippen, wodurch Aufschluß über die Verteilung des Erdwiderstandes zu erwarten war.

Die, um die Reibung im Boden gering zu halten, polierte Ankerstange von 20 mm Durchmesser ist durch die Rückwand des Erddruckkastens geführt und unter Zwischenschaltung einer Zugkraft-Meßdose an das Belastungsgerät angeschlossen. Die Belastung erfolgt durch aufgelegte Tellerge- wichte. Um größere Zugkräfte zu erzielen, wurde ein Hebel mit 5-facher Übersetzung zwischengeschaltet.

3.1.3 Meßeinrichtungen

Es war ein HBM Meßplatz eingesetzt (Abb.3.1-3), bestehend aus:

Meßverstärker KWS 3050 für DMS-Messungen mit Meßstellenumschalter UH 3321 für 20 Meßstellen

Meßverstärker KWS 3072 für Induktivmessungen mit Meßstellenumschalter UH 3323 für 10 Meßstellen

Digitalanzeige DA 3415 A (Genauigkeitsklasse 0,1)

XY-Schreiber ZSK 2 der Fa. Rohde und Schwarz (Genauigkeitsklasse 0,2) für einige Versuche zusätzlich: 2 Meßverstärker KWS 3082 A

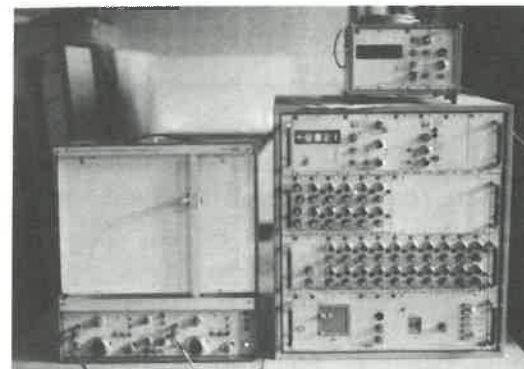


Abb.3.1-3 HBM Meßplatz

inzelnen wurden folgende Messungen ausgeführt:

3.1.3.1 Sandeinbau

Unter dem Erddruckkasten waren 3 BLH Druck-Meßdosen C 2MIC/50 k (Nennlast 226,8 kN) angeordnet, mit deren Hilfe der in Schichten von 10 cm eingebaute Versuchssand gewogen wurde. Dadurch war eine laufende Kontrolle der Lagerungsdichte (s. Abschn. 3.1.1) und die genaue Ermittlung der Wichte möglich. Im benutzten Meßbereich des Gerätes von 2 kN für jeweils eine Schicht waren Ablesungen mit einer Genauigkeit von ± 50 N/Meßdose möglich.

Die Meßdosen wurden sowohl einzeln unter einer amtlichen Prüfpresse als auch im eingebauten Zustand mit Hilfe von Gewichten geeicht. Es ergab

sich ein mittlerer Fehler $F_m = 0,8 \pm 0,6\%$ für alle 3 Meßdosen, was einem mittleren Fehler von rd. $0,13 \text{ kN/m}^3$ bei der Ermittlung der Bodenwichte entsprach.

Während des Einbaus wurde die Lagerungsdichte des Sandes darüberhin- aus durch Probenahme überprüft.

3.1.3.2 Zugkraft und Bewegung des Ankers

Die Belastung des Ankers wurde mit einer Zugkraft-Meßdose HBM U1/5M (Nennleistung 50 kN), die pendelnd aufgehängt zwischen der Belastungs- einrichtung und dem Anker angeordnet war, ermittelt.

Zur Messung der Ankerbewegung war ein induktiver Wegaufnehmer W 50 TK (max Weg 65 mm) eingesetzt.

Die Meßgrößen wurden digital angezeigt und in Form eines Last-Weg-Dia- grammes unmittelbar dargestellt (Abb.3.1-4). Dadurch konnte der Höchst- wert der Belastung, die Bruch-Zugkraft Z_B , erfaßt werden.

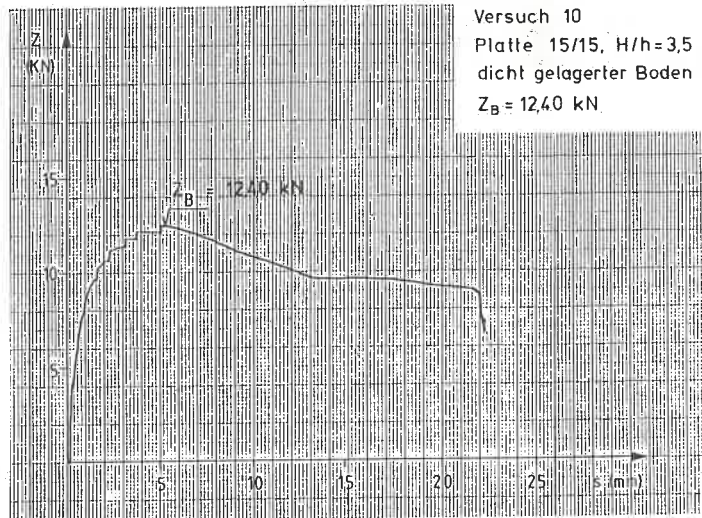


Abb.3.1-4 Aufzeichnung eines Zugversuches

An der Rückseite der Ankerplatte waren in 10 cm Abstand übereinander 2 Schweißdrähte befestigt, die durch den vorderen Ab- schluß des Erddruckkastens herausragten. Dort waren 2 Meßuhren (Ablesegenauig- keit 1/100 mm) angebracht, mit deren Hilfe die Bewe- gung des Ankers kontrol- liert und das Kippen der Ankerplatte während des Versuches beobachtet werden konnte (Abb.3.1-5).

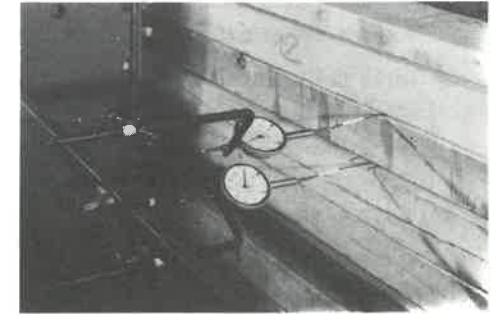


Abb.3.1-5 Kontrolluhren für Bewegung der Ankerplatte und zum Messen der Kippbewegung

3.1.3.3 Bodenspannungen

Zur Messung der im Boden auftretenden Spannungen stand das fernhydrau- lische System Glötzl zur Verfügung (Gruhle 1977). Es wurden Erddruck- geber Typ E6 KF 20 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.

Eichversuche in einem Druckbehälter ergaben eine recht gute Nullpunkt- konstanz der Geber. Bei einer Belastung bis $\max \sigma_0 = 500 \text{ kN/m}^2$ betrug der mittlere Fehler $F_m = 3,1 \pm 0,4\%$, im Bereich der Meßwerte kann mit Abweichungen von $F_m = 1...2\%$ gerechnet werden. Das läßt sichere Aus- sagen zu über Meßwerte von 10 kN/m^2 und Angaben mit ausreichender Wahr- scheinlichkeit über Meßwerte von 5 kN/m^2 . Vermutlich sind die durch den Einbau der Dosen bedingten Abweichungen höher als die ermittelte Meßge- nauigkeit.

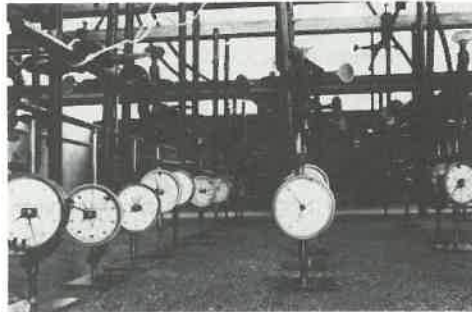
Durch Nullpunktmessungen zu Beginn des Versuches konnten die im Geber vorhandene Vorspannung und der Einfluß der Druckhöhe eliminiert werden. Die Ablesung der einzelnen Meßstellen erfolgte durch automatisches Ab-

rufen am zentralen Meßschrank mit Hilfe eines nachträglich eingebauten Absolutdruck-Aufnehmers HBM P4 K (Nenndruck 10 bar) und der vorstehend aufgeführten Meßeinrichtung an der Digitalanzeige.

Durch Beschränkung der Zahl der Meßgeber und durch zweckmäßige Anordnung konnte eine Beeinträchtigung der Versuchsergebnisse ausgeschlossen werden (Gruhle 1981).

3.1.3.4 Bodenverformung

An einer über dem Erddruckkasten angeordneten Meßbrücke waren Meßuhren (Ablesegenauigkeit 1/100 mm) angebracht, mit deren Hilfe die Bewegung der Oberfläche während des gesamten Versuches registriert wurde. Die Taststifte der Uhren standen auf Glasplatten, die die Vertikalbewegung übertrugen, ohne etwaige Horizontalbewegungen einzuschränken (Abb. 3.1-6).



An der Oberfläche auftretende Bruchrisse waren mit einem aufgelegten Raster von 10 cm Seitenlänge einzumessen.

Der Erfassung von Verformungen im Inneren des Bodens dienten Bleidrähte von 2 mm Durchmesser, die beim Einbau des Sandes im Abstand von 10 cm in beiden Richtungen eingelegt wurden. Die Drähte verformen sich mit dem Boden und zeigen - allerdings erst nach Abschluß des Versuches - sowohl Vertikal- als auch Horizontalbewegungen an. Sie sind genauer als Farbschichten einzumessen und verschmutzen den Boden bei wiederholter Verwendung nicht.

Beim Einlegen werden die Schnittpunkte von jeweils zwei Drähten in x/y-Richtung mit Stahlmaßband und Lupe (Abb.3.1-7), in z-Richtung durch

Feinnivellement eingemessen. Zur Kontrolle wurden die Drähte nach Einbau und Verdichten der jeweils folgenden Sandschichten an einigen Stellen nochmals freigelegt. An ihrer Lage hatte sich praktisch nichts geändert.

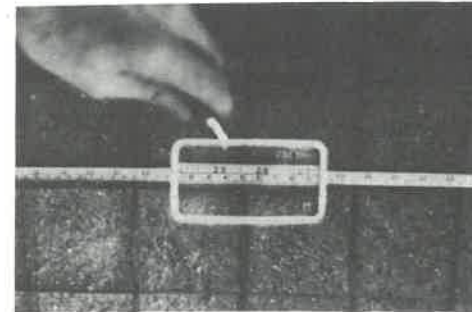


Abb.3.1-7
Einmessen der Bleidrähte in x/y - Richtung



Abb.3.1-8
Bleidrähte auf z = +5 cm Platte 2o/2o von hinten Blick in y-Richtung dichte Lagerung, λ = 3

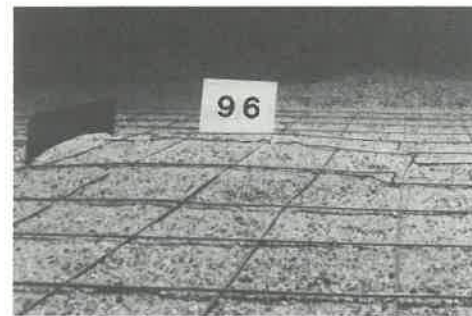


Abb.3.1-9
Bleidrähte auf z = +5 cm Platte 2o/2o, Blick in x-Richtung dichte Lagerung, λ = 3,5

Nach Abschluß des Versuches wurde der Sand von Hand durch Absaugen lagenweise entfernt und die Lage der Drähte wieder aufgemessen (Abb.3.1-8 und 3.1-9). Dabei ist der äußere Rand des Rasters zur Kontrolle als Bezugshöhe benützt worden, so daß Fehler beim Einbau des Sandes ausgeschlossen sind.

3.1.4 Versuchssand

Für die Versuche wurde Rheinsand verwendet (Abb.3.1-10). Sein gleichförmiger Kornaufbau ($U = 2,5 \dots 2,8$) 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 1960), können die im Versuch ermittelten Zugkräfte als Mindestwerte angesehen werden.

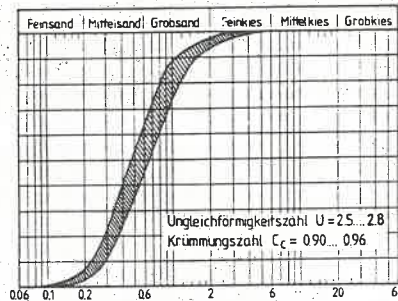
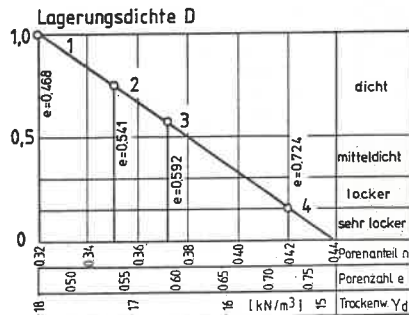


Abb.3.1-10 Körnungsbereich des Versuchssandes



lockerste Lagerung $\gamma_d = 14,89 \text{ kN/m}^3$
 dichteste Lagerung $\gamma_d = 17,99 \text{ kN/m}^3$
 Einbau im Erddruckkasten:
 1 dicht $\gamma_d = 18,05 \text{ kN/m}^3$
 2 und 3 mitteldicht $\gamma_d = 17,20$ und $16,65 \text{ kN/m}^3$
 4 locker $\gamma_d = 15,37 \text{ kN/m}^3$

Abb.3.1-11 Lagerungsdichte des Versuchssandes

Die in den verschiedenen Versuchsstadien ausgeführten Kornanalysen zeigen, daß eine Kornverfeinerung infolge des wiederholten Einbaues in den Erddruckkasten nicht auftritt. Die Einzelkörner besitzen gedrungene Form mit überwiegend abgerundeten Kanten.

Die für lockerste und dichteste Lagerung ermittelten Werte des Porenanteiles n , der Porenzahl e ,

der Trockenwichte γ_d und ihre Beziehungen zueinander sind auf Abb.3.1-11 dargestellt. Die Scherfestigkeit des Sandes ist im Dreiaxialversuch mit Zylindern $\varnothing 3,6 \text{ cm}$ und $h = 9 \text{ cm}$ in verschiedener Lagerungsdichte ermittelt worden. Die nach der Methode der kleinsten Quadrate abgeglichene Gerade für $\tan \phi$ in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Bodens ergibt unter Voraussetzung der Linearität die Beziehung $\tan \phi = 0,2217 + 0,2569/e$, die geringfügig von der Geraden $e \cdot \tan \phi = \text{const.}$ nach Bjerrum et al. (1961) abweicht (Abb.3.1-12).

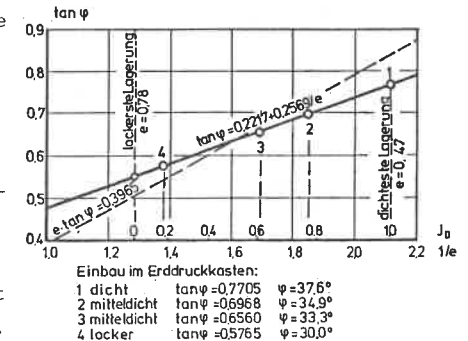


Abb.3.1-12 Scherfestigkeit des Versuchssandes

3.2 Einbau der Ankerplatte und des Sandes

Während des Einbaus war die Ankerstange an der Oberkante des Erddruckkastens aufgehängt. Die Ankerplatte wurde beim Einbau des Sandes rechtwinklig zum Anker, die Auflagerschneide horizontal ausgerichtet.

Der Versuchssand lagerte in einem betonierten Vorratsbehälter im Labor. Er war vor den Versuchen getrocknet worden, 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 (Gruhle 1981).

Der Sand wurde mittels Greifer ($0,25 \text{ m}^3$) aus dem Vorratssilo entnommen und rieselte beim Einbau in "lockerer Lagerung" dem Laborversuch (DIN 18 126) entsprechend durch einen angeflanschten Schlauch in den Erddruckkasten. Die "dichte Lagerung" wurde mit Hilfe einer Rüttelplatte $20,25 \text{ cm}$ Vibromax Losenhausen A 80/200 (50 Hz) erzielt. Auf diese Weise konnte der Versuchssand in extremen Lagerungsdichten eingebaut werden. Laufende Messungen (s. Abschn. 3.1.1 und 3.1.3.1) ergaben die Porenzahl $e = 0,724$ für die lockere Lagerung und $e = 0,468$ für die dichte

Lagerung des Sandes. Bei den Versuchen mit quadratischen Einzelplatten und horizontalen Anker konnten darüberhinaus bei leichter Verdichtung "mitteldichte Lagerungen" mit Porenzahlen $e = 0,592$ und $e = 0,541$ hergestellt werden, die für die Auswertung wertvolle Aufschlüsse erbrachten (s. Abb.3.1-11).

Die dementsprechenden Winkel der inneren Reibung betragen in lockerer Lagerung $\phi = 30,0^\circ$, in dichter Lagerung $\phi = 37,6^\circ$ und in mitteldichter Lagerung $\phi = 33,3^\circ$ bzw. $\phi = 34,9^\circ$ (s. Abb.3.1-12).

Nach jedem Versuch wurde der Erddruckkasten wieder vollständig geräumt.

3.3 Versuchsablauf und Ergebnisse

Nach erfolgreichem Einbau von Anker und Sand erfolgte die Nullablesung aller Meßeinrichtungen. Der Versuch läuft nach dem auf das jeweilige Ziel ausgerichteten Programm ab. Unter der abgestuften Belastung des Ankers wird die Ankerplatte gegen den Boden gedrückt - Plattenpressung $\sigma_0 = Z/A$ - und der Verankerungsboden verformt sich. Diese Bewegungen enden, wenn

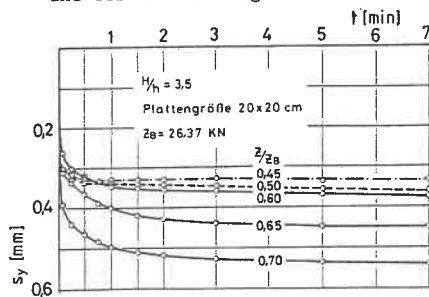


Abb.3.3-1 Zeit-Weg-Kurven Vers.28 für steigende Belastung

Als Bruch-Zugkraft Z_B wird auch hier der höchste erreichte Ankerzug definiert (s. Abb.3.1-4). Bei dichter Lagerung ist der Bruch sehr deutlich als Spitzenwert der Last-Weg-Kurve mit anschließendem Kraftabfall zu erkennen. Bei mitteldichter und lockerer Lagerung zeichnet sich der Bruch weniger deutlich, aber ablesbar in der Last-Weg-Kurve durch Übergang in einen horizontalen Verlauf ab, die Ankerplatte bewegt sich bei

sich der Gleichgewichtszustand zwischen Erdwiderstand und Belastung eingestellt hat, etwa nach 1..2 Minuten bei den ersten und nach etwa 5 Minuten bei den folgenden Laststufen (Abb.3.3-1), bei größeren Einbettungstiefen auch noch später.

Als Bruch-Zugkraft Z_B wird auch hier der höchste erreichte Ankerzug definiert (s. Abb.3.1-4). Bei dichter Lagerung ist der Bruch sehr deutlich als Spitzenwert der Last-Weg-Kurve mit anschließendem Kraftabfall zu erkennen. Bei mitteldichter und lockerer Lagerung zeichnet sich der Bruch weniger deutlich, aber ablesbar in der Last-Weg-Kurve durch Übergang in einen horizontalen Verlauf ab, die Ankerplatte bewegt sich bei

konstanter Ankerbelastung. Die Last-Weg-Kurven besitzen die charakteristische Form wie beim Scherversuch (Abb.3.3-2).

Bei kleinem Einbettungsverhältnis λ wird der dichtgelagerte Boden vor der Platte durch die Belastung nach oben verdrängt, und die Oberfläche wölbt sich - wie bei den Großversuchen in Fresenburg - auf, stärker bei größeren Platten und kleinerem Einbettungsverhältnis λ (Abb.3.3-3). Hinter der Platte, im Bereich des aktiven Erd- druckes, sackt der Sand nach. Beim Erreichen des Grenzwertes bricht der Verankerungsboden unter Bildung einer kreisförmig gekrümmten Gleitfläche nach oben auf (Abb.3.3-4) und an der Oberfläche bildet sich eine Bruchmuschel (Abb.3.3-6).

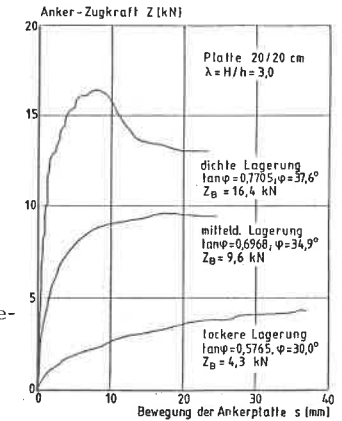


Abb.3.3-2 Charakteristische Last-Weg-Kurven

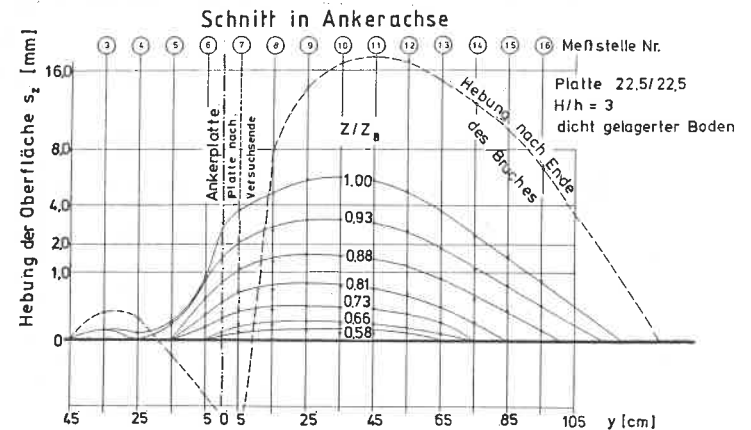


Abb.3.3-3 Verformung der Boden-Oberfläche während der Belastung bei dicht gelagertem Boden, $\lambda = 3$

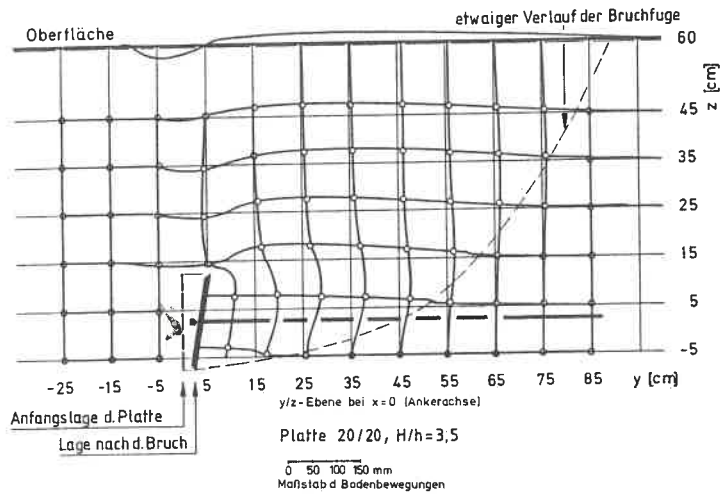


Abb.3.3-4 Bodenverformungen s_y und s_z nach dem Bruch dichte Lagerung

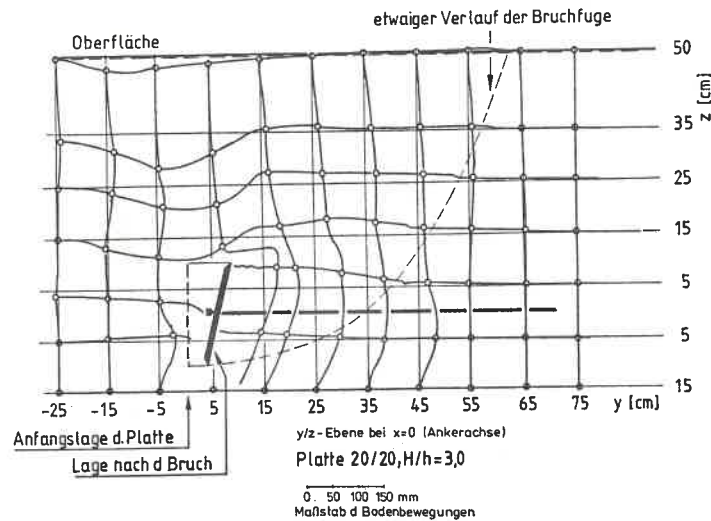


Abb.3.3-5 Bodenverformungen s_y und s_z nach dem Bruch lockere Lagerung

In locker gelagertem Boden stellt sich beim Bruch eine kürzere, steiler verlaufende Bruchfuge ein (Abb.3.3-5), und die sich an der Oberfläche bildende Bruchmuschel ist kleiner als bei dichter Lagerung (Abb.3.3-6).

Die gemessenen Bodenverformungen lassen bei kleinerem Einbettungsverhältnis λ deutlich den Bereich des Erdwiderstandes vor der Platte, in dem der Boden zusammengedrückt wird und nach oben ausweicht, und den Bereich des Erddruckes hinter der Platte erkennen, in dem der Boden der Theorie entsprechend absinkt.

Bei wachsendem Einbettungsverhältnis λ weicht der Boden auch bei stei-

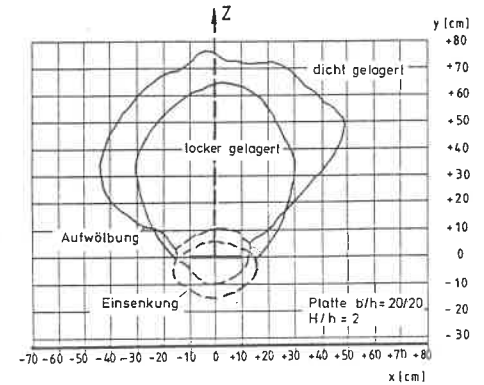


Abb.3.3-6 Bruchbild bei dichter und lockerer Lagerung

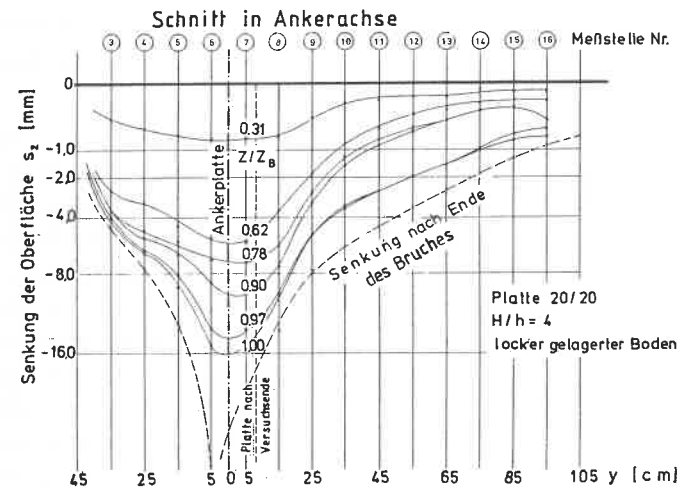


Abb.3.3-7 Verformung der Boden-Oberfläche während der Belastung bei locker gelagertem Boden, $\lambda = 4$

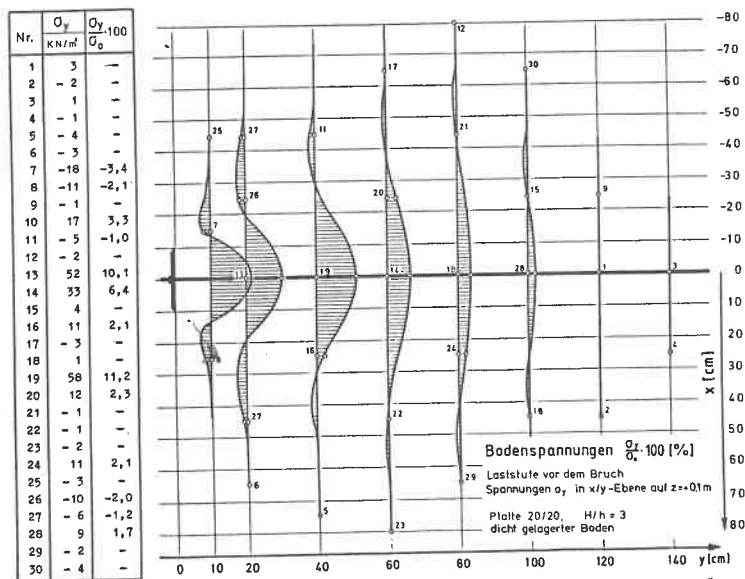


Abb.3.3-11 Bodenspannungen σ_y in einem Horizontalschnitt (x/y-Ebene auf z = 0,1 m)

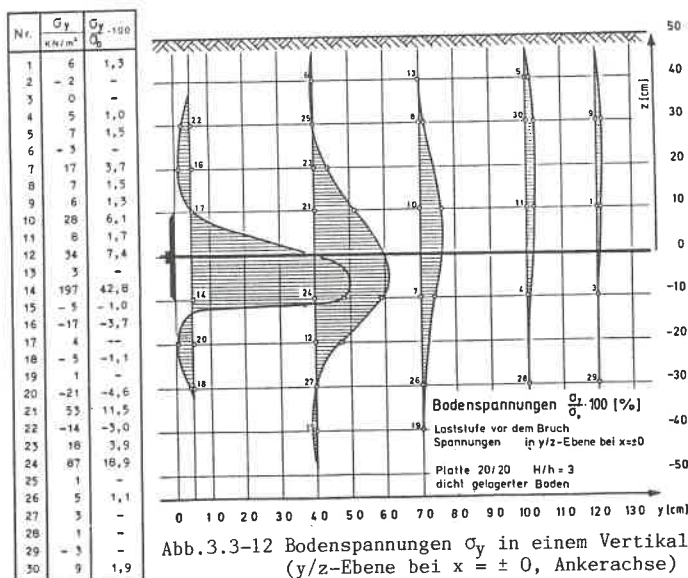


Abb.3.3-12 Bodenspannungen σ_y in einem Vertikalschnitt (y/z-Ebene bei x = ± 0, Ankerachse)

Die im Verankerungsboden durch die Ankerzugkraft verursachten Spannungen haben im Bereich vor der Platte einen glockenförmigen Verlauf mit positiven Werten σ_y und nach außen abklingende Bereiche mit negativen Werten (Abb.3.3-11). In wachsender Entfernung y von der Ankerplatte werden diese Bereiche größer, die Ordinaten nehmen entsprechend ab. Die vor der Platte entstehenden Druckspannungen werden durch die Scherkraft in Bereiche des Verankerungsbodens abgetragen, die etwa die Form von Isobaren besitzen, wie sie zur Darstellung von Spannungen unter Flächengründungen benützt werden. Dort findet eine entsprechende Entlastung des Eigenspannungszustandes statt (Gruhle 1981). Für einen ausgewählten Schnitt im Verankerungsboden, in dem die Erddruckgeber konzentriert angeordnet waren, wurde nachgewiesen, daß der Inhalt des positiven Spannungshügels annähernd gleich dem Volumen des ringförmigen negativen Spannungsteiles ist. Er ist ein Maß für die aus der positiven auf die negative Spannungszone übertragene Scherkraft. Im Horizontalschnitt (x/y-Ebene) ist der Verlauf der Spannungen σ_y symmetrisch zur Ankerachse.

Wie die gemessenen Bodenverformungen s_y und s_x zeigen (s. Abb.3.3-8), werden diese Spannungen σ_y in Richtung des Ankers von Spannungen σ_x parallel zur Ankerplatte überlagert. Diese nach außen wirkenden, hier nicht gemessenen Spannungen dürften einen nicht unbeträchtlichen Beitrag für die seitliche Lastabtragung leisten. Natürlich ist diese seitliche Kraftausstrahlung abhängig von der Scherfestigkeit des Bodens.

In der y/z-Ebene (senkrechter Schnitt) ist ein ähnlicher, wenn auch nicht derart ausgeprägter Verlauf der Spannungen zu erkennen (Abb.3.3-12). Die durch die Platte in den Boden eingeleitete Belastung wird auch nach unten und oben abgetragen. Nur ist hier eine Be-

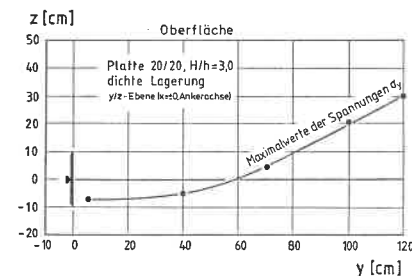


Abb.3.3-13 Maximalwerte der Spannungen σ_y im Verankerungsboden

grenzung durch die freie Oberfläche vorhanden, und die Druckspannungen konzentrieren sich unmittelbar vor der Platte im unteren Bereich. In größerem Abstand verlagert sich der Maximalwert der Bodenspannungen σ_y nach oben etwa dem Verlauf der Bruchfuge folgend, nur wesentlich flacher (Abb.3.3-13).

Die Bodenspannungen σ_y nehmen erwartungsgemäß mit steigender Einbettungstiefe λ bei der Laststufe vor dem Bruch, auch auf die Plattenpressung σ_0 bezogen, zu. Dabei rückt der Maximalwert nach oben, so daß bei $\lambda = 4$ ein nahezu symmetrischer Spannungsverlauf vorhanden ist (Abb.3.3-14).

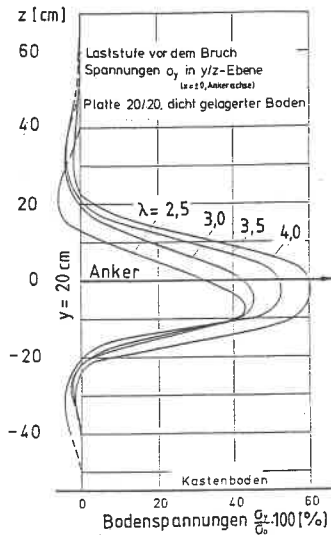
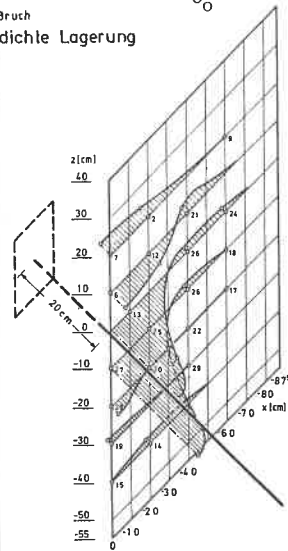


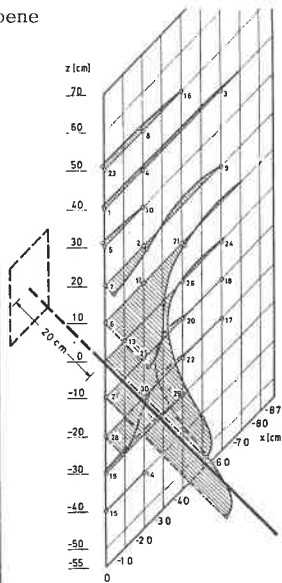
Abb.3.3-14 Bodenspannungen σ_y in y/z-Ebene (Ankerachse)

Abb.3.3-15 Bodenspannungen $\frac{\sigma_y}{\sigma_0} \cdot 100$ (%) in x/z-Ebene
Laststufe vor dem Bruch
Platte 20/20, dichte Lagerung

Nr.	σ_y kN/m ²	$\frac{\sigma_y}{\sigma_0} \cdot 100$
1	-5	-1,4
2	-15	-4,2
3	-5	-1,4
4	14	4,0
5	1	-
6	25	7,1
7	-17	-4,8
8	-5	-
9	-3	-
10	-3	-
11	17	4,8
12	18	5,1
13	78	22,1
14	-5	-1,4
15	-3	-
16	-2	-
17	0	-
18	-3	-
19	-3	-1,4
20	-5	-1,4
21	-9	-2,5
22	-2	-
23	-4	-
24	-5	-1,4
25	19	5,4
26	-5	-1,4
27	145	41,0
28	12	3,4
29	-2	-
30	0	-



Nr.	σ_y kN/m ²	$\frac{\sigma_y}{\sigma_0} \cdot 100$
1	-10	-1,0
2	13	1,3
3	-5	-0,5
4	-2	-
5	-15	-1,5
6	203	20,8
7	40	4,1
8	-13	-1,3
9	-4	-
10	-2	-
11	63	6,5
12	88	9,0
13	359	36,8
14	-5	-0,5
15	-7	-0,7
16	-3	-
17	0	-
18	-3	-
19	-4	-
20	-4	-
21	12	1,2
22	-5	-0,5
23	-16	-1,6
24	1	-
25	59	6,0
26	3	-
27	557	57,1
28	80	8,2
29	-4	-
30	14	1,4



y	20 cm	40 cm	60 cm
Nr.	$\frac{\sigma_y}{\sigma_0} \cdot 100$	$\frac{\sigma_y}{\sigma_0} \cdot 100$	$\frac{\sigma_y}{\sigma_0} \cdot 100$
1	-2,2	-	-
2	-3,4	4,5	-
3	-4,4	-1,0	1,6
4	-4,4	7,3	1,8
5	-3,2	4,5	1,8
6	-3,6	-	-
7	-1,6	-1,2	-
8	-1,6	-	-
9	-1,6	-	-
10	-1,6	-	-
11	-4,6	(10,0)	7,3
12	-4,6	14,7	-
13	19,8	14,7	-
14	3,0	-1,6	-
15	-1,4	-1,2	4,9
16	-2,0	1,0	-
17	1,6	-1,4	-
18	-1,8	-1,6	1,0
19	34,5	-1,0	-
20	-1,6	-1,0	-
21	-1,6	1,6	-
22	42,4	-1,0	7,4
23	2,8	-	-
24	-1,4	-1,8	-
25	-1,0	7,3	3,9
26	-1,6	13,0	6,2
27	-1,4	5,3	-
28	-2,0	-1,0	-
29	-1,4	-	-
30	-1,4	1,0	-

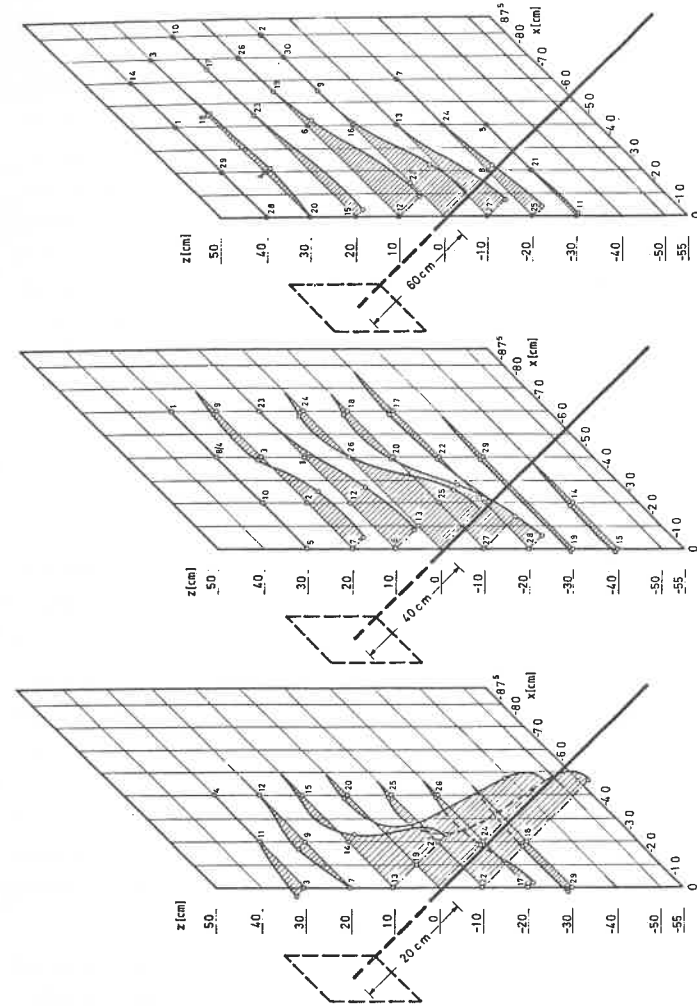


Abb. 3.3-16 Bodenspannungen $\frac{\sigma_y}{\sigma_0} \cdot 100$ (%) in x/z-Ebene
Laststufe vor dem Bruch
Platte 20/20, H/h=3, dichte Lagerung

Den vorstehend beschriebenen Verlauf der Bodenspannungen im Verankerungsboden - wiederum auf die Plattenpressung bezogen - zeigt die isometrische Darstellung der Abb.3.3-15 in einer x/z-Ebene 20 cm vor der Ankerplatte für die Einbettungsverhältnisse $\lambda = 2,5$ und $\lambda = 4,0$. Wie in Abb.3.3-14 sind auch hier bei größerem Einbettungsverhältnis höhere Spannungen zu erkennen. In der gleichen Form sind die Bodenspannungen in x/z-Ebenen mit größer werdendem Abstand von der Ankerplatte dargestellt. Sichtbar ist die mit größerem Abstand abnehmende seitliche Lastabtragung und die Verschiebung des Spannungs-Maximums nach oben.

3.4 Auswertung der Modellversuche mit quadratischen Ankerplatten

Die in 50 Versuchen mit Sand, dessen Lagerungsdichte in Abschnitt 3.1.4 definiert ist, ermittelten Bruch-Zugkräfte Z_B für Plattengrößen $b/h = 10 \dots 30$ cm und für Einbettungsverhältnisse $\lambda = 1,5 \dots 10$ sind auf den Anlagen 3.4-1 und 3.4-2 zusammengestellt. Weder diese Werte noch die dimensionslosen Größen $\eta = Z_B / \gamma \cdot H^2 \cdot 0,5 \cdot b$ lassen eine Gesetzmäßigkeit erkennen, eine zuverlässige Approximation ist nicht möglich.

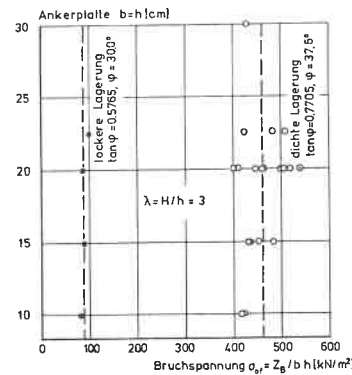


Abb.3.4-1

Bruchspannung σ_{of} abhängig von der Plattengröße $b = h$

Dagegen ist die daraus errechnete Plattenpressung im Bruchzustand $\sigma_{of} = Z_B/A$ praktisch unabhängig von der Plattengröße, wie die Darstellung auf Abb.3.4-1 für $\lambda = 3,0$ zeigt - hierfür liegt eine ausreichende Anzahl von Versuchsergebnissen in dichter und lockerer Lagerung vor.

Diese Plattenpressungen σ_{of} nehmen bei größer werdendem Einbettungsverhältnis λ , d.h. bei größerer Tiefe der Ankerplatte erheblich zu. Sie lassen sich approximativ durch die Potenzfunktion (Anl.3.4-3 und 3.4-4)

$$(3) \quad \sigma_{of} = k \cdot \lambda^{1,7} \quad (\text{kN/m}^2)$$

darstellen (Abb.3.4-2). Dabei ist der Wert k eine vom Winkel der inneren Reibung ϕ abhängige Größe, die die Bruchspannung σ_{of} bei einem Einbettungsverhältnis $\lambda = 1,0$ darstellt (Abb.3.4-3). Er ergibt sich aus den Versuchsergebnissen (Anl.3.4-4) zu

$$(3a) \quad k = 290 (\tan \phi)^{5,7} \quad (\text{kN/m}^2)$$

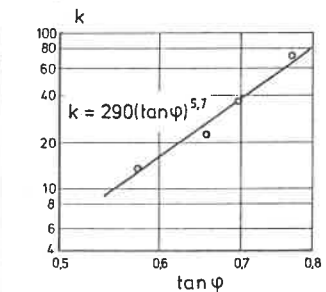
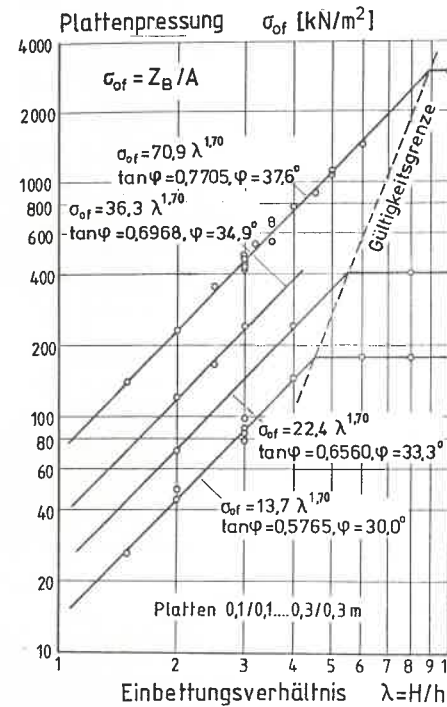


Abb.3.4-3

Faktor k für statistische Auswertung der Meßergebnisse

Abb.3.4-2

Plattenpressung im Bruchzustand Darstellung der Meßergebnisse

Mit Hilfe der Gleichungen (2), (3) und (3a) lassen sich die Bruch-Zugkräfte Z_B quadratischer Ankerplatten, die aus dem Erdwiderstand vor

der Platte und dem Erddruck hinter der Platte resultieren, im Modellmaßstab für vorgegebene Reibungswinkel $\phi = 27,5 \dots 40^\circ$ errechnen (Abb. 3.4-4).

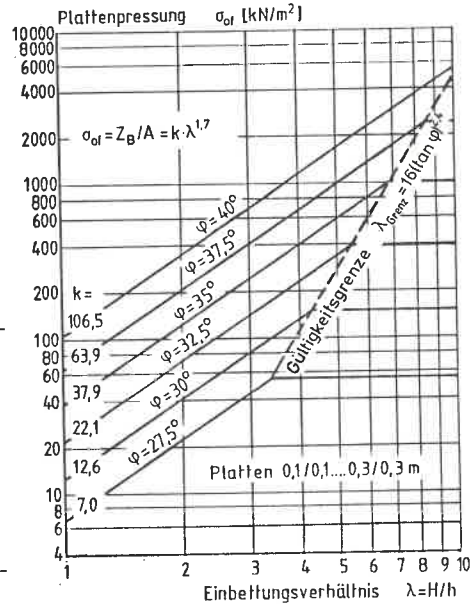
Diese Gesetzmäßigkeit endet mit dem Einbettungsverhältnis

$$(4) \lambda_g = 16 (\tan \phi)^{2,4},$$

das im Rahmen dieser Abhandlung als "Gültigkeitsgrenze" bezeichnet werden soll (Anl.3.4-5). In größerer Tiefe pflügt die Ankerplatte durch den Boden, ohne daß an der Oberfläche irgendwelche Brucherscheinungen - Risse oder nennenswerte Aufwölbungen - auftreten. Der bei λ_g vorhandene Wert σ_{of} bleibt bei größerem Einbettungsverhältnis konstant.

Abb.3.4-4

Bruchspannung σ_{of} für vorgegebene Reibungswinkel ϕ



3.5 Auswertung der Versuche mit rechteckigen Ankerplatten

Rechteckplatten werden im Rahmen dieser Arbeit durch das Verhältnis ihrer Seitenlängen $v = b/h$ gekennzeichnet. In der Praxis besitzen vor allem Ankertafeln mit $v < 1$ (z.B. Tafeln aus Dreifachbohlen) große Bedeutung, weil sie infolge der starken seitlichen Lastabtragung eine

wirtschaftliche Form der Verankerung darstellen (Abb.3.5-1). Bei Platten mit $v > 1$, also bei breiten Platten, sinken die Plattenpressungen im Bruchzustand, vor allem bei größeren Einbettungsverhältnissen, erheblich unter die Tragwirkung einer quadratischen Platte ab. Diese Plattenform ergibt jedoch für die weiteren theoretischen Betrachtungen wichtige Aufschlüsse.

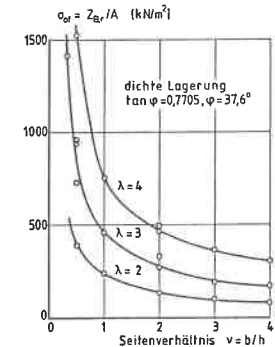


Abb.3.5-1 Bruchspannung vor Rechteckplatten

Die Ergebnisse von 25 Versuchen mit rechteckigen Platten (Anl.3.5-1) sind auf Abb.3.5-2 im logarithmischen Maßstab dargestellt. Die sich dabei ergebenden Geraden unterscheiden sich bei einer Lagerungsdichte mit $\phi = \text{const}$ - von versuchsbedingten Schwankungen abgesehen - nur durch das Einbettungsverhältnis λ . Unterstellt man die allgemeine Gültigkeit dieser für dichte Lagerung bewiesenen Tatsache und überträgt diese auf mitteldichte und lockere Lagerung, dann kann die Pressung des Bodens vor rechtecki-

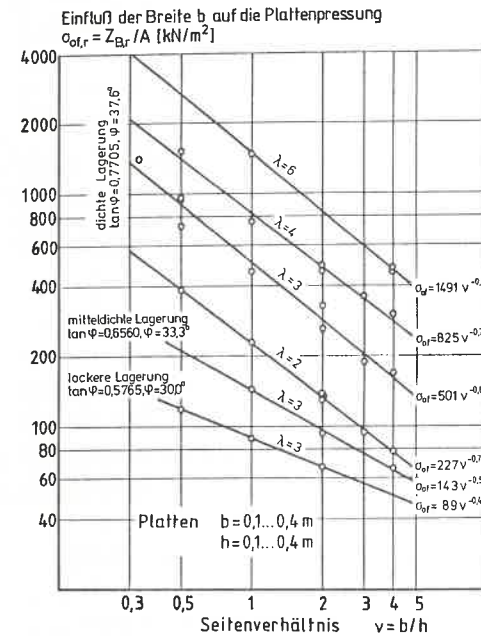


Abb.3.5-2 Einfluß der Plattenform auf die Plattenpressung im Bruchzustand

gen Platten im Bruchzustand, ausgehend von der quadratischen Platte ($\nu = 1$), in allgemeiner Form ausgedrückt werden (Anl.3.5-2)

$$(5) \quad \sigma_{of,r} = \sigma_{of} \cdot \nu^m \quad (\text{kN/m}^2)$$

mit: $(5a) \quad m = 0,75 - 2,01 \cdot \tan \phi \quad (\text{Abb.3.5-3})$

Daraus folgt die Bruch-Zugkraft:

$$(6) \quad Z_{B,r} = \sigma_{of} \cdot \nu^m \cdot A \quad (\text{kN})$$

Diese Beziehungen haben Gültigkeit für den durch die Versuche erfaßten Bereich $\nu = 0,3 \dots 4,0$ und $\phi = 27,5 \dots 40^\circ$.

Der hohe Zugkraft-Anteil Z_g , der durch die seitliche Kraftausstrahlung in den Ankerboden abgetragen wird, ergibt sich - zumindest qualitativ - aus den nach Gleichung 5, 5a und 6 errechneten Bruch-Zugkräften für die Plattenbreite $b = 0$ (Abb.3.5-4). Er ist fast nur von der Einbettungstiefe H und nur in untergeordnetem Maß von der Plattenhöhe h abhängig.

Die Auftragung zeigt auch, daß der Anteil des Erdwiderstandes vor der Platte nicht linear mit der Plattenbreite b zunimmt ($\bar{Z} \neq \text{const.}$). Der höhere Zugkraft-Anteil \bar{Z} bei schmalen Platten ist vermutlich auf eine Verspannung im Boden als Auswirkung der seitlichen Kraftabtragung - eine Art Gewölbewirkung - zurückzuführen, die bei Platten mit größerer Breite geringer wird, wie der flacher werdende Verlauf der dargestellten Bruch-Zugkräfte erkennen läßt. Die Ableitung des Erdwiderstandes gegen durchlaufende Ankerwände - sozusagen als Sonderfall des hier behandelten Problems - ist aus diesen Ergebnissen deshalb nicht möglich.

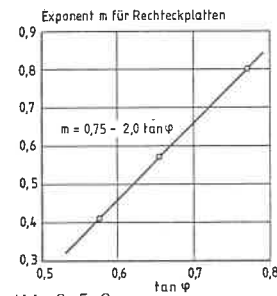


Abb.3.5-3
Exponent m zur Berechnung von Rechteckplatten

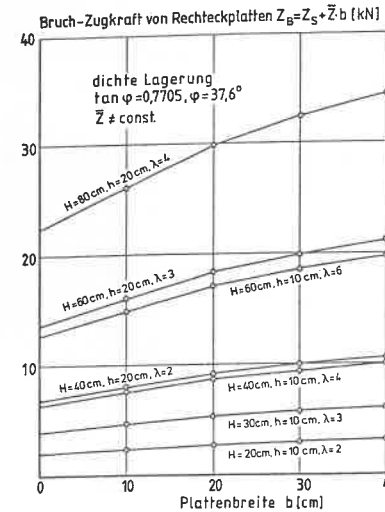


Abb.3.5-4
Bruch-Zugkraft von Rechteckplatten mit zunehmender Plattenbreite b nach Gleichung 5 und 6

Die Versuche 72 und 73 mit einer runden Platte - das könnte beispielsweise ein Ortbetonpfahl mit entsprechender Fußausbildung sein - und einem "Bohlenkreuz" sind durchgeführt worden, um qualitative Vergleiche mit anderen Verankerungselementen ziehen zu können:

Die Pressung vor der runden Platte $\sigma_{of} = 448 \text{ kN/m}^2$ ist praktisch genau so groß wie die bei einer flächengleichen quadratischen Platte nach Gleichung 3: $\sigma_{of} = 70,9 \cdot 3,01,7 = 458 \text{ kN/m}^2$. Diese Übereinstimmung darf verallgemeinert werden, weil ein derartiger Vergleich bereits bei lotrecht beanspruchten Platten (Gruhle 1981) zu diesem Ergebnis führte.

Das Bohlenkreuz, das natürlich nur in den Umrißformen, nicht aber in der wellenförmigen Ausbildung Modellähnlichkeit besaß, erbringt höhere Plattenpressungen im Bruchzustand sowohl auf die Stahlfläche als auch auf die Umrißfläche bezogen. Hier macht sich offensichtlich auch im Modell eine Pfropfenwirkung bemerkbar, die in weiteren Versuchen mit Modellen größerer Ähnlichkeit untersucht werden sollten.

3.6 Auswertung der Modellversuche mit benachbarten Platten

In der Praxis werden häufig mehrere Anker im Abstand a nebeneinander im Boden verlegt. Bei geringem Abstand tritt eine Überlagerung der Spannungen vor der Platte auf, die sich an der Oberfläche dadurch bemerkbar macht, daß die Bruchmuscheln - wenn sie auftreten - ineinander überge-

hen (Abb.3.6-1). Bei dicht gelagerten Böden, in denen die Spannungen vor der Platte einen größeren Bereich des Verankerungsbodens erfassen (s. Abb.3.3-6), treten stärkere Überschneidungen auf als in Böden mit geringer Scherfestigkeit.

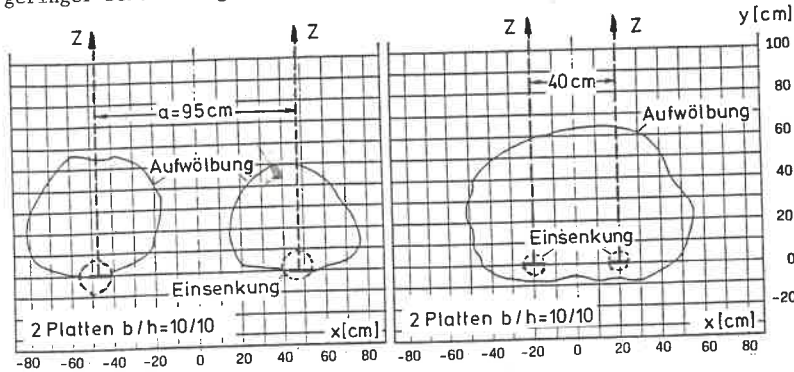


Abb.3.6-1 Überschneidung der Bruchmuscheln bei benachbarten Ankerplatten mit $a < a_k$, $H/h = 3$, dichte Lagerung

Die gegenseitige Beeinflussung von benachbarten Platten unterschiedlicher Abmessung und Einbettungstiefe abhängig vom Ankerabstand a wurde in den Versuchen 78 bis 106 (Anl.3.6-1) für dichte und lockere Lagerung untersucht. Die erzielten Ergebnisse, die Bruch-Zugkraft von zwei jeweils benachbarten Platten Z_{B2} abhängig vom Ankerabstand a , sind auf Abb.3.6-2 dargestellt. Dabei ist die Bruch-Zugkraft für $a = 0$ als Einzelplatte nach den Gleichungen (2) und (3) bzw. (5) und (6) gerechnet worden. Zwei Einzelplatten $Z_{B2} = 2 \cdot Z_{B1}$ sind wirksam, wenn der Ankerabstand a größer ist als der "kennzeichnende Ankerabstand a_k ", wie er hier bezeichnet werden soll. Zwischen diesen Grenzwerten liegen die auf Anl.3.6-2 approximierten Versuchswerte, bei denen die beschriebene Überlagerung der Einflußbereiche auftritt.

Die Auftragung zeigt einen - von den versuchsbedingten Abweichungen abgesehen - linearen Anstieg der Bruch-Zugkraft Z_{B2} von zwei benachbarten Ankerplatten unter ΔZ_B bei wachsendem Ankerabstand a bis $a = a_k$

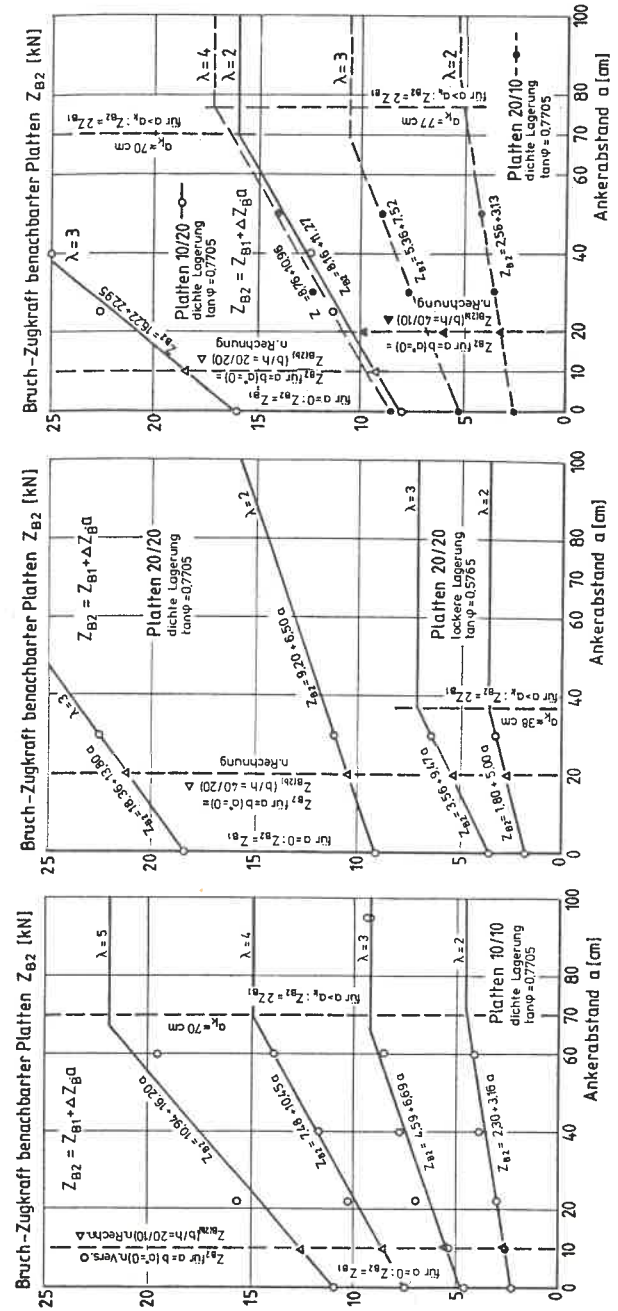


Abb.3.6-2 Bruch-Zugkraft benachbarter Platten Z_{B2} unterschiedlicher Größe abhängig vom Ankerabstand a , Darstellung des kennzeichnenden Ankerabstandes a_k

infolge abnehmender Überlagerung der seitlichen Kraftausstrahlung Z_S^* zwischen den Platten. Bei einem Ankerabstand $a = b$, wenn der lichte Abstand zwischen zwei benachbarten Ankerplatten $a^* = 0$ ist, muß zwangsläufig - die Versuche bestätigen das weitgehend - die Bruch-Zugkraft Z_{B2} so groß wie die einer einzelnen Ankerplatte von doppelter Breite $Z_{B(2b)}$ sein.

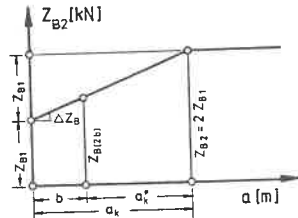


Abb.3.6-3

Wirkung von benachbarten Platten für $a < a_k$

Aus Abb.3.6-3, auf der diese Zusammenhänge schematisch dargestellt sind, läßt sich mit Hilfe von Gleichung (6) der kennzeichnende Ankerabstand a_k wie folgt bestimmen:

$$(7) \quad \frac{a_k}{b} = \frac{Z_{B1}}{Z_{B(2b)} - Z_{B1}} = \frac{\sigma_{of} \cdot v^m \cdot A}{\sigma_{of} \cdot (2 \cdot v)^m \cdot 2A - \sigma_{of} \cdot v^m \cdot A} = \frac{v^m}{2 \cdot (2 \cdot v)^m - v^m}$$

gültig für $v = 0,3 \dots 1,0$

Danach ist der kennzeichnende Ankerabstand a_k nur von den Abmessungen der Ankerplatte und vom Reibungswinkel ϕ des Verankerungsbodens abhängig (Abb.3.6-4).

Die angegebene Einschränkung der Gültigkeit ist erforderlich, weil die Versuchswerte Z_{B2} für $a = b$ bei Platten mit $v > 1$ (Abb.3.6-2, Platte 20/10) bei $\lambda = 3$ und $\lambda = 4$ vom Wert $Z_{B(2b)}$ systematisch abweichen. Offenbar ändert sich die seitliche Lastabtragung breiter Platten, wenn sie nebeneinander angeordnet werden, so daß sie durch die abgeleitete Gesetzmäßigkeit nicht mehr zutreffend erfaßt wird.

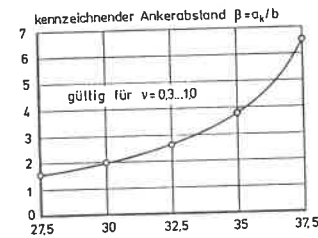


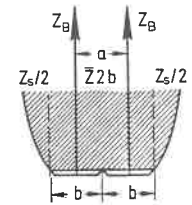
Abb.3.6-4

Kennzeichnender Ankerabstand a_k abhängig vom Reibungswinkel ϕ

Für die Wirkungsweise von benachbarten Ankerplatten sind grundsätzlich

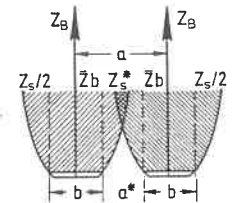
3 Fälle möglich (Abb.3.6-5).

Fall 1: $a = b$ ($a^* = 0$)
 $Z_{B2} = Z_{B(2b)} = Z_S + \bar{Z} \cdot 2b$



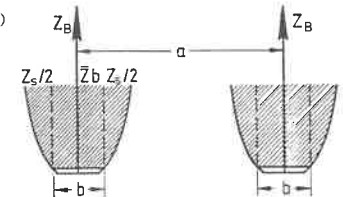
nur theoretisch denkbar

Fall 2: $b < a < a_k$
 $Z_{B2} = Z_{B1} + a \cdot \Delta Z_B$
 $= Z_S + \bar{Z} \cdot 2b + Z_S^*$



Überlagerung der seitlichen Kraftausstrahlung Z_S^* der Größe von a^* entsprechend

Fall 3: $a > a_k$
 $Z_{B2} = 2 \cdot Z_{B1} = 2(Z_S + \bar{Z} \cdot b)$



Fall 4: Plattenreihe mit $b < a < a_k$
 Wirkungsweite pro Platte = Ankerabstand
 $Z_{B,a} = Z_{B1} - Z_S + Z_S^*$

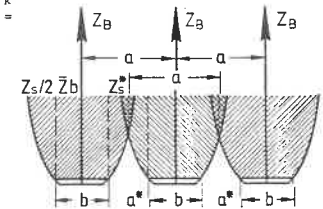


Abb.3.6-5

Mögliche Wirkung von benachbarten Ankerplatten

Fall 4. Fall ergibt sich bei Anordnung einer Plattenreihe - wie sie zum Beispiel für die Verankerung von Wandelementen erforderlich ist - mit $b < a < a_k$.

Um die Aufnahme der Ankerzugkraft für die dargestellten Fälle analysie-

ren und allgemeine Gesetzmäßigkeiten ableiten zu können, wird der Erdwiderstand vor einer räumlich wirkenden Ankerplatte in einen auf die Plattenbreite wirksamen Anteil $\bar{Z}.b$ und in die seitliche Kraftausstrahlung Z_S bzw. in Z_S^* bei Überlagerung der Spannungen zwischen benachbarten Platten aufgeteilt. Diese Unterteilung in fiktive Einzeleinflüsse ist wegen einer möglichen gegenseitigen Beeinflussung (s. Abschn. 3.5) zweifellos problematisch, ergibt aber - wie sich gezeigt hat - zutreffendere Werte als eine experimentelle Trennung, etwa durch seitlich angeordnete Wände. Sie beeinflussen die Versuchsergebnisse - infolge Reibung und Verschiebung des Spannungsbildes - auf nicht erfassbare Weise, ohne daß die genannte Wechselwirkung dadurch ausgeschaltet wird.

Die Superposition der angegebenen Einzeleinflüsse gestattet die für eine qualitative Beurteilung interessante Ermittlung der seitlichen Kraftausstrahlung Z_S . Aus den Gleichungen zur Bestimmung von Z_{B2}

$$\begin{aligned} &\text{im Fall 3} && 2 \cdot Z_{B1} = 2 \cdot Z_S + 2 \cdot \bar{Z} \cdot b \\ &\text{und im Fall 1} && Z_{B(2b)} = Z_S + 2 \cdot \bar{Z} \cdot b \\ &\text{ergibt sich} && 2 \cdot Z_{B1} - Z_{B(2b)} = Z_S \\ &\text{mit Gleichung (6)} && Z_S = 2 \cdot \sigma_{of} \cdot v^m \cdot A - \sigma_{of} \cdot (2v)^m \cdot 2 \cdot A \\ &&& Z_S = 2 \cdot \sigma_{of} \cdot A \cdot \{v^m - (2v)^m\} \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

Die Bruchspannung aus der seitlichen Kraftausstrahlung beträgt dann, für quadratische Platten auf Abb.3.6-6 dargestellt:

$$\sigma_{of,s} = \frac{Z_S}{A} = 2 \cdot \sigma_{of} \cdot \{v^m - (2v)^m\} \quad (\text{kN/m}^2)$$

Der hohe Anteil, den die seitliche Kraftausstrahlung an der Bruch-Zugkraft einer Ankerplatte besitzt, ist exemplarisch für quadratische Platten 1o/1o und 2o/2o mit diesen Gleichungen errechnet und auf Abb.3.6-7 dargestellt worden. Die Auftragung läßt den großen Einfluß der Lagerungsdichte neben dem Einbettungsverhältnis erkennen. Auch hier ergibt sich die Plattenpressung σ_{of} unabhängig von der Plattengröße.

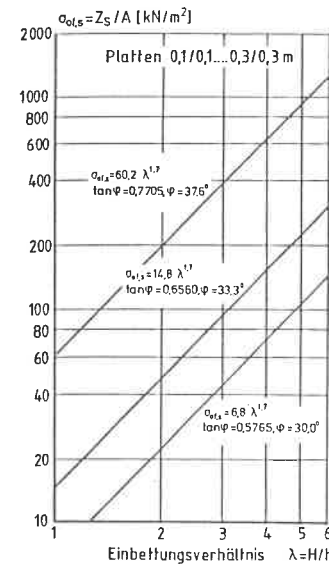


Abb.3.6-6
Pressung gegen quadratische Platten infolge seitlicher Kraftausstrahlung

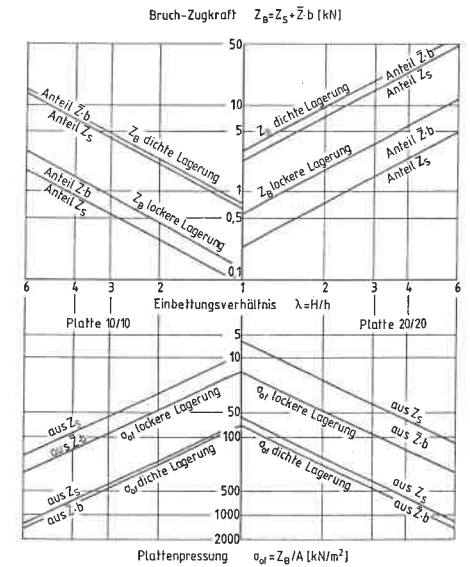


Abb.3.6-7
Lastanteile der Bruch-Zugkraft von quadratischen Ankerplatten 1o/1o und 2o/2o cm

In ähnlicher Form läßt sich ein allgemeiner Ausdruck für die Plattenreihe (Fall 4) mit $b < a < a_k$ ableiten:

$$\begin{aligned} &\text{Aus der Gleichung für Fall 4} && Z_{B,a} = Z_{B1} - Z_S + Z_S^* \\ &\text{und für Fall 2} && Z_{B1} + a \cdot \Delta Z_B = \bar{Z} \cdot 2b + Z_S + Z_S^* \\ &\text{ergibt sich} && Z_{B,a} = 2 \cdot Z_{B1} - 2(Z_S + \bar{Z} \cdot b) + a \cdot \Delta Z_B \\ &\text{und mit Fall 3} && Z_{B,a} = a \cdot \Delta Z_B \quad (\text{kN/Platte}) \end{aligned}$$

Bei Plattenreihen mit sich überschneidenden Wirkungsbereichen nimmt danach die aufnehmbare Bruch-Zugkraft linear mit größer werdendem Ankerabstand a in demselben Maß zu wie die Wirkungsbreite pro Platte.

Die Berechnung von Plattenreihen mit $a < a_k$ für die Verankerung von Wandelementen erfolgt nach den einschlägigen Richtlinien wie eine durchgehende Wand (Lackner 1982) als ebenes Problem. Auf einen Meter-

Streifen sind 1/a Platten angeordnet, so daß eine Plattenreihe eine Bruch-Zugkraft $Z_{B,d}$ aufzunehmen in der Lage ist:

$$Z_{B,d} = \frac{Z_{B,a}}{a} = \Delta Z_B$$

nach Abb.3.6-3
$$= \frac{Z_B(2b) - Z_{B1}}{b}$$

n.Gleichung (6)
$$= \frac{\sigma_{of} \cdot A(2(2v)^m - v^m)}{b} = \sigma_{of} \cdot h(2(2v)^m - v^m) \quad (\text{kN/m})$$

Das ist die Plattenpressung im Bruchzustand pro Meter

$$\sigma_{of,d} = \sigma_{of} \{2 \cdot (2v)^m - v^m\} \quad (\text{kN/m}^2)$$

gegen eine fiktiv durchlaufende Wand von der Höhe h

$$(8) \quad Z_{B,d} = \sigma_{of,d} \cdot h$$

Die Übereinstimmung der danach errechneten Werte mit den approximierten Meßergebnissen ist befriedigend (Anl.3.6-3).

In allgemeiner Form läßt sich die Plattenpressung gegen eine "durchlaufende Wand" auf die Einzelplatte bezogen zu

$$(9) \quad \frac{\sigma_{of,d}}{\sigma_{of,r}} = \frac{\sigma_{of} \{2 \cdot (2v)^m - v^m\}}{\sigma_{of} \cdot v^m} = \frac{2 \cdot (2v)^m - v^m}{v^m}$$

angeben (Abb.3.6-8). Diese Gleichung ist, wie beim kennzeichnenden Ankerabstand a_k , gültig für $v = 0,3 \dots 1,0$.

In der nachstehenden Tabelle (Abb.3.6-9) sind Werte zusammengestellt, die mit den abgeleiteten Gleichungen errechnet sind und die Wirkungsweise von drei unterschiedlichen Plattenformen (quadratisch, schmal und breit) erkennen lassen.

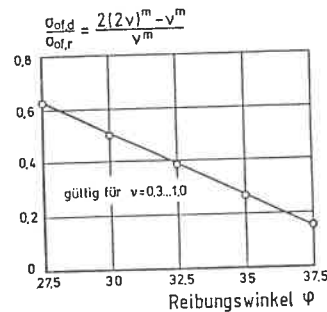


Abb.3.6-8

Wirkungsweise einer fiktiv durchlaufenden Wand

Platte b/h	v	Einzelplatte			2 Pl.	Plattenreihe		
		$\sigma_{of,r}$ $\sigma_{of,s}$	Z_{B1} Z_s	\bar{z}_b	Z_{B2} Z_s^*	$Z_{B,d}$	$\sigma_{of,d}$	$\frac{\sigma_{of,d}}{\sigma_{of,r}}$
m	-	kN/m ²	kN	kN	kN	kN/m	kN/m ²	-
dichte Lagerung, $\phi = 37,6^\circ$, $\lambda = 3$, $\sigma_{of} = 459 \text{ kN/m}^2$								
angenommen $a = 0,4 \text{ m} < a_k$								
0,1/0,1	1,0	459 391	4,59 3,91	0,68	7,33 2,05	6,83	68,3	0,15
0,1/0,2	0,5	799 680	15,98 13,61	2,38	25,49 7,13	23,77	118,8	0,15
0,2/0,1	2,0	264 224	5,27 4,49	0,78	6,84 0,78	*	*	*
lockere Lagerung, $\phi = 30,0^\circ$, $\lambda = 3$, $\sigma_{of} = 89 \text{ kN/m}^2$								
angenommen $a = 0,15 \text{ m} < a_k$								
0,1/0,1	1,0	89 44	0,89 0,44	0,45	1,57 0,23	4,50	45,0	0,51
0,1/0,2	0,5	118 58	2,37 1,17	1,19	4,16 0,60	11,95	59,8	0,51
0,2/0,1	2,0	67 33	1,34 0,66	0,68	**	*	*	*

Abb.3.6-9

Tragwirkung von Platten unterschiedlicher Form

* außerhalb der Gültigkeit ** Überschneidung der Platten

Der Erdwiderstand gegen eine Plattenreihe $Z_{B,d}$ ist nach der vorstehend abgeleiteten Gleichung für die quadratischen Platten, die im Modell untersucht wurden, errechnet und auf Abb.3.6-10 dargestellt worden. Abweichend vom Erdwiderstand gegen durchgehende Ankerwände nach der Erddrucktheorie ergeben sich dabei mit gleicher Einbettungstiefe unterschiedliche Werte für jede Plattengröße, die jedoch im wesentlichen zwischen dem Erdwiderstand nach der Erd- drucktheorie für $\delta_p = 0$ und für $\delta_p = \phi/2$ liegen (Anl.3.6-4).

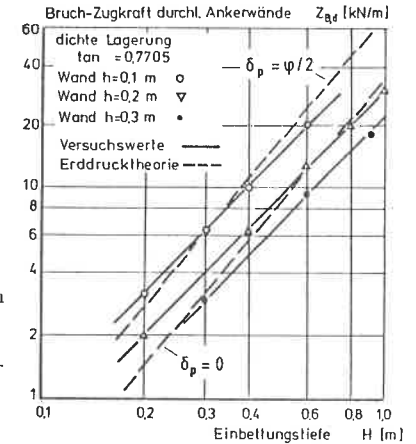


Abb.3.6-10

Durchlaufwirkung von Einzelplatten bei $a < a_k$

Es ist aufgrund der Versuchsergebnisse nicht festzustellen, ob dies durch die unterschiedliche Überlagerung der seitlichen Kräfteausstrahlung bei der Plattenreihe oder dadurch verursacht ist, daß im Boden zwischen den Platten, also im Überlagerungsbereich, eine Reibung im Inneren des Bodens ϕ vorliegt und nicht der Wandreibungswinkel δ gegen eine gedachte Wand.

3.7 Auswertung der Modellversuche mit Ankerneigung α

Gelegentlich werden die Anker unter α geneigt im Boden verlegt, um eine größere Einbettungstiefe für die Ankerplatten zu erzielen oder um den Erdwiderstand von tiefer liegenden, tragfähigeren Bodenschichten zur Aufnahme der Ankerzugkraft zu nutzen. Diese Vorteile werden allerdings mit einer lotrechten Komponente des Ankerzuges und einer daraus resultierenden Abminderung der Bruch-Zugkraft erkauft. Die Lage der Verankerung ist eine Frage der Wirtschaftlichkeit, die nur bei Kenntnis der erdstatischen Verhältnisse zutreffend entschieden werden kann.

Die Modellversuche wurden mit Platten 20/20 cm im gleichen Erddruckkasten, jedoch mit umgebauter Belastungsvorrichtung bei Neigungen des Ankers von $\alpha = 30^\circ$ und $\alpha = 45^\circ$ durchgeführt (Abb.3.7-1). Sie sind spä-

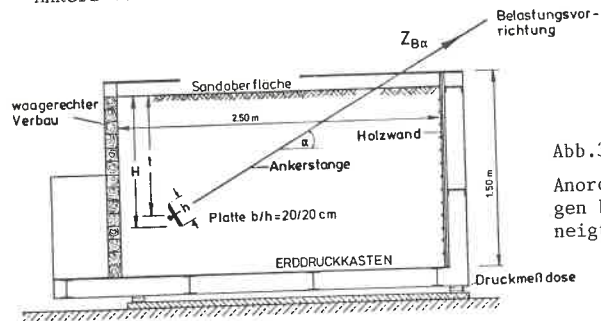


Abb.3.7-1
Anordnung und Bezeichnungen bei Versuchen mit geneigten Ankern

ter durch Versuche im kleineren Maßstab 1:50 mit Platten 4/4 cm bei einer Ankerneigung $\alpha = 15^\circ$ ergänzt worden (Anl.3.7-1).

Bei größerer Ankerneigung wird erwartungsgemäß der durch die Belastung im Verankerungsboden erfaßte Bereich und zwangsläufig die sich einstellende Bruch-Zugkraft $Z_{B,\alpha}$ kleiner (Abb.3.7-2). Der Minimalwert des Erdwiderstandes tritt bei senkrecht gezogenem Anker ($\alpha = 90^\circ$) auf (Gruhle 1981).

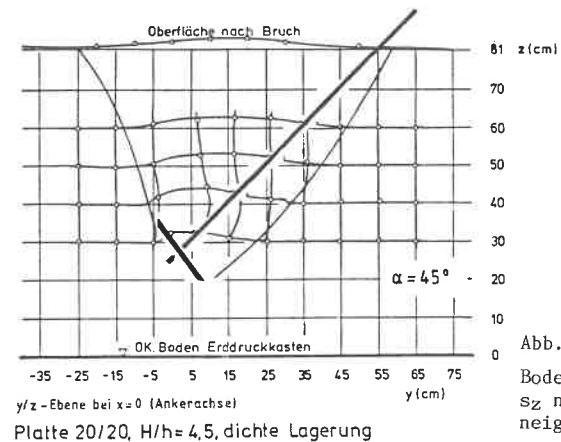
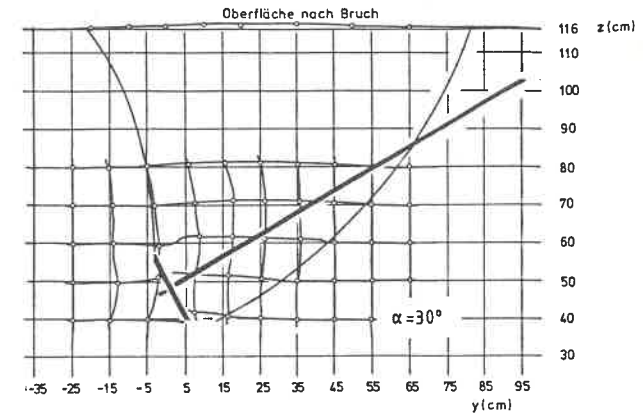


Abb.3.7-2
Bodenverformungen s_y und s_z nach dem Bruch bei geneigten Ankern

Die für die jeweilige Ankerneigung $\alpha = 15 \dots 90^\circ$ ermittelte Bruch-Zugkraft aus dem Erdwiderstand, wiederum in allgemeiner Form unabhängig von der Plattengröße dargestellt (Abb.3.7-3), zeigt eine stärkere Zunahme bei größer werdender Einbettungstiefe als bei horizontalen Anker. Unterstellt man die Zulässigkeit einer Extrapolation dieser Ergebnisse, dann macht sich die Schräglage des Ankerzuges bei sehr tief liegenden Ankerplatten, wie sie in der Praxis allerdings kaum vorkommen dürften, nicht mehr bemerkbar (Anl.3.7-2).

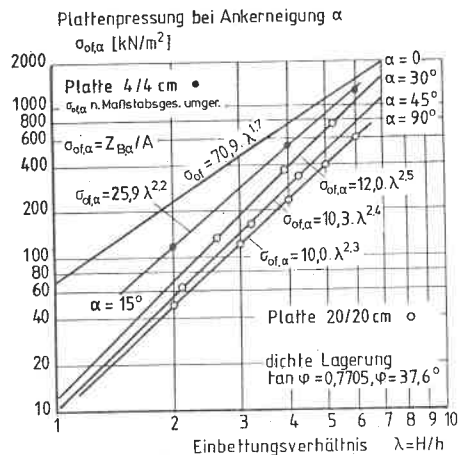


Abb.3.7-3 Einfluß der Ankerneigung

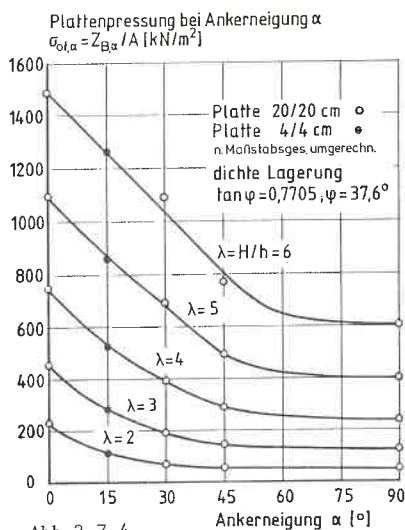


Abb.3.7-4

Plattenpressung im Bruchzustand bei zunehmender Ankerneigung

Deutlicher ist der Einfluß der Ankerneigung auf die im Bruchzustand vorhandene Plattenpressung in Abb.3.7-4 zu erkennen. Er ist - wie Vergleichsrechnungen zeigen - erheblich größer bei den untersuchten Ankerplatten als beim ebenen Problem von durchlaufenden Ankerwänden.

Für die Auswertung besser, weil dadurch unabhängig von der Schräglage des Ankers der Erdwiderstand gegen die Platte etwa im Schwerpunkt erfaßt wird, und für die praktische Handha-

bung einfacher, weil man den Fußpunkt der Platte unter Berücksichtigung der Neigung nicht zu ermitteln braucht, wird nachstehend das Einbettungsverhältnis $\lambda_t = t/h$ - auf die Ankerlage bezogen - eingeführt (Abb.3.7-5, Anl.3.7-3). Dabei zeigt sich, daß der im Versuch ermittelte Bruchwert für $\alpha = 30^\circ$ im locker gelagerten Boden genau so groß wie der für $\alpha = 90^\circ$ ist. Was für $\lambda_t = 4,76$ zutrifft, kann mit ausreichender Wahrscheinlichkeit für alle Einbettungsverhältnisse λ_t gelten.

Die Plattenpressung $\sigma_{of,\alpha}$ aus dem Erdwiderstand bei Neigung α des Ankers verringert sich um den Faktor Δ_α (Abb.3.7-6):

$$(10) \quad \sigma_{of,\alpha} = \sigma_{of(\alpha=0)} \cdot \Delta_\alpha$$

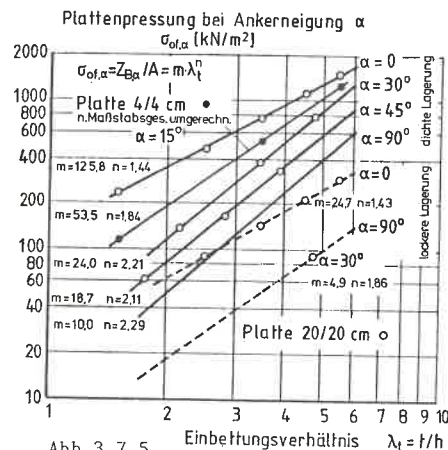


Abb.3.7-5

Pressung gegen geneigte Platten bezogen auf Einbettungsverhältnis λ_t

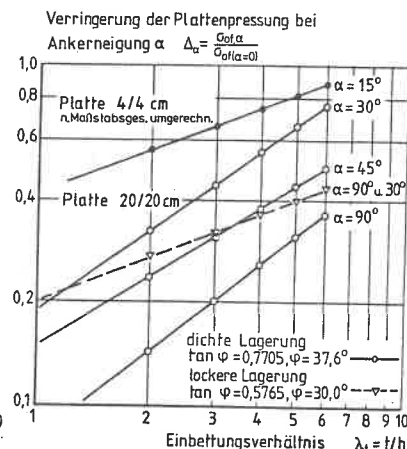


Abb.3.7-6

Verringerung der Plattenpressung infolge α bei Einbettungsverhältnis λ_t

Interessant für die "überwiegend horizontal beanspruchte Ankerplatte" ist der Bereich der Ankerneigung $\alpha = 0 \dots 30^\circ$ (Abb.3.7-7), für den sich dieser Faktor gemäß Anl.3.7-4 für dichte und lockere Lagerung des Ver-

suchsbodens zu

$$(11) \quad \Delta_{\alpha} = \frac{1}{100} \cdot \exp(4,605 + n \cdot \alpha)$$

mit $(11a) \quad n = (0,015 \cdot \tan \phi - 0,005) \lambda_t - 0,05$

ergibt. Die Bruch-Zugkraft der unter α geneigten Ankerplatte beträgt:

$$(12) \quad Z_{B, \alpha} = \sigma_{of} \cdot \Delta_{\alpha} \cdot A \quad (\text{kN})$$

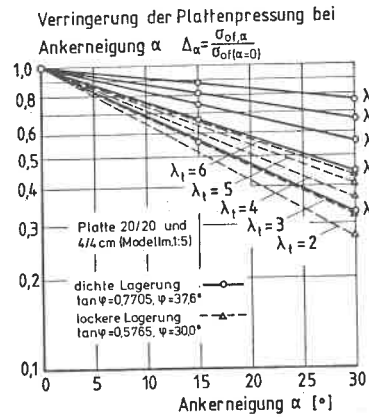


Abb. 3.7-7
Verringerung der Plattenpressung im Bruchzustand bei zunehmender Ankerneigung

4. Modellversuche im Maßstab 1:50

4.1 Versuchs- und Meßeinrichtung

Zur Klärung der Modellähnlichkeit und zur Durchführung von Versuchen mit kohäsivem Boden wurde ein Erddruckkasten mit den Abmessungen 0,5/0,4/0,5 m aus 20 mm dicken PVC-Platten benützt (Abb.4.1-1). Die gewählte Dicke der Wände ergab - wie beim großen Erddruckkasten - eine praktisch unnachgiebige Konstruktion, das Verschweißen der Tafeln miteinander einen absolut wasserdichten Behälter. Während der Versuche mit kohäsivem Boden war der Kasten mit einer transparenten Platte abgedeckt. Diese Ausführung des Erddruckkastens gestattete einen gezielten Einbau des Versuchsbodens - gleichgültig ob bindig oder nichtbindig -, die Einhaltung des gewünschten Wassergehaltes und eine laufende Beobachtung des Versuchsablaufes.

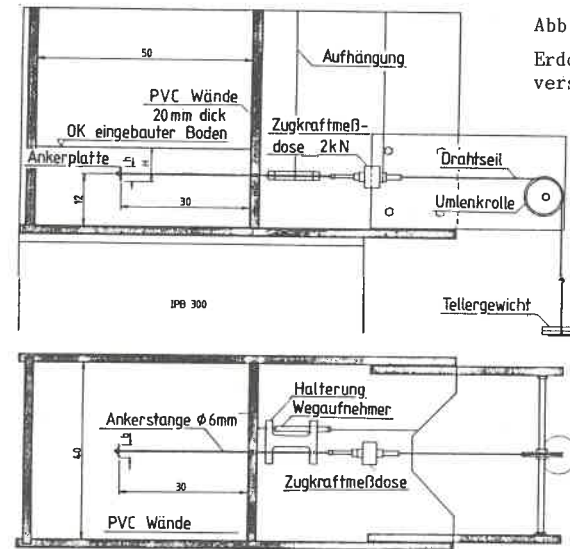


Abb.4.1-1
Erddruckkasten für Modellversuche 1:50

Es wurden quadratische und rechteckige Ankerplatten von 3...6 cm Seitenlänge mit unter 45° abgeschrägten Kanten verwendet. Die Ankerstange

von 6 mm Durchmesser war auch hier, um Zwängungsspannungen zu vermeiden, gelenkig an die Platte angeschlossen. Die Abmessung der Platten entsprach einem Modellmaßstab 1:50.

Die Belastung des Ankers erfolgte wiederum mit Tellergewichten. Für das Messen der Ankerzugkraft und des Plattenweges wurde die in Abschn. 3.1.3 Meßeinrichtung benutzt, hier jedoch mit einer Zugmeßdose HBM U2A mit 2 kN Nennleistung.

4.2 Versuche mit Sand, Maßstabsgesetz

Um den Einfluß der Modellgröße festzustellen, wurden mit dem in Abschn. 3.1.4 beschriebenen Sand Versuche im Modellmaßstab 1:50 durchgeführt. Die erzielten Ergebnisse sind auf Anl.4.2-1 zusammengestellt und auf Abb.4.2-1 aufgetragen. Ihre Auswertung (Anl.4.2-2) ergibt grundsätzlich denselben Verlauf nach der Gleichung $\sigma_{of} = k \cdot \lambda^n$ wie bei den Großversuchen und den Modellversuchen im Maßstab 1:5 mit dem gleichen Exponenten $n = 1,7$. Unterschiedlich sind die Werte k , die die Plattenpressung σ_{of} im Bruchzustand bei einem Einbettungsverhältnis $\lambda = 1$ angeben. Sie

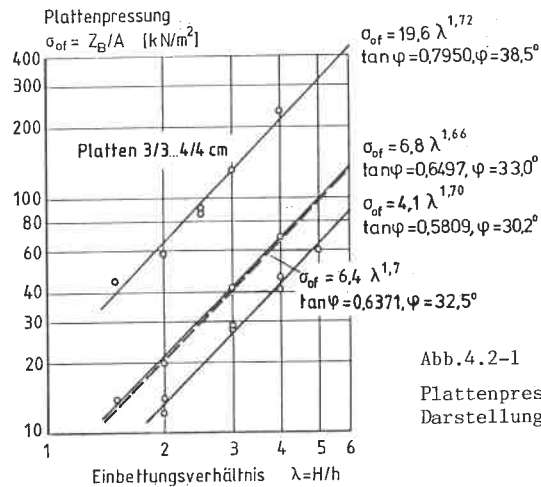


Abb.4.2-1
Plattenpressung im Bruchzustand
Darstellung der Meßergebnisse

betragen für einen Reibungswinkel $\phi = 32,5^\circ$

bei den Großversuchen für $M = 1$: $k = 92,3 \text{ kN/m}^2$ (Abb.2.3-2)

bei den Modellversuchen für $M = 5$: $k = 22,1 \text{ kN/m}^2$ (Abb.3.4-4)

bei den Modellversuchen für $M = 50$: $k = 6,4 \text{ kN/m}^2$ (Abb.4.2-1)

Für die Übertragung der Modellergebnisse in die Natur wird ein Maßstabsfaktor μ eingeführt, der sich aus dem jeweiligen Verhältnis der k -Werte ergibt

für die Großversuche $M = 1$: $\mu = 1$

für die Modellversuche $M = 5$: $\mu = 92,3/22,1 = 4,18$

für die Modellversuche $M = 50$: $\mu = 92,3/6,4 = 14,42$

Der Ausgleich dieser Maßstabsfaktoren im Wurzelmaßstab nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate bei Einhaltung der Randbedingung $\mu = 1$ für $M = 1$ gemäß Abb.4.2-2 bestätigt mit ausreichender Genauigkeit, daß eine Modellähnlichkeit vorhanden und die Übertragung der Versuchsergebnisse in die Natur zulässig ist.

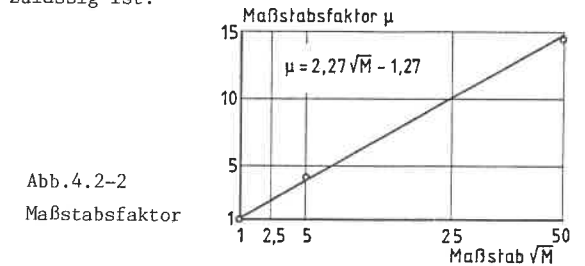


Abb.4.2-2
Maßstabsfaktor

Wenn sich die Längen im Maßstab 1:M verhalten, dann errechnen sich die Bruchspannungen aus dem Erdwiderstand in der Natur zu:

$$(13) \quad \sigma_{of} = \kappa \cdot \lambda^{1,7} \quad (\text{kN/m}^2)$$

wobei $(13a) \quad \kappa = \mu \cdot k \quad (\text{kN/m}^2)$

Der jeweilige Maßstabsfaktor ist in die Bemessungsvorschläge des Abschnittes 6 eingearbeitet.

4.3 Versuche mit kohäsivem Boden

4.3.1 Versuchsboden

Da kein kohäsiver Boden mit den angestrebten Eigenschaften zur Verfügung stand, wurde ein Versuchsboden mit vorgegebenem Kornaufbau gemischt, der hohe Kohäsion und geringe Reibung besaß. Dieses Material besaß zwangsläufig eine sehr gleichmäßige Beschaffenheit, was für die Modellversuche sehr vorteilhaft war. Er bestand aus 40% Rheinsand, dessen abschlämmbare Anteile vorher ausgewaschen und dessen grobe Anteile abgesiebt worden waren, aus 30% Schluffkorn, dessen Anteile $d > 2$ mm abgesiebt worden sind, und aus 30% Tonmehl aus dem Westerwald. Der in einem Labor-Zwangsmischer hergestellte Boden ist ein tonig, schluffiger Sand (Abb.4.3-1), nach dem Plastizitätsdiagramm von Casagrande ein leichtplastischer Ton. Seine plastischen Eigenschaften werden durch folgende Kennwerte charakterisiert:

- Fließgrenze $w_L = 32,9 \%$
- Ausrollgrenze $w_p = 13,9 \%$
- Schrumpfgrenze $w_s = 12,2 \%$
- Plastizitätszahl $I_p = 19,0 \%$

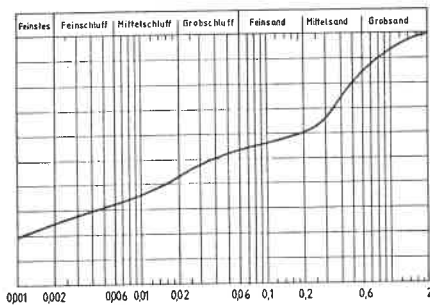


Abb.4.3-1
Körnungslinie des Versuchsbodens

Um die Modellversuche baustellengerecht durchzuführen, wurde die Proctordichte des Versuchsbodens ermittelt und die Dichte für den Einbau

in den Erddruckkasten darauf abgestimmt. Der Wassergehalt beim Aufbereiten des Bodens ergab sich aus der vorgesehenen anteiligen Proctordichte und der Forderung, die Versuche im wassergesättigten Zustand durchzuführen (Abb.4.3-2). Dadurch war erreicht, daß der im unkonsolidierten Zustand durch die Ankerplatten belastete Boden eine Scherfestigkeit nur aus Kohäsion besaß.

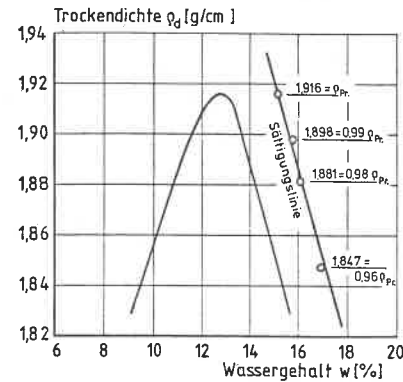


Abb.4.3-2
Proctorkurve und Sättigungslinie des Versuchsbodens

Diese wurde für den jeweils vorgegebenen Wassergehalt in undrainierten, unkonsolidierten Dreiaxialversuchen (UU) ermittelt zu $c_u = 28,5...50$ kN/m² (Abb.4.3-3, Anl.4.3-1).

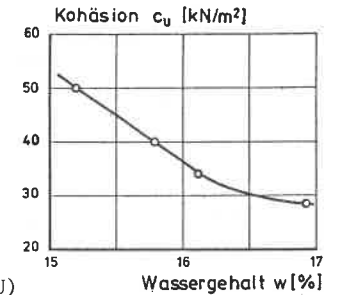


Abb.4.3-3
Ergebnis der Dreiaxialversuche (UU)

4.3.2 Versuchsdurchführung, Ergebnisse und Auswertung

Der aufbereitete Versuchsboden war, um ein Austrocknen zu verhindern, in verschlossenen Behältern gelagert. Vor jedem Versuch wurde der Wassergehalt überprüft, ggf. berichtigt und der Versuchsboden dann neu aufbereitet, so daß die geforderten Eigenschaften stets gewährleistet waren. Der Einbau in den Erddruckkasten erfolgte der geforderten Einbautiefe entsprechend in mehreren Schichten. Die für jede Schicht berechnete Masse wurde eingebröckelt und mit einem Stampfrüttler bearbeitet, bis die erforderliche Dichte erreicht war. Die unerwünschte Ad-

häsion auf der Rückseite der Ankerplatte, die sich besonders bei dem kleinen Modellmaßstab nachteilig bemerkbar macht, wurde durch 2 Lagen wassergesättigtes Filterpapier ausgeschaltet. Die Wirksamkeit dieser Maßnahme bestätigte sich beim Ausbau des Bodens nach Abschluß des Zugversuches.

Nach erfolgtem Einbau wurde der Anker stufenweise belastet. Die Steigerung der Belastung erfolgte erst nach Abklingen der Ankerbewegung, so daß sich auch hier in jeder Laststufe das Gleichgewicht im Inneren des Verankerungsbodens einstellen konnte. Der Anker wurde so lange belastet, bis der Bruch eintrat. Als Bruch-Zugkraft wurde die höchste erreichte Last definiert (Abb.4.3-4).

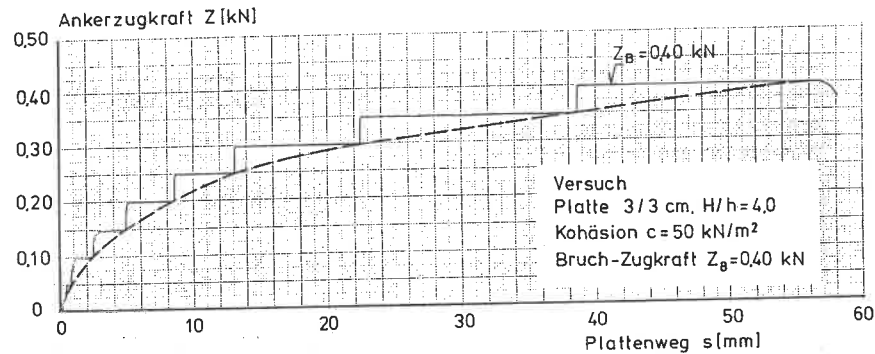
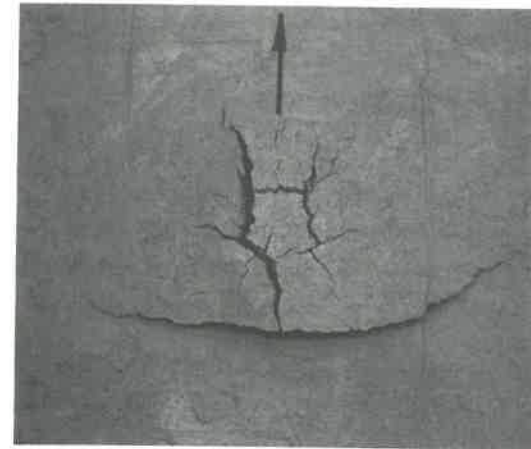


Abb.4.3-4 Aufzeichnung eines Zugversuches im kohäsiven Boden

Der Verankerungsboden wird im Bruchzustand bis zu einem Einbettungsverhältnis $\lambda = 2,5$ hochgedrückt, und es entstehen Risse an der Oberfläche, die sich regellos vor der Platte und muschelförmig um ihre Rückseite ausbilden (Abb.4.3-5). Bei einem Einbettungsverhältnis $\lambda = 3$ sind nur vereinzelte Risse an der Oberfläche zu sehen, und bei $\lambda > 3$ wird die Ankerplatte durch den Boden gezogen, ohne daß sich sichtbare Verformungen an der Oberfläche einstellen.

Nach erfolgtem Bruch wird der Erddruckkasten wieder vollständig geräumt und der Wassergehalt des Bodens kontrolliert.



bb.4.3-5
Bruchrisse an der Oberfläche, Platte 4,5/3 cm, $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$; $\lambda = 2,0$

Die Versuchsergebnisse (Anl.4.3-2) sind auf Abb.4.3-6 dargestellt. Wie beim nichtbindigen Boden steigt der Widerstand gegen die Platte mit größer werdendem Einbettungsverhältnis λ , jedoch weit gerin-

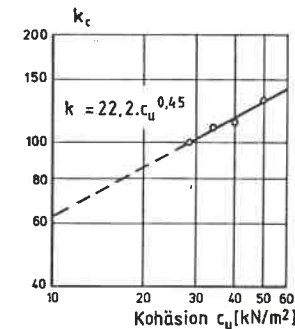


Abb.4.3-7
Einfluß der Kohäsion

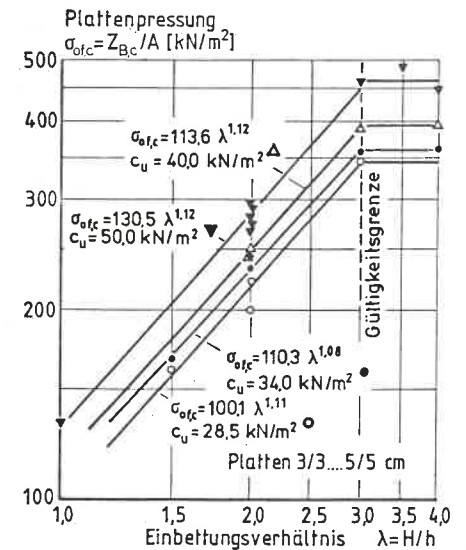


Abb.4.3-6
Bruchspannung in kohäsivem Boden

ger an, und selbstverständlich ist die Kohäsion ein Maß für die Bruchspannung (Abb.4.3-7 und Anl.4.3-3).

$$(14) \quad \sigma_{of,c} = k_c \cdot \lambda^{1,1} \quad (\text{kN/m}^2)$$

wobei (14a) $k_c = 22,2 \cdot c^{0,45} \quad (\text{kN/m}^2)$

Die Grenze für die Gültigkeit dieser Gleichungen liegt bei $\lambda = 3$. Bei größerer Einbettungstiefe wird die Platte durch den Boden hindurchgezogen, die Platte durchpflügt ihn.

Da die Modellversuche unter den gleichen Bedingungen wie die Dreiaxialversuche, nämlich unkonsolidiert und im unentwässerten Zustand, durchgeführt wurden, kann die bei den Versuchen vorhandene Kohäsion allgemein als maßgebende Scherfestigkeit zur Ermittlung der Bruchspannung aus dem Erdwiderstand angesetzt werden (Abb.4.3-8).

Unter Anwendung von Gleichung (2) lassen sich mit den Gleichungen (14) und (14a) die Bruch-Zugkräfte quadratischer Ankerplatten aus dem Erdwiderstand infolge Kohäsion $c = 10 \dots 50 \text{ kN/m}^2$ im Modellmaßstab errechnen:

$$(15) \quad Z_{B,c} = \sigma_{of,c} \cdot A \quad (\text{kN})$$

Die Übertragung dieser Werte auf Platten in natürlicher Größe mit Hilfe

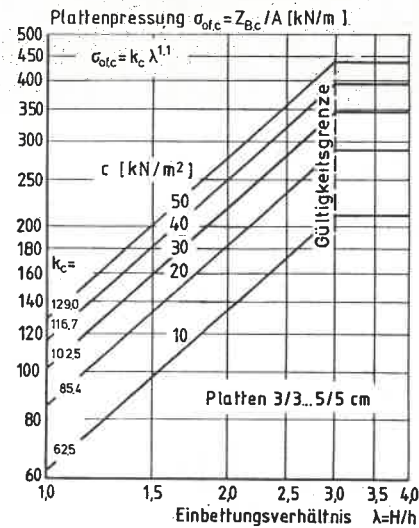


Abb.4.3-8 Bruchspannung $\sigma_{of,c}$ für vorgegebene Kohäsion c

des Maßstabsfaktors μ_c nach den Gleichungen (16) und (16a)

$$(16) \quad \sigma_{of,c} = \kappa_c \cdot \lambda^{1,1}$$

wobei (16a) $\kappa_c = \mu_c \cdot k_c$

ist nicht möglich, weil Ergebnisse von großmaßstäblichen Versuchen in solchen Böden zur Ableitung eines Maßstabgesetzes nicht zur Verfügung stehen. Das sollte das Ziel weiterer Arbeiten sein.

Bei rechteckigen Platten mit einem Seitenverhältnis $v = b/h$ ändert sich auch im kohäsiven Boden der Widerstand vor den Platten, hier allerdings gegenüber der Quadratplatte unabhängig vom Scherparameter (Abb.4.3-9, Anl.4.3-4).

$$(17) \quad \sigma_{of,cr} = \sigma_{of,c} \cdot v^{-0,64} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$(18) \quad Z_{Bc,r} = \sigma_{of,c} \cdot v^{-0,64} \cdot A \quad (\text{kN})$$

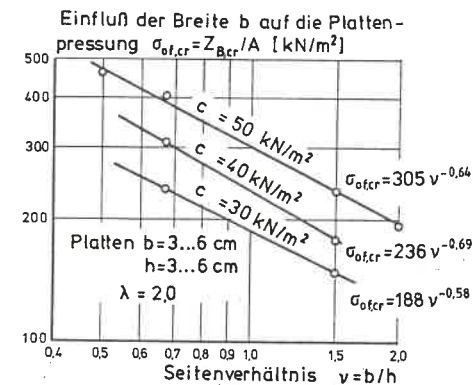


Abb.4.3-9

Einfluß der Plattenform auf die Bruchspannung im kohäsiven Boden

5. Zusammenfassung der Ergebnisse und Bemessungsvorschlag

Die Bruch-Zugkraft Z_B einer einzelnen Ankerplatte kann aus der Pressung σ_{of} abgeleitet werden, die sich aus dem Erdwiderstand unter Annahme gleichmäßiger Verteilung über die Plattenfläche A im Bruchzustand ergibt:

$$\text{Gl. (2)} \quad Z_B = \sigma_{of} \cdot A \quad (\text{kN})$$

$$\text{mit Gl. (13)} \quad \sigma_{of} = \kappa \cdot \lambda^{1,7} \quad (\text{kN/m}^2)$$

Die Plattenpressung ist im nichtbindigen Verankerungsboden abhängig vom Winkel der inneren Reibung ϕ

$$\text{Gl. (3a)} \quad \kappa = 290 (\tan \phi)^{5,7} \quad (\text{kN/m}^2)$$

- in Abb.5-1 und Tab.5-1 mit Hilfe des Maßstabsfaktors $\mu = 4,18$ aus den Modellversuchen 1:5, die wegen der Größe der Versuchsanordnung und der Anzahl der Meßwerte die größere Aussagekraft besitzen, für die Verhältnisse in der Natur (Maßstab 1:1) umgerechnet -

$$\text{Gl. (13a)} \quad \kappa = \mu \cdot k \quad (\text{kN/m}^2)$$

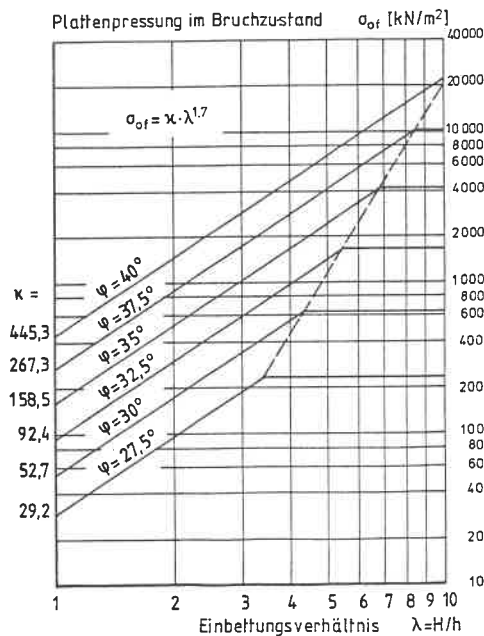


Abb.5-1

Bruchspannung σ_{of} aus Erdwiderstand vor quadratischen Einzelplatten im nichtbindigen Boden

ϕ	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°
κ	29,2	52,7	92,4	158,5	267,3	445,3
λ	$\sigma_{of} \text{ (kN/m}^2\text{)}$					
1	29	53	92	159	267	445
2	95	171	300	515	868	1447
3	189	341	598	1062	1730	2882
4	234	556	975	1673	2822	4701
5	234	641	1425	2445	4123	6869
6	234	641	1670	3333	5622	9365
7	234	641	1670	4193	7306	12171
8	234	641	1670	4193	9168	15272
9	234	641	1670	4193	10225	18658
10	234	641	1670	4193	10225	22318
λ_g	3,4	4,4	5,5	6,9	8,5	10,5

Tab.5-1

Bruchspannung σ_{of} aus Erdwiderstand vor quadratischen Einzelplatten im nichtbindigen Boden

und vom Einbettungsverhältnis $\lambda = H/h$ bis zur "Gültigkeitsgrenze λ_g "

$$\text{Gl. (4)} \quad \lambda_g = 16 (\tan \phi)^{2,4} \quad (1)$$

Bei größerem Einbettungsverhältnis durchpflügt die Platte den Boden, ohne daß sich die aufnehmbare Zugkraft ändert (Abb.5-1, Tab.5-1).

Der Anteil der seitlichen Kraftausstrahlung an der Tragfähigkeit einzelner Ankerplatten - die Abtragung der Druckspannungen vor der Platte in die seitlichen Bereiche infolge der Scherfestigkeit des Bodens - ist sehr hoch. Er beträgt beispielsweise für die im Modell untersuchte dichte Lagerung des Sandes 85% und für die lockere Lagerung rd. 50% der Gesamttragfähigkeit.

Die Wichte des Bodens ist von untergeordnetem Einfluß und kann bei der Berechnung vernachlässigt werden (Hückel 1961).

Die während der Belastung beobachtete Bewegung der Ankerplatte rechtfertigt den mittigen Anschluß des Ankers (EAU 11).

Die empirisch ermittelten Bruch-Zugkräfte $Z_B = E_p - E_a$ ergeben sich aus dem Erdwiderstand und dem hinter der Platte wirksamen Erddruck. Da die Plattenbewegung beide Anteile gemeinsam aktiviert, werden die erd-

statischen Verhältnisse im Verankerungsboden durch die Sicherheits-Definition $\eta = Z_B / Z_{vorh}$. zutreffend erfaßt.

Die seitliche Kraftausstrahlung wird bei Rechteckplatten in unterschiedlicher Größe wirksam, anteilmäßig stärker bei schmalen als bei breiten Platten. Die Pressung aus dem Erdwiderstand gegen rechteckige Platten ist abhängig vom Seitenverhältnis $v = b/h$ (Abb.5-2 und Tab.5-2).

$$Gl.(5) \quad \sigma_{of,r} = \sigma_{of} \cdot v^m \quad (kN/m^2)$$

mit Gl.(5a) $m = 0,75 - 2,0 \cdot \tan \phi \quad (1)$

Daraus folgt die Bruch-Zugkraft von Rechteckplatten:

$$Gl.(6) \quad Z_{B,r} = \sigma_{of} \cdot v^m \cdot A \quad (kN)$$

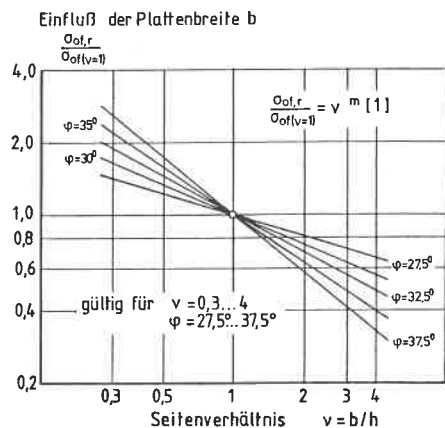


Abb.5-2
Einfluß der Plattenform $v=b/h$ auf die Bruch-Zugkraft rechteckiger Ankerplatten im nichtbindigen Boden

ϕ	m	v^m für v					
		0,3	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0
27,5°	- 0,298	1,43	1,23	1,00	0,81	0,72	0,66
30°	- 0,412	1,64	1,33	1,00	0,75	0,64	0,56
32,5°	- 0,532	1,90	1,45	1,00	0,69	0,56	0,48
35°	- 0,659	2,21	1,58	1,00	0,63	0,48	0,40
37,5°	- 0,794	2,60	1,73	1,00	0,58	0,42	0,33

Tab.5-2

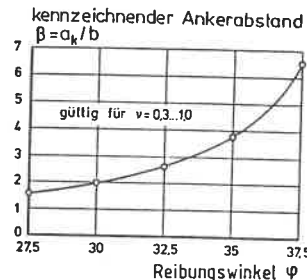
Kreisrunde Verankerungselemente - z.B. Ortbeton-Pfähle mit Fußausbil-

dung - können wie quadratische Platten mit gleicher Fläche gerechnet werden.

Günstige Ergebnisse erbrachten Versuche mit Bohlenkreuzen, deren Zahl jedoch nicht für einen Bemessungsvorschlag ausreichte. Weitere Versuche mit diesen Verankerungselementen - allerdings in diagonaler Anordnung - sind zu empfehlen.

Bei benachbarten Ankerplatten treten Überschneidungen der Bodenspannungen infolge der seitlichen Kraftausstrahlung bei Ankerabständen a auf, die kleiner als der "kennzeichnende Ankerabstand a_k " sind. Dieser Ankerabstand a_k hängt naturgemäß von der seitlichen Kraftausstrahlung, d.h. von der Scherfestigkeit des Bodens, und selbstverständlich von der Plattenbreite b ab (Abb.5-3 und Tab.5-3):

$$Gl.(7) \quad \frac{a_k}{b} = \frac{v^m}{2 \cdot (2 \cdot v)^m - v^m} \quad (1)$$



ϕ	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°
$\tan \phi$	0,5206	0,5774	0,6371	0,7002	0,7673
m	- 0,298	- 0,412	- 0,532	- 0,659	- 0,794
a_k/b	1,594	1,986	2,608	3,746	6,498

gültig für $v = 0,3 \dots 1,0$

Tab.5-3

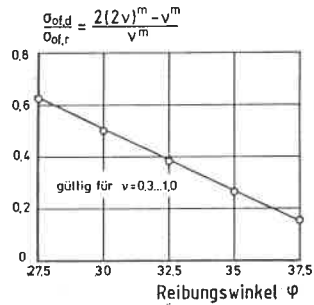
Abb.5-3 Kennzeichnender Ankerabstand a_k

Wird der kennzeichnende Ankerabstand a_k unterschritten, wirkt die Plattenreihe wie eine durchlaufende Wand mit einer aufnehmbaren Bruch-Zugkraft $Z_{B,d}$

$$Gl.(8) \quad Z_{B,d} = \sigma_{of,d} \cdot h \quad (kN/m)$$

wobei sich eine Plattenpressung aus dem Erdwiderstand $\sigma_{of,d}$ einstellt (Abb.5-4 und Tab.5-4).

$$Gl.(9) \quad \frac{\sigma_{of,d}}{\sigma_{of,r}} = \frac{2 \cdot (2v)^m - v^m}{v^m} \quad (1)$$



ϕ	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°
$\tan \phi$	0,5206	0,5774	0,6371	0,7002	0,7673
m	-0,298	-0,412	-0,532	-0,659	-0,794
$\sigma_{of,d} / \sigma_{of,r}$	0,63	0,50	0,38	0,27	0,15

gültig für $\nu = 0,3 \dots 1,0$

Tab.5-4

Abb.5-4 Bruchspannung $\sigma_{of,d}$ aus Erdwiderstand vor Plattenreihen mit Ankerabstand $a < a_k$

Die angegebenen Gültigkeitsgrenzen ergeben sich aus einer veränderten Tragwirkung sehr breiter Platten, die den abgeleiteten Gleichungen nicht mehr entspricht.

Wird der Anker schräg unter einer Neigung α verlegt, um beispielsweise einen größeren Erdwiderstand in tiefer liegenden Bodenschichten zu mobilisieren, verringert sich die Plattenpressung $\sigma_{of,\alpha}$ infolge der nach oben gerichteten Komponente des Ankerzuges auf

$$Gl.(10) \quad \sigma_{of,\alpha} = \sigma_{of}(\alpha=0) \cdot \Delta_\alpha \quad (kN/m^2)$$

wobei $Gl.(11) \quad \Delta_\alpha = \frac{1}{100} \cdot \exp(4,605 + n \cdot \alpha) \quad (1)$

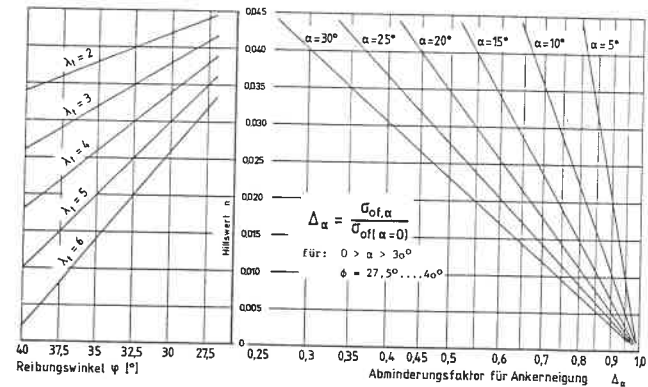
mit $Gl.(11a) \quad n = (0,015 \cdot \tan \phi - 0,005) \lambda_t - 0,05 \quad (1)$

Hierbei ist $\lambda_t = t/h$ der einfacheren Berechnung wegen das Einbettungsverhältnis des Ankers (Abb.5-5 und Tab.5-5).

Die entsprechende Bruch-Zugkraft des Ankers beträgt dann:

$$Gl.(12) \quad Z_{B,\alpha} = \sigma_{of} \cdot \Delta_\alpha \cdot A \quad (kN)$$

Diese Abminderung gegenüber der Bruch-Zugkraft Z_B des horizontalen Ankers ist größer, als sie sich für durchlaufende Ankerwände nach der klassischen Erddrucktheorie errechnet. Ein zusätzlicher Nachweis der Bedingung $\Sigma V = 0$ entsprechend EAU 10 entfällt damit, zumal eine nach oben gerichtete Bewegung der Ankerplatte bei keinem Versuch beobachtet werden konnte.



$\lambda_t (1)$	$\phi (^\circ)$	$\alpha (^\circ)$					
		5	10	15	20	25	30
2	27,5	0,80	0,64	0,52	0,41	0,33	0,27
	30	0,81	0,66	0,53	0,43	0,35	0,28
	32,5	0,82	0,67	0,55	0,45	0,37	0,30
	35	0,83	0,68	0,57	0,47	0,39	0,32
	37,5	0,84	0,70	0,58	0,49	0,41	0,34
	40	0,84	0,71	0,60	0,51	0,43	0,36
3	27,5	0,81	0,66	0,54	0,44	0,36	0,29
	30	0,83	0,68	0,57	0,47	0,39	0,32
	32,5	0,84	0,70	0,59	0,50	0,42	0,35
	35	0,85	0,73	0,62	0,53	0,45	0,38
	37,5	0,86	0,75	0,65	0,56	0,48	0,42
	40	0,88	0,77	0,68	0,59	0,52	0,46
4	27,5	0,83	0,68	0,57	0,47	0,39	0,32
	30	0,84	0,71	0,60	0,51	0,43	0,36
	32,5	0,86	0,74	0,64	0,55	0,47	0,41
	35	0,88	0,77	0,68	0,59	0,52	0,46
	37,5	0,90	0,80	0,72	0,64	0,58	0,52
	40	0,91	0,84	0,76	0,70	0,64	0,58
5	27,5	0,84	0,70	0,59	0,50	0,42	0,35
	30	0,86	0,74	0,64	0,55	0,47	0,41
	32,5	0,88	0,78	0,69	0,61	0,54	0,47
	35	0,90	0,82	0,74	0,67	0,61	0,55
	37,5	0,93	0,86	0,80	0,74	0,69	0,64
	40	0,95	0,90	0,86	0,82	0,78	0,74
6	27,5	0,85	0,73	0,62	0,53	0,45	0,38
	30	0,88	0,77	0,68	0,59	0,52	0,46
	32,5	0,90	0,82	0,74	0,67	0,61	0,55
	35	0,93	0,87	0,81	0,76	0,70	0,66
	37,5	0,96	0,92	0,89	0,85	0,82	0,79
	40	0,99	0,97	0,96	0,96	0,95	0,94

$$\Delta_\alpha = \frac{\sigma_{of,\alpha}}{\sigma_{of}(\alpha=0)}$$

für: $0 > \alpha > 30^\circ$
 $\phi = 27,5^\circ \dots 40^\circ$

Abb.5-5

Tab.5-5

Abminderungsfaktor Δ_α zur Berechnung von $Z_{B,\alpha}$ bei Ankerneigung α

In kohäsiven Verankerungsböden ist die Bruch-Zugkraft $Z_{B,c}$ ebenfalls durch die im Bruchzustand auftretende Plattenpressung $\sigma_{of,c}$ aus dem Erdwiderstand darzustellen:

$$Gl.(15) \quad Z_{B,c} = \sigma_{of,c} \cdot A \quad (kN)$$

Sie steigt wie beim nichtbindigen Boden, aber wesentlich geringer mit dem Einbettungsverhältnis $\lambda = H/h$ an (s. Abb. 4.3-8):

$$Gl.(16) \quad \sigma_{of,c} = \kappa_c \cdot \lambda^{1,1} \quad (kN/m^2)$$

Maßgebend für ihre Größe ist die im Verankerungsboden vorhandene Kohäsion, die mit Hilfe eines noch abzuleitenden Maßstabsfaktors μ_c auf die Verhältnisse in der Natur umzurechnen ist.

$$Gl.(14a) \quad \kappa_c = 22,2 \cdot c^{0,45} \quad (kN/m^2)$$

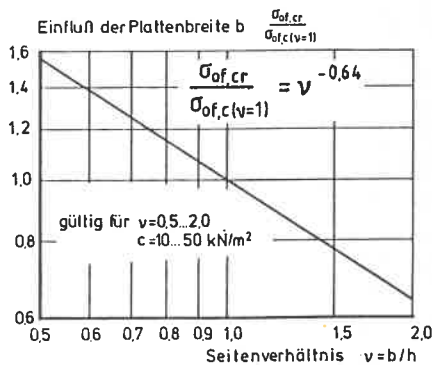
$$Gl.(16a) \quad \kappa_c = \mu_c \cdot k_c \quad (kN/m^2)$$

Rechteckige Platten zeigen den gleichen Effekt im bindigen wie im nichtbindigen Verankerungsboden, hier jedoch unabhängig von der Größe des Scherparameters c (Abb. 5-6 und Tab. 5-6).

$$Gl.(17) \quad \sigma_{of,cr} = \sigma_{of,c} \cdot v^{-0,64} \quad (kN/m^2)$$

$$Gl.(18) \quad Z_{Bc,r} = \sigma_{of,c} \cdot v^{-0,64} \cdot A \quad (kN)$$

v	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0
v ^m	1,56	1,39	1,26	1,15	1,07	1,00	0,77	0,64



Tab. 5-6

Abb. 5-6

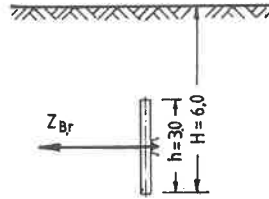
Einfluß der Plattenform $v = b/h$ auf die Bruch-Zugkraft von rechteckigen Ankerplatten im kohäsiven Boden

Zusammenstellung der abgeleiteten Gleichungen

- Gl. (1) $\sigma_{of} = 92,3 \cdot \lambda^{1,7}$ (kN/m²) Abschn. 2.3
- Gl. (2) $Z_B = \sigma_{of} \cdot A$ (kN)
- Gl. (3) $\sigma_{of} = k \cdot \lambda^{1,7}$ (kN/m²) Abschn. 3.4
- Gl. (3a) $k = 290 (\tan \phi)^{5,7}$ (kN/m²)
- Gl. (4) $\lambda_g = 16 (\tan \phi)^{2,4}$ (1)
- Gl. (5) $\sigma_{of,r} = \sigma_{of} \cdot v^m$ (kN/m²) Abschn. 3.5
- Gl. (5a) $m = 0,75 - 2,01 \cdot \tan \phi$ (1)
- Gl. (6) $Z_{B,r} = \sigma_{of} \cdot v^m \cdot A$ (kN)
- Gl. (7) $\frac{ak}{b} = \frac{v^m}{2 \cdot (2 \cdot v)^m - v^m}$ (1) Abschn. 3.6
- Gl. (8) $Z_{B,d} = \sigma_{of,d} \cdot h$ (kN/m)
- Gl. (9) $\frac{\sigma_{of,d}}{\sigma_{of,r}} = \frac{2(2v)^m - v^m}{v^m}$ (1)
- Gl. (10) $\sigma_{of,\alpha} = \sigma_{of}(\alpha=0) \cdot \Delta_\alpha$ (kN/m²) Abschn. 3.7
- Gl. (11) $\Delta_\alpha = \frac{1}{100} \cdot \exp(4,605 + n \cdot \alpha)$ (1)
- Gl. (11a) $n = (0,015 \cdot \tan \phi - 0,005) \lambda_c - 0,05$ (1)
- Gl. (12) $Z_{B,\alpha} = \sigma_{of} \cdot \Delta_\alpha \cdot A$ (kN)
- Gl. (13) $\sigma_{of} = \kappa \cdot \lambda^{1,7}$ (kN/m²) Abschn. 4.2
- Gl. (13a) $\kappa = \mu \cdot k$ mit $\mu = 4,18$ (kN/m²)
- Gl. (14) $\sigma_{of,c} = \kappa_c \cdot \lambda^{1,1}$ (kN/m²) Abschn. 4.3
- Gl. (14a) $\kappa_c = 22,2 \cdot c^{0,45}$ (kN/m²)
- Gl. (15) $Z_{B,c} = \sigma_{of,c} \cdot A$ (kN)
- Gl. (16) $\sigma_{of,c} = \kappa_c \cdot \lambda^{1,1}$ (kN/m²)
- Gl. (16a) $\kappa_c = \mu_c \cdot k_c$ (kN/m²)
- Gl. (17) $\sigma_{of,cr} = \sigma_{of,c} \cdot v^{-0,64}$ (kN/m²)
- Gl. (18) $Z_{Bc,r} = \sigma_{of,c} \cdot v^{-0,64} \cdot A$ (kN)

6. Beispiele

1. Nichtbindiger Boden mit $\phi = 35^\circ$
 Ankertafel aus Dreifachbohle $b = 1,5 \text{ m}$
 Ankerabstand $a = 4,0 \text{ m}$
 Einbettungsverhältnis $\lambda = 6,0/3,0 = 2,0$
 Seitenverhältnis $v = 1,5/3,0 = 0,5$



Rechnung als Einzelplatte:

- Gl. (3a) $k = 290 (\tan 35^\circ)^{5,7} = 38,0 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (13a) $\kappa = 38,0 \cdot 4,18 = 159 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (13) $\sigma_{of} = 159 \cdot 2,0^{1,7} = 517 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (5a) $m = 0,75 - 2,01 \cdot \tan 35^\circ = -0,657$
 Gl. (5) $\sigma_{of,r} = 517 \cdot 0,5^{-0,657} = 815 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (6) $Z_{B,r} = 815 \cdot 3,0 \cdot 1,5 = 3668 \text{ kN}$

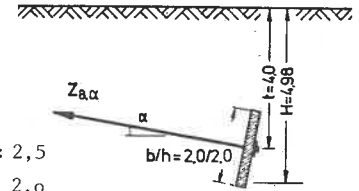
Rechnung als Plattenreihe:

- Gl. (7) $\frac{a_k}{b} = \frac{0,5^{-0,657}}{2(2,0,5)^{-0,657} - 0,5^{-0,657}} = 3,73$
 $a_k = 3,73 \cdot 1,5 = 5,60 \text{ m}$
 $a < a_k$, deshalb Rechnung als Plattenreihe
 Gl. (9) $\frac{\sigma_{of,d}}{\sigma_{of,r}} = \frac{2(2,0,5)^{-0,657} - 0,5^{-0,657}}{0,5^{-0,657}} = 0,27$
 $\sigma_{of,d} = 0,27 \cdot 815 = 220 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (8) $Z_{B,d} = 220 \cdot 3,0 = 660 \text{ kN/m}$

Ermittlung mit Tabellenwerten:

- Tab.6-1 $\sigma_{of} = 515 \text{ kN/m}^2$
 Tab.6-2 $\sigma_{of,r} = 515 \cdot 1,58 = 814 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (6) $Z_{B,r} = 814 \cdot 3,0 \cdot 1,5 = 3663 \text{ kN}$
 Tab.6-3 $\frac{a_k}{b} = 3,746$ $a < a_k = 3,746 \cdot 1,5 = 3,62 \text{ m}$
 Tab.6-4 $\frac{\sigma_{of,d}}{\sigma_{of,r}} = 0,27$ $\sigma_{of,d} = 0,27 \cdot 814 = 220 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (8) $Z_{B,d} = 220 \cdot 3,0 = 660 \text{ kN/m}$

2. Nichtbindiger Boden mit $\phi = 32,5^\circ$
 Ankerplatte $b/h = 2,0/2,0$
 Anker unter $\alpha = 10^\circ$ geneigt



- Einbettungsverhältnis $\lambda = 4,98/2,0 \approx 2,5$
 $\lambda_t = 4,0/2,0 = 2,0$
 Seitenverhältnis $v = 2,0/2,0 = 1,0$

Rechnung:

- Gl. (3a) $k = 290 (\tan 32,5^\circ)^{5,7} = 22,2 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (13a) $\kappa = 22,2 \cdot 4,18 = 93 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (13) $\sigma_{of} = 93 \cdot 2,5^{1,7} = 442 \text{ kN/m}^2$

Vergleich mit den Großversuchen (hier $\alpha = 0$):

- Gl. (1) $\sigma_{of} = 92,3 \cdot 2,5^{1,7} = 438 \text{ kN/m}^2$

- Gl. (11a) $n = (0,015 \cdot \tan 32,5 - 0,005) \cdot 2,0 - 0,05 = -0,041$
 Gl. (11) $\Delta_\alpha = 1/100 \cdot \exp(4,605 + n \cdot 10) = 0,664$
 Gl. (12) $Z_{B,\alpha} = 442 \cdot 0,664 \cdot 2,0^2 = 1174 \text{ kN}$

Ermittlung mit Tabellenwerten:

- Tab.6-1 } $\sigma_{of} = 92,4 \cdot 2,5^{1,7} = 439 \text{ kN/m}^2$
 Gl. (13) }
 Tab.6-5 $\Delta_\alpha = 0,67$
 Gl. (12) $Z_{B,\alpha} = 439 \cdot 0,67 \cdot 2,0^2 = 1176 \text{ kN}$

Die Berechnung wurde zum besseren Verständnis in Einzelschritten ausgeführt. Sie läßt sich mathematisch z.T. wesentlich einfacher gestalten. Die Tabellenwerte sind genauer, weil die angegebenen Gleichungen gerundete Werte enthalten. Die Abweichungen sind jedoch gering. Sie liegen in den Grenzen, wie sie bei empirisch ermittelten Werten nicht zu vermeiden sind.

Anlagen

Anl.2.1-1

Lagerungsdichte des Versuchsbodens in Fresenburg

Probe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	—
Entn.-T	1.0	1.5	1.3	0.5	1.0	1.5	0.5	1.2	1.5	1.3	m
γ	18.7	18.6	17.4		18.0 *		16.6	17.2	18.3	17.4	kN/m ³
γ _d	17.0	15.1	15.1	14.6	15.4	17.1	15.3	15.3	15.1	15.1	kN/m ³
w	10.3	23.5	15.3		14.9 *		8.4	12.6	21.4	14.9	%
e	0.558	0.689	0.751	0.815	0.721	0.550	0.721	0.709	0.742	0.727	—

* es liessen nur Mittelwerte vor

Anm.: Probe 10 wurde ausserhalb des Messbereiches entnommen; der Boden enthielt 31.6 % organische Bestandteile, seine Bodenwerte werden hier nicht berücksichtigt.

Abweichungen der Porenzahl e (n=10)

e	scheinb.F v = x-1	v ²
0.558	- 0.140	19.60 · 10 ⁻³
0.689	- 0.009	0.08
0.751	+ 0.053	2.81
0.815	+ 0.117	13.69
0.721	+ 0.023	0.53
0.550	- 0.148	21.90
0.721	+ 0.023	0.53
0.709	+ 0.011	0.12
0.742	+ 0.044	1.94
0.727	+ 0.029	0.84
x=0.698	∑+0.003	∑62.04 · 10 ⁻³

mittlere Abweichung der Einzelmessung:

$$m = \sqrt{\sum v^2 / (n-1)} = \sqrt{62,04 \cdot 10^{-3} / 9} = 0,0830$$

mittlere Abweichung des Mittelwertes:

$$m_x = m / \sqrt{n} = 0,0830 / \sqrt{10} = 0,026$$

$$e = 0,698 \pm 0,026$$

Abweichungen der Trockenwichte γ_d (n=10)

γ _d	v=x-1	v ²
17.0	+1.49	2.220
15.1	-0.41	0.168
15.1	-0.41	0.168
14.6	-0.91	0.828
15.4	-0.11	0.012
17.1	+1.59	2.528
15.3	-0.21	0.044
15.3	-0.21	0.044
15.1	-0.41	0.168
15.1	-0.41	0.168
x=15.51	∑ +0.00	∑ 6.349

mittlere Abweichung der Einzelmessung:

$$m = \sqrt{\sum v^2 / (n-1)} = \sqrt{6,349 / 9} = 0,840$$

mittlere Abweichung des Mittelwertes:

$$m_x = m / \sqrt{n} = 0,840 / \sqrt{10} = 0,266$$

$$\gamma_d = 15,51 \pm 0,27 \text{ kN/m}^3$$

Scherfestigkeit

Anl.2.1-2

direkter Scherversuch nach Casagrande

aus der Auftragung für Probe 4, ungestört eingebaut

$$\gamma_d = 14,6 \text{ kN/m}^3, e = 0,815$$

σ	τ _{max}	tan φ	v=x-1	v ²
100	56	0.5600	- 0.0322	10.37 · 10 ⁻⁴
200	130	0.6500	+ 0.0578	33.41
300	170	0.5667	- 0.0255	6.50
		x= 0.5922	∑+ 0.0001	∑50.28 · 10 ⁻⁴

mittlerer Fehler der Einzelmessung: m = √(50,28 · 10⁻⁴ / 2) = 0,0501

mittlerer Fehler des Mittelwertes: m_x = 0,0501 / √3 = 0,0289

$$\tan \phi = 0,5922 \pm 0,0289$$

$$\phi = 30,6 \pm 1,7^\circ$$

aus der Auftragung für Probe 5, ungestört eingebaut

$$\gamma_d = 15,4 \text{ kN/m}^3, e = 0,721$$

σ	τ _{max}	tan φ	v=x-1	v ²
100	60	0.6000	0.0	0.0
200	120	0.6000	0.0	0.0
300	180	0.6000	0.0	0.0
		x=0.6000	∑± 0.0	∑ 0.0

$$\tan \phi = 0,6000 \pm 0$$

$$\phi = 31,0 \pm 0$$

aus der Auftragung für Probe 6, gestört eingebaut

$$\gamma_d = 17,1 \text{ kN/m}^3, e = 0,550$$

σ	τ _{max}	tan φ	v=x-1	v ²
100	83	0.8300	+ 0.0257	7.13 · 10 ⁻⁴
200	160	0.8000	- 0.0033	0.11
300	234	0.7800	- 0.0233	5.43
		x=0.8033	∑+ 0.0001	∑12.67 · 10 ⁻⁴

mittlerer Fehler der Einzelmessung: m = √(12,67 · 10⁻⁴ / 2) = 0,0252

mittlerer Fehler des Mittelwertes: m_x = 0,0252 / √3 = 0,0145

$$\tan \phi = 0,8033 \pm 0,0145$$

$$\phi = 38,8 \pm 0,8^\circ$$

e.tan φ = const. nach Bjerrum*

e	tan φ	e tan φ	v = x - l	v ²
0.815	0.5922	0.4826	+ 0.0302	9.12 · 10 ⁻⁴
0.721	0.6000	0.4326	- 0.0198	3.92
0.550	0.8033	0.4418	- 0.0106	1.12
		x=0.4524	Σ - 0.0002	Σ 14.16 · 10 ⁻⁴

$$m = \sqrt{14,16 \cdot 10^{-4} / 2} = 0,0266$$

$$m_x = 0,0266 / \sqrt{3} = 0,0154$$

$$e \cdot \tan \varphi = 0,4524 \pm 0,0154$$

Scherfestigkeit des Versuchsbodens bei der festgestellten mittleren Lagerungsdichte nach Bjerrum:

$$\tan \varphi = \frac{1}{e} \cdot 0,4524 = \frac{1}{0,698} \cdot 0,4524 = 0,6481$$

$$\varphi = 32,9^\circ$$

* Bjerrum, Kringstad, Kummeneje 1961, The Shear Strength of a Fine Sand Proc. 5th, 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, 1960

Mittelwerte für Versuchsboden

γ	kN/m ³	17.8
γ _d	kN/m ³	15.5
w	%	15.1
e	—	0.698
φ	°	32.9

Auswertung der Großversuche (Maßstab 1:1) Fresenburg und Duisburg

quadratische Platten in Sand, φ = 32,5°

5,15	4,75	1,80
1650,00	1407,00	246,00
6,11	3,68	1,37
1725,00	1015,00	163,00
5,98	3,68	2,24
1994,00	1091,00	340,00
5,15	3,68	1,37
1254,00	1091,00	172,00
5,15	3,10	2,24
1181,00	476,00	306,00
4,22	1,80	2,24
1240,00	209,00	320,00
4,22	1,54	
992,00	214,00	
3,56	1,80	
703,00	241,00	0,97
4,73	1,54	92,29
1407,00	206,00	1,69

$$\sigma_{of} = k (H/h) = 92,29 (H/h)^{1,69} \approx 92,3 (H/h)^{1,7}$$

Anl.3.4-1

Modellversuche Maßstab 1:5 mit quadratischen Platten

Sand in dichter Lagerung, $\tan \phi = 0,7705$; $\phi = 37,6^\circ$

lfd.Nr.	Plattengr. b . h.	Einbettungsv. $\lambda = H/h$	Trockenw. $\gamma_d(d)$	Bruch-Zugkr. Z_B	Plattenpr. σ_{of}
-	cm	-	kN/m ³	kN	kN/m ²
1	10/10	3,0	17,78	4,15	415
2	10/10	3,0	18,43	4,20	420
3	10/10	5,0	18,32	11,17	1117
4	10/10	6,0	18,29	14,50	1450
5	10/10	10,0	17,82	29,20	2920
6	15/15	3,0	17,58	9,70	431
7	15/15	3,0	18,28	10,17	452
8	15/15	3,0	18,48	10,88	484
9	15/15	3,0	17,53	9,80	436
10	15/15	3,5	17,52	12,40	551
11	15/15	4,0	17,60	17,50	778
12	15/15	4,5	17,51	20,00	889
13	15/15	5,0	17,60	24,00	1067
14	20/20	1,5	18,08	5,56	139
15	20/20	2,0	18,32	9,17	229
16	20/20	2,5	18,50	14,13	353
17	20/20	3,0	17,75	16,00	400
18	20/20	3,0	18,37	21,56	539
19	20/20	3,0	17,76	16,40	410
20	20/20	3,0	18,41	20,20	505
21	20/20	3,0	18,16	20,70	518
22	20/20	3,0	18,21	18,42	461
23	20/20	3,0	18,60	20,02	501
24	20/20	3,0	18,50	18,54	464
25	20/20	3,0	17,89	17,85	446
26	20/20	3,0	18,41	20,10	503
27	20/20	3,0	17,56	15,80	395
28	20/20	3,5	18,37	26,37	659
29	20/20	3,5	18,40	27,02	678
30	22,5/22,5	3,0	17,48	21,50	425
31	22,5/22,5	3,0	18,65	25,81	510
32	22,5/22,5	3,0	18,56	24,44	483
33	25/25	3,2	17,49	34,00	544
34	30/30	3,0	17,56	38,50	428
Mittelwert:			18,05 ± 0,41	$\sigma_{of} = 70,90 \cdot \lambda^{1,70}$	

Anl.3.4-2

lfd.Nr.	Plattengr. b . h	Einbettungsv. $\lambda = H/h$	Trockenw. $\gamma_d(o)$	Bruch-Zugkr. Z_B	Plattenpr. σ_{of}
-	cm	-	kN/m ³	kN	kN/m ²
Sand in lockerer Lagerung, $\tan \phi = 0,5765$; $\phi = 30,0^\circ$					
35	10/10	3,0	15,25	0,79	79
36	10/10	6,0	15,61	1,78	178
37	10/10	8,0	15,65	1,78	178
38	15/15	3,0	15,31	2,01	89
39	20/20	1,5	15,25	1,05	26
40	20/20	2,0	15,61	1,75	44
41	20/20	2,0	15,35	1,96	49
42	20/20	3,0	15,00	3,40	85
43	20/20	4,0	15,08	5,80	145
44	22,5/22,5	3,0	15,47	5,01	99
Mittelwert:			15,37 ± 0,22	$\sigma_{of} = 13,70 \cdot \lambda^{1,70}$	
Sand in mitteldichter Lagerung, $\tan \phi = 0,6560$; $\phi = 33,3^\circ$					
45	20/20	2,0	16,67	2,83	71
46	15/15	4,0	16,53	5,40	240
47	10/10	8,0	16,74	4,03	403
Mittelwert:			16,65 ± 0,11	$\sigma_{of} = 22,39 \cdot \lambda^{1,70} *$	
Sand in mitteldichter Lagerung, $\tan \phi = 0,6968$; $\phi = 34,9^\circ$					
48	20/20	2,0	17,20	4,80	120
49	20/20	2,5	17,20	6,60	165
50	20/20	3,0	17,20	9,60	240
Mittelwert:			17,20 ± 0	$\sigma_{of} = 36,27 \cdot \lambda^{1,70}$	

* ohne Vers. 47 (außerhalb d. Gültigkeitsgrenze)

Auswertung der Modellversuche (Maßstab 1:5) mit quadratischen Platten in Sand

dichte Lagerung: Mittelwert $\gamma_{d(d)} = 18,05 \text{ kN/m}^3$

$$e = \gamma_s / \gamma_{d(d)} - 1 = 26,5 / 18,05 - 1 = 0,468$$

$$\tan \phi = 0,2217 + 0,2569/e = 0,7705; \quad \phi = 37,6^\circ$$

3,00	1,50	3,00
415,00	139,00	503,00
3,00	2,00	3,00
420,00	229,00	395,00
5,00	2,50	3,50
1117,00	353,00	659,00
6,00	3,00	3,50
1450,00	400,00	678,00
3,00	3,00	3,00
431,00	539,00	425,00
3,00	3,00	3,00
452,00	410,00	510,00
3,00	3,00	3,00
484,00	505,00	483,00
3,00	3,00	3,20
436,00	518,00	544,00
3,50	3,00	3,00
551,00	461,00	428,00
4,00	3,00	
778,00	501,00	0,96
4,50	3,00	70,90
889,00	464,00	1,70
5,00	3,00	
1067,00	446,00	

$$\sigma_{of} = k (H/h)^n = 70,90 (H/h)^{1,70}$$

lockere Lagerung: Mittelwert $\gamma_{d(o)} = 15,37 \text{ kN/m}^3$

$$e = 26,5 / 15,37 - 1 = 0,724$$

$$\tan \phi = 0,5765; \quad \phi = 30,0^\circ$$

3,00	4,00
79,00	145,00
3,00	3,00
89,00	99,00
1,50	
26,00	
2,00	0,96
44,00	13,70
2,00	1,70
49,00	
3,00	
85,00	

$$\sigma_{of} = 13,70 (H/h)^{1,70}$$

"mitteldichte" Lagerung: Versuche 45 bis 47

$$\text{Mittelwert } \gamma_{d(m)} = 16,65 \text{ kN/m}^3$$

$$e = 26,5 / 16,65 - 1 = 0,592$$

$$\tan \phi = 0,6560; \quad \phi = 33,3^\circ$$

da Versuch 47 außerhalb der Gültigkeitsgrenze, stehen nur 2 Versuchswerte zur Verfügung; Streuungen sind nicht zu approximieren; deshalb wurde $n = 1,70$ beibehalten und k gemittelt

$$\sigma_{of} = 22,39 (H/h)^{1,70}$$

Versuche 48 bis 50

$$\text{Mittelwert } \gamma_{d(m)} = 17,20 \text{ kN/m}^3$$

$$e = 26,5 / 17,20 - 1 = 0,541$$

$$\tan \phi = 0,6968; \quad \phi = 34,9^\circ$$

$$\sigma_{of} = 36,27 (H/h)^{1,70}$$

2,00
120,00
2,50
165,00
3,00
240,00
0,99
36,27
1,70

0,7705
70,90
0,6968
36,27
0,6560
22,39
0,5765
13,70
0,97
289,94
5,71

Lagerung	$\tan \phi$	ϕ	k
dicht	0,7705	37,6°	70,90
mitteldicht	0,6968	34,9°	36,27
	0,6560	33,3°	22,39
locker	0,5765	30,0°	13,70

$$k = 289,94 (\tan \phi)^{5,71} \approx 290 (\tan \phi)^{5,7}$$

ϕ	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°
$\tan \phi$	0,4663	0,5206	0,5774	0,6371	0,7002	0,7673	0,8391
k	3,72	6,98	12,61	22,11	37,92	63,94	106,52

Gültigkeitsgrenze $\sigma_{of} = k (H/h)^{1,7} = k \cdot \lambda^{1,7}$

dichte Lagerung ($\tan \phi = 0,7705$): $\sigma_{of} = 2920 = 70,90 \cdot \lambda_g^{1,7}$ (Vers. 5)

$\lambda_g = 8,91$

mitteldichte Lagerung ($\tan \phi = 0,6560$): $\sigma_{of} = 403 = 22,39 \cdot \lambda_g^{1,7}$ (Vers. 47)

$\lambda_g = 5,47$

lockere Lagerung ($\tan \phi = 0,5765$): $\sigma_{of} = 178 = 13,70 \cdot \lambda_g^{1,7}$ (Vers. 36 u.37)

$\lambda_g = 4,52$

- 0,7705
- 8,91
- 0,6560
- 5,47
- 0,5765
- 4,52

$\lambda_g = 15,98 (\tan \phi)^{2,37} \approx 16 (\tan \phi)^{2,4}$

- 0,97
- 15,98
- 2,37

ϕ	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°
$\tan \phi$	0,4663	0,5206	0,5774	0,6371	0,7002	0,7673	0,8391
λ_g	2,62	3,40	4,35	5,49	6,87	8,53	10,54
$\sigma_{of,g}$	19,1	55,9	153,3	399,7	1003,2	2445,9	5841,9

Ergebnis von Modellversuchen 1:5 mit Rechteckplatten

1fd.Nr.	Plattengr. b . h	Plattenform v = b/h	Einbettungsv. $\lambda = H/h$	Trockenw. Y _d kN/m ³	Bruch-Zugkr. Z _B kN	Plattenpr. σ _{of} kN/m ²
-	cm	-	-	-	-	-
Sand in dichter Lagerung, $\tan \phi = 0,7733$; $\phi = 37,60$						
51	10/30	0,33	3,0	18,38	42,39	1413
52	10/20	0,5	2,0	18,24	7,67	384
53	10/20	0,5	3,0	18,24	19,12	956
54	10/20	0,5	3,0	18,35	18,77	939
55	10/20	0,5	3,0	17,44	14,44	722
56	10/20	0,5	4,0	17,82	30,40	1520
57	20/10	2,0	2,0	18,29	2,60	130
58	20/10	2,0	3,0	18,18	5,20	260
59	20/10	2,0	4,0	18,34	9,80	490
60	40/20	2,0	2,0	18,26	10,83	135
61	40/20	2,0	2,0	18,25	11,03	138
62	40/20	2,0	3,0	18,23	26,33	329
63	40/20	2,0	4,0	17,50	36,72	459
64	30/10	3,0	2,0	18,35	2,79	93
65	30/10	3,0	3,0	18,28	5,61	187
66	30/10	3,0	4,0	18,28	10,80	360
67	40/10	4,0	2,0	18,27	3,16	79
68	40/10	4,0	3,0	17,80	6,76	169
69	40/10	4,0	4,0	18,20	11,96	299
70	40/10	4,0	6,0	18,09	18,30	458
71	40/10	4,0	6,0	18,31	18,90	473
72	Ø 22,57	1,0	3,0	17,68	17,90	448
73	X 22,6*	1,0	3,0	17,59	26,00	650
Mittelwert:				18,08±0,30		
Sand in lockerer Lagerung, $\tan \phi = 0,5798$; $\phi = 30,00$						
74	10/20	0,5	3,0	15,49	2,37	119
75	40/20	2,0	3,0	15,36	5,39	67
Mittelwert:				15,43±0,09		
Sand in mitteldichter Lagerung, $\tan \phi = 0,6518$; $\phi = 33,30$						
76	20/10	2,0	3,0	16,56	1,86	93
77	40/10	4,0	3,0	16,61	2,64	66
Mittelwert:				16,59±0,04		

* Bohlenkreuz mit A = 0,04 m²

Auswertung der Modellversuche (Maßstab 1:5) mit rechteckigen Platten im Sand

$$\sigma_{of,r} = \sigma_{of(v=1)} \cdot v^m$$

dichte Lagerung: $\phi = 37,6^\circ$; $\tan \phi \approx 0,7705$

$\lambda = 2$	$\lambda = 3$	$\lambda = 4$	$\lambda = 6$
0,50	0,33	0,50	4,00
384,00	1413,00	1520,00	458,00
2,00	0,50	2,00	4,00
130,00	956,00	490,00	473,00
2,00	0,50	2,00	1,00 *
135,00	939,00	459,00	1491,00
2,00	0,50	3,00	1,00
138,00	722,00	360,00	1491,00
3,00	2,00	4,00	-0,84
93,00	260,00	299,00	
4,00	2,00	1,00 *	
79,00	329,00	748,00	
1,00 *	3,00		
230,00	187,00	0,99	
	4,00	825,40	
1,00	169,00	-0,77	-0,77
227,29	1,00 *	-0,77	-0,83
-0,77	459,00	-0,77	-0,77
			-0,84
	0,98		
	501,47	Mittelwert m für dichte Lagerung:	-0,80
	-0,83		

lockere Lagerung, $\lambda = 3$ $\phi = 30,0^\circ$; $\tan \phi \approx 0,5765$ mitteldichte Lagerung, $\lambda = 3$ $\phi = 33,3^\circ$; $\tan \phi \approx 0,6560$

0,50	2,00		
119,00	93,00		
2,00	4,00		
67,00	66,00		
1,00 *	1,00 *		
89,00	145,00		
1,00	0,99		
89,19	142,58		0,7705
-0,41	-0,57		-0,80
			0,6560
			-0,57
			0,5765
			-0,41

* nach Gleichung (3 und 3a)

Lagerung	ϕ	$\tan \phi$	m
dicht	$37,6^\circ$	0,7705	-0,80
mitteldicht	$33,3^\circ$	0,6560	-0,57
locker	$30,0^\circ$	0,5765	-0,41

$$m = 0,75 - 2,01 \cdot \tan \phi$$

1,00
0,75
-2,01

Ergebnis von Modellversuchen 1:5 mit benachbarten Ankerplatten

lfd.Nr.	Plattengr. b . h	Einbettungsv. $\lambda = H/h$	Ankerabst. a	Bruch-Zugkr. ΣZ_B	Plattenpr. σ_{of}
-	cm	-	cm	kN	kN/m ²
Sand in dichter Lagerung, $\tan \phi = 0,7705$; $\phi = 37,6^\circ$					
78	10/10	2,0	22	3,00	150
79	10/10	2,0	40	3,83	192
80	10/10	2,0	60	4,08	204
81	10/10	3,0	22	7,00	350
82	10/10	3,0	40	7,75	388
83	10/10	3,0	60	8,50	425
84	10/10	3,0	95	9,17	459
85	10/10	3,0	95	9,33	466
86	10/10	4,0	22	10,25	513
87	10/10	4,0	40	11,70	585
88	10/10	4,0	60	13,87	694
89	10/10	5,0	22	15,67	784
90	10/10	5,0	60	19,50	975
91	20/20	2,0	30	11,15	139
92	20/20	3,0	30	22,50	281
93	10/20	2,0	25	11,40	285
94	10/20	2,0	40	12,40	310
95	10/20	3,0	25	22,60	565
96	10/20	3,0	40	25,00	625
97	20/10	2,0	30	3,60	90
98	20/10	2,0	50	4,20	105
99	20/10	3,0	30	7,80	195
100	20/10	3,0	50	9,00	230
101	20/10	4,0	30	12,45	311
102	20/10	4,0	50	14,00	350
Sand in lockerer Lagerung, $\tan \phi = 0,5765$; $\phi = 30,0^\circ$					
103	10/10	2,0	25	0,87	44
104	10/10	3,0	25	1,73	87
105	20/20	2,0	30	3,30	41
106	20/20	3,0	30	6,40	80

Bruch-Zugkraft benachbarter Platten Z_{B2} [kN] Auswertung der Meßergebnisse

$$Z_{B2} = Z_{B1} + \Delta Z_B a$$

	Platte 1o/1o		Platte 2o/2o		Platte 2o/2o		Platte 2o/2o		Platte 2o/1o		Platte 2o/1o	
	dicht	gelagert	dicht	gelagert	locker	gelagert	dicht	gelagert	dicht	gelagert	dicht	gelagert
Z_{B1}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
a	2,30 *	7,48 *	9,20 *	1,80 *	1,80 *	1,80 *	8,00 *	8,00 *	2,64 *	2,64 *	2,64 *	2,64 *
Z_{B2}	0,10	0,22	0,30	0,30	0,30	0,30	0,25	0,25	0,36	0,36	0,36	0,36
ΔZ_B	2,60	10,25	11,15	3,30	3,30	3,30	11,40	11,40	0,50	0,50	0,50	0,50
Z_{B2}	3,00	0,40	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,40	4,20	4,20	4,20	4,20
ΔZ_B	0,40	0,60	0,20	1,80	1,80	1,80	12,40	12,40	1,00	1,00	1,00	1,00
Z_{B2}	3,63	13,87	6,50	5,00	5,00	5,00	0,97	0,97	2,65	2,65	2,65	2,65
ΔZ_B	0,60	0,99	18,40	3,60	3,60	3,60	8,16	8,16	3,13	3,13	3,13	3,13
Z_{B2}	4,08	10,45	1,42	0,36	0,36	0,36	11,27	11,27	5,28	5,28	5,28	5,28
ΔZ_B	0,97	14,96	0,00	0,00	0,00	0,00	0,70	0,70	0,54	0,54	0,54	0,54
Z_{B2}	2,33	0,70	18,36 *	3,56 *	3,56 *	3,56 *	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ΔZ_B	3,16	0,22	0,30	0,30	0,30	0,30	15,98 *	15,98 *	7,80	7,80	7,80	7,80
Z_{B2}	4,60	10,94 *	22,50	6,40	6,40	6,40	0,25	0,25	9,00	9,00	9,00	9,00
ΔZ_B	0,72	14,51 **	1,00	1,00	1,00	1,00	22,60	22,60	0,99	0,99	0,99	0,99
Z_{B2}	4,59 *	0,60	18,36	3,56	3,56	3,56	25,00	25,00	10,56	10,56	10,56	10,56
ΔZ_B	0,10	20,66 **	13,80	9,47	9,47	9,47	0,99	0,99	8,60 *	8,60 *	8,60 *	8,60 *
Z_{B2}	5,20	36,72	7,12	7,12	7,12	7,12	16,22	16,22	12,45	12,45	12,45	12,45
ΔZ_B	7,00	1,33	0,38	0,38	0,38	0,38	31,96	31,96	0,80	0,80	0,80	0,80
Z_{B2}	0,40	10,94	1,33	0,38	0,38	0,38	0,65	0,65	14,00	14,00	14,00	14,00
ΔZ_B	7,75	16,20	21,66	0,68	0,68	0,68	0,98	0,98	8,76	8,76	8,76	8,76
Z_{B2}	0,60	21,66	0,68	0,68	0,68	0,68	17,20	17,20	10,96	10,96	10,96	10,96
ΔZ_B	8,50	0,93	4,84	6,69	6,69	6,69	0,77	0,77	17,20	17,20	17,20	17,20
Z_{B2}	9,18	4,84	6,69	6,69	6,69	6,69	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77
ΔZ_B	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63

* Einzelplatte, $Z_{B1} = k \cdot \lambda^{1,7} \cdot V \cdot A$
 mit $k = 70,9$ für dichte Lagerung
 $m = -0,80$ für lockere Lagerung
 $k = 13,7$ für lockere Lagerung

** Approximation bei Einhaltung von Z_{B1} nach Methode der kleinsten Fehlerquadrate

Auswertung der Versuche und Vergleich mit Rechenverslag

Platte b/h	Lagerung	$\lambda =$ H/h	Approxim. d. Versuchsw.			nach Rechenverslag		
			Z_{B2} für a = b kN	$\Delta Z_B =$ $Z_{B,d}$ kN/m	$a_k/b =$ $Z_{B1}/Z_{B,b}$ -	Z_{B2} für a = b kN	ΔZ_B kN/m	a_k/b -
1o/1o	dicht	2	2,64	3,16	7,28	2,64	3,42	6,73
		3	5,51	6,69	6,86	5,28	6,82	6,73
		4	8,68	10,45	7,16	8,60	11,13	6,73
		5	12,56	16,20	6,75	12,56	16,26	6,73
		2o/2o	dicht	2	10,50	6,50	7,08	10,56
3	21,12	13,80	6,65	21,20	13,65	6,73		
2o/2o	locker	2	2,80	5,00	1,80	2,72	4,55	1,98
		3	5,45	9,47	1,88	5,36	8,99	1,98
1o/2o	dicht	2	9,29	11,27	7,10	9,20	11,91	6,73
		3	18,52	22,95	6,96	18,36	23,77	6,73

Durchlaufende Ankerwand

aus Modellversuchen

$$Z_{B,d} = \Delta Z_B = \sigma_{of} \cdot h \{ 2 (2v)^m - v^m \}$$

mit: $\sigma_{of} = k \cdot \lambda^{1,7}$, wobei $k = 63,9$ und $m = -0,794$ für $\phi = 37,5^\circ$

b/h (m)	0,1/0,1				0,2/0,2					0,3/0,3		
	2	3	4	6	1	2	3	4	5	1	2	3
$\lambda = H/h (1)$	2	3	4	6	1	2	3	4	5	1	2	3
H (m)	0,2	0,3	0,4	0,6	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	0,3	0,6	0,9
$\sigma_{of} (kN/m^2)$	208	414	675	1344	64	208	414	675	986	64	208	414
$Z_{B,d} (kN/m)$	3,19	6,35	10,36	20,63	1,96	6,39	12,71	20,72	30,27	2,95	9,58	19,06

Rechnung nach Erddrucktheorie

$$Z_{B,d} = E_{ph} - E_{ah} = \gamma \frac{H^2}{2} (K_{ph} - K_{ah}) \quad \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$K_{ah} = 0,20$ für $\delta_a = 2/3 \phi$
 $K_{ph} = 4,11$ für $\delta_p = 0$ und gekrümmte Gleitfläche
 wegen Bedingung $\Sigma V = 0$ nach EAU 10
 $K_{ph} = 7,94$ für $\delta_p = \phi/2$ zum Vergleich

H (m)	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$Z_{B,d} \text{ f. } \delta_p = 0 (kN/m)$	1,41	5,63	12,67	22,52	35,19
$Z_{B,d} \text{ f. } \delta_p = \phi/2 (kN/m)$	2,79	11,15	25,08	44,58	69,66

Ergebnis der Modellversuche Maßstab 1:5 und 1:50

mit Ankerneigung α

Ifd. Nr.	Einbettungsverhältn.		Ankerneig. α	Bruch-Zugkr. $Z_{B\alpha}$ kN	Plattenpr. $\sigma_{of, \alpha}$ kN/m ²
	$\lambda = H/h$	$\lambda_t = t/h$			
Platte b/h = 20/20 cm, dichte Lagerung, $\tan \phi = 0,7705$; $\phi = 37,6^\circ$					
n. Gleichung 2 und 3	2,0	1,5	0	9,20	230
	3,0	2,5		18,36	459
	4,0	3,5		29,92	748
	5,0	4,5		43,76	1094
	6,0	5,5		59,64	1491
107	2,6	2,17	30	5,30	133
108	3,9	3,46		14,85	371
109	5,2	4,76		30,45	761
110	2,12	1,77	45	2,50	63
111	3,18	2,83		6,60	165
112	4,24	3,89		13,40	335
n. Grubbe 1981	2,0	2,0	90	1,95	49
	3,0	3,0		4,95	124
	4,0	4,0		9,58	239
	5,0	5,0		15,97	399
	6,0	6,0		24,24	606
Platte b/h = 4/4 cm, dichte Lagerung, Modellmaßstab 1:50 nach Maßstabgesetz umgerechnet					
113	2,0	1,52	15	0,19	116
114	4,0	3,52		0,85	533
115	6,0	5,52		2,00	1252
Platte b/h = 20/20 cm, lockere Lagerung, $\tan \phi = 0,5765$; $\phi = 30,0^\circ$					
n. Gleichung 2 und 3	2,0	1,5	0	1,80	45
	3,0	2,5		3,56	89
	4,0	3,5		5,80	145
	5,0	4,5		8,45	211
	6,0	5,5		11,52	288
116	5,2	4,76	30	3,60	90
n. Grubbe 1981	2,0	2,0	90	0,72	18
	3,0	3,0		1,53	38
	4,0	4,0		2,61	65
	5,0	5,0		3,96	99
	6,0	6,0		5,55	139

Auswertung der Versuche (Modellmaßstab 1:5 und 1:5o) mit Ankerneigung α

$$\sigma_{of,\alpha} = u (H/h)^v = u \cdot \lambda^v$$

Versuchssand in dichter Lagerung: $\tan \phi = 0,7705$; $\phi = 37,6^\circ$

$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 90^\circ$
2,00	2,66	2,12	2,00
116,00	133,00	63,00	49,00
4,00	3,00	3,18	3,00
533,00	371,00	165,00	124,00
6,00	5,20	4,24	4,00
1252,00	761,00	335,00	239,00
			5,00
1,00	1,00	1,00	399,00
25,94	12,02	10,27	6,00
2,17	2,52	2,41	606,00
			1,00
3,00	2,00	2,00	10,03
231,14	68,81	54,53	2,29
5,00	3,00	3,00	
851,41	190,97	144,73	
	4,00	4,00	
	393,95	269,43	
	5,00	5,00	
	690,92	495,49	
	6,00	6,00	
	1093,35	768,66	

Versuchssand in lockerer Lagerung: $\tan \phi = 0,5765$; $\phi = 30,0^\circ$

$\alpha = 90^\circ$
2,00
18,00
3,00
35,00
4,00
65,00
5,00
99,00
6,00
139,00
1,00
4,93
1,86

Auswertung der Versuche (Modellmaßstab 1:5 und 1:5o) mit Ankerneigung α

$$\sigma_{of,\alpha} = m (t/h)^n = m \cdot \lambda_t^n$$

Versuchssand in dichter Lagerung: $\tan \phi = 0,7705$; $\phi = 37,6^\circ$

$\alpha = 0$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$
1,50	1,518	2,165	1,768
230,00	116,00	133,00	63,00
2,50	3,518	3,464	2,828
439,00	533,00	371,00	165,00
3,52	5,518	4,763	3,889
748,00	1252,00	761,00	335,00
4,50			
1094,00	1,00	1,00	1,00
5,50	53,53	24,04	18,72
1491,00	1,84	2,21	2,11
1,00	2,00	2,00	2,00
125,77	191,59	111,21	81,05
1,44	3,00	3,00	3,00
	403,93	272,47	191,03
2,00	4,00	4,00	4,00
340,60	685,70	514,57	350,98
3,00	5,00	5,00	5,00
610,56	1033,72	842,60	562,60
4,00	6,00	6,00	6,00
923,42	1445,65	1260,70	827,23
5,00			
1272,81			
6,00			
1654,38			

für $\alpha = 90^\circ$: $\lambda = \lambda_t$

Versuchssand in lockerer Lagerung: $\tan \phi = 0,5765$; $\phi = 30,0^\circ$

$\alpha = 0$		$\alpha = 90^\circ$
1,50		2,00
45,00		18,00
2,50		3,00
89,00	2,00	38,00
3,50	66,39	4,00
145,00	3,00	65,00
4,50	118,45	5,00
211,04	4,00	99,00
5,50	178,62	6,00
288,00	5,00	139,00
	245,64	
1,00	6,00	1,00
24,67	318,69	4,93
1,43		1,86

4,763
90,260 = $\sigma_{of,\alpha}$
für $\alpha = 30^\circ$

Auswertung der Modellversuche (Maßstab 1:50) mit quadratischen Platten in Sand

dichte Lagerung: Mittelwert $\gamma_{d(d)} = 18,30 \text{ kN/m}^3$

$$e = \gamma_s / \gamma_{d(d)} - 1 = 26,5 / 18,30 - 1 = 0,45$$

$$\tan \phi = 0,2217 + 0,2569/e = 0,7950; \quad \phi = 38,5^\circ$$

"mitteldichte" Lagerung: $\gamma_{d(m)} = 16,56 \text{ kN/m}^3$

$$e = 26,5 / 16,56 - 1 = 0,60$$

$$\tan \phi = 0,6497; \quad \phi = 33,0^\circ$$

lockere Lagerung: $\gamma_{d(o)} = 15,45 \text{ kN/m}^3$

$$e = 26,5 / 15,45 - 1 = 0,72$$

$$\tan \phi = 0,5809; \quad \phi = 30,2^\circ$$

dichte Lagerung	2,50	mitteldichte Lagerung	1,50	lockere Lagerung	2,00
	86,00		14,00		14,00
	3,00		3,00		3,00
	131,00		42,00		29,00
	4,00		4,00		4,00
	233,00		69,00		41,00
	1,50		2,00		2,00
	45,00		20,00		12,00
	2,00				3,00
	58,00		0,99		28,00
	2,50		6,81		4,00
	91,00		1,66		47,00
					5,00
					60,00
	0,97				0,98
	19,56				4,13
	1,72				1,70

$$\sigma_{of} = k (H/h)^n = 19,56 \cdot \lambda^{1,72}$$

$$\sigma_{of} = 6,81 \cdot \lambda^{1,66}$$

$$\sigma_{of} = 4,13 \cdot \lambda^{1,70}$$

Mittelwert für $n = 1,693 \pm 0,031 \approx 1,70$

1,72
1,66
1,70

1,693
0,031

für $\phi = 32,5^\circ$, $\tan \phi = 0,6371$:

$$k = 6,40$$

0,7950
19,56
0,6497
6,81
0,5809
4,13

1,00
60,67
4,99

0,6371
6,40

Scherfestigkeit des Kohäsionsbodens, ermittelt durch Dreiaxialversuche, undränirt, unkonsolidiert (UU)
Abschergeschwindigkeit 0,018 mm/min
Probekörper: $d = 3,6 \text{ cm}$, $h = 9 \text{ cm}$

Versuch	σ_3	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{2}$	w	ρ_d	w bei 100% Sättigung
-	kN/m ²	kN/m ²	%	g/cm ³	%
1	100	(43,92)	15,28	1,917	für $\rho_d =$
	200	50,05	15,17	1,912	1,916
	300	50,73	15,16	1,919	= 1,00 ρ_{Pr}
Mittelwerte		$50,39 \pm 0,48$	$15,20 \pm 0,07$	$1,916 \pm 0,004$	15,16
2	100	38,37	15,80	1,899	für $\rho_d =$
	200	40,12	15,60	1,899	1,898
	300	40,89	15,96	1,895	= 0,99 ρ_{Pr}
Mittelwerte		$39,79 \pm 1,29$	$15,79 \pm 0,18$	$1,898 \pm 0,002$	15,65
3	100	34,38	15,90	1,886	für $\rho_d =$
	200	34,66	16,16	1,879	1,881
	300	33,83	16,27	1,878	= 0,98 ρ_{Pr}
Mittelwerte		$34,29 \pm 0,42$	$16,11 \pm 0,19$	$1,881 \pm 0,004$	16,13
4	100	28,51	17,12	1,842	für $\rho_d =$
	200	28,45	16,50	1,856	1,847
	300	(27,00)	17,14	1,842	= 0,96 ρ_{Pr}
Mittelwerte		$28,48 \pm 0,04$	$16,92 \pm 0,36$	$1,847 \pm 0,008$	17,10

Anl. 4.3-2

Modellversuche Maßstab 1:50 in kohäsivem Boden

lfd.Nr.	Plattengr. a . b	Plattenf. v = b/h	Einbettungsv. λ = H/h	Wasserg. w	Bruch-Zugkr. Z _{B,c}	Plattenpr. σ _{of,c}
-	cm	-	-	%	kN	kN/m ²
Kohäsion c = 28,5 kN/m ²						
134	3/3	1,0	1,5	16,72	0,145	161
135	3/3	1,0	2,0	16,78	0,200	222
136	3/3	1,0	2,0	16,90	0,180	200
137	3/3	1,0	3,0	16,92	0,310	344
Mittelwert: 16,83±0,10					σ _{of,c} = 100,11.λ ^{1,11}	
Kohäsion c = 34,0 kN/m ²						
138	3/3	1,0	1,5	16,35	0,150	167
139	3/3	1,0	2,0	16,19	0,220	244
140	3/3	1,0	2,0	16,19	0,210	233
141	3/3	1,0	3,0	16,13	0,320	356
142	3/3	1,0	4,0	16,00	0,325	361*
					σ _{of,c} = 110,33.λ ^{1,08}	
143	4,5/3	1,5	2,0	16,09	0,200	148
144	3/4,5	0,67	2,0	16,08	0,320	237
Mittelwert: 16,15±0,11						
Kohäsion c = 40,0 kN/m ²						
145	3/3	1,0	2,0	15,78	0,220	244
146	3/3	1,0	2,0	15,77	0,225	250
147	3/3	1,0	3,0	15,72	0,350	389
148	3/3	1,0	4,0	15,71	0,355	394*
					σ _{of,c} = 113,61.λ ^{1,12}	
149	4,5/3	1,5	2,0	15,76	0,240	178
150	3/4,5	0,67	2,0	15,84	0,420	311
Mittelwert: 15,76±0,05						
Kohäsion c = 50,0 kN/m ²						
151	3/3	1,0	1,0	15,12	0,120	133
152	3/3	1,0	2,0	15,38	0,265	294
153	3/3	1,0	2,0	15,30	0,240	267
154	3/3	1,0	3,0	14,93	0,415	461
155	3/3	1,0	3,5	14,97	0,440	489*
156	3/3	1,0	4,0	15,24	0,400	444*
157	3/3	1,0	2,0	15,20	0,260	289
158	4/4	1,0	2,0	-	0,450	281
159	5/5	1,0	2,0	-	0,680	272
					σ _{of,c} = 130,46.λ ^{1,12}	
160	6/3	2,0	2,0	15,33	0,350	194
161	3/6	0,5	2,0	15,21	0,830	461
162	4,5/3	1,5	2,0	15,20	0,320	237
163	3/4,5	0,67	2,0	15,37	0,550	407
Mittelwert: 15,21±0,15						

* außerhalb der Gültigkeitsgrenze

Anl. 4.3-3

Modellversuche (Maßstab 1:50) mit quadratischen Platten in kohäsivem Boden

$$\sigma_{of,c} = k_c \cdot (H/h)^n = k_c \cdot \lambda^n$$

c _u = 28,5 kN/m ²	c _u = 34 kN/m ²	c _u = 40 kN/m ²	c _u = 50 kN/m ²
1,50	1,50	2,00	1,00
161,00	167,00	244,00	133,00
2,00	2,00	2,00	2,00
222,00	244,00	250,00	294,00
2,00	2,00	3,00	2,00
200,00	233,00	389,00	267,00
3,00	3,00		3,00
344,00	356,00	0,996	461,00
		113,607	2,00
0,975	0,990	1,120	289,00
100,106	110,334		2,00
1,106	1,082		281,00

Mittelwert für n = 1,107 ± 0,018 ≈ 1,1

Kohäsion(kN/m ²)	k _c
c _u = 28,5	100,11
c _u = 34,0	110,33
c _u = 40,0	113,61
c _u = 50,0	130,46

$$k_c = 22,19 \cdot c_u^{0,45} \approx 22,2 \cdot c_u^{0,45}$$

c _u (kN/m ²)	10	20	30	40	50
k _c	62,5	85,4	102,5	116,7	129,0

0,989
1,106
1,062
1,120
1,119
1,107
0,018
28,50
100,11
34,00
110,33
40,00
113,61
50,00
130,46
0,97
22,19
0,45

Modellversuche (Maßstab 1:50) mit Rechteckplatten in kohäsivem Boden

ermittelt für Einbettungsverhältnis $\lambda = H/h = 2,0$

$c_u = 34 \text{ kN/m}^2$	$c_u = 40 \text{ kN/m}^2$	$c_u = 50 \text{ kN/m}^2$	Mittelwert f. Exp.
1,50	1,50	2,00	
148,00	178,00	194,00	0,58
0,67	0,67	1,50	0,69
237,00	311,00	237,00	0,64
		0,67	
1,00	1,00	407,00	0,64
187,56	235,69	0,50	
-0,58	-0,69	461,00	0,06
		1,00	
		305,00	
		-0,64	

$$\sigma_{of,cr} = \sigma_{of,c(v=1)} \cdot v^{-0,64}$$

Schrifttum

- Bjerrum, L.
Kringstad, S.
Kummeneje, O.
Buchholz, W.
- (1961) The Shear Strength of a Fine Sand. Proc. 5. ICSMFE Paris, Vol. 1, S. 29 - 37.
- (1931) Erdwiderstand auf Ankerplatten. Dissertation TH Hannover Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, Berlin 1930/31 (gekürzt).
- Buchholz, W.
Petermann, H.
- (1935) Berechnungsverfahren für Ankerplatten und -wände. Der Bauingenieur 16, S. 227.
- Dickin, A.
Leung, F.
- (1985) Evaluation of Design Methods for Vertical Anchor Plates. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111.
- Gruhle, H.-D.
- (1977) Setzungen eines Stützenfundamentes und Sohl-normalspannungen, Meßergebnisse und Vergleich mit berechneten Werten. Die Bautechnik, 54, S. 274 - 281.
- Gruhle, H.-D.
- (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes. Mitteilung 17, Baugrundinstitut Stuttgart.
- Gudehus, G.
- (1980) Erddruckermittlung. In: Grundbau-Taschenbuch, 3. Auflage, Teil 1. Herausgeber und Schriftleiter U.Smoltczyk Verlag W. Ernst und Sohn
- Hückel, S.
- (1957) Model Tests on Anchoring Capacity of Vertical and Inclined Plates. Proceedings 4. ICSMFE London, Band II, S. 203 - 206.
- Hückel, S.
- (1961) Passiver Erddruck bei Verankerungseinrichtungen. Internationaler Baugrundkursus, Essen, S. 373 - 405.
- Kärcher, K.
- (1968) Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Die Bautechnik 45, S. 31 - 33.
- Krey, H.
- (1936) Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Verlag W. Ernst und Sohn.
- Lackner, E.
- (1982) Spundwände. In: Grundbau-Taschenbuch, 3. Auflage, Teil 2. Herausgeber und Schriftleiter U.Smoltczyk, Verlag W. Ernst und Sohn

- Krebs Ovesen, N. (1964) Anchor Slabs, Calculation Methods and Model Tests. Geoteknisk Institut, Copenhagen, Bulletin 16.
- Petermann, H. (1933) Bewegung und Kraft bei Ankerplatten. Der Bauingenieur 14, S. 531 - 536.
- Petermann, H. (1933) Ankerplattenbewegung und -widerstand, Einfluß von Lagerungsdichte und Ankerabstand, Maßstabgesetz für Weg und Kraft. Dissertation TH Hannover.
- Petermann, H. (1934) Versuche mit Ankerplatten in natürlicher Größe. Mitteilungen der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft 15.
- Petermann, H. (1955) Bodenmechanik. Taschenbuch für Bauingenieure, 2. Bd. 2. Aufl. Herausgegeben F. Schleicher, Springer Verlag.
- Ranjan, G. Arora, B. (1980) Model Studies on Anchors under Horizontal Pull in Clay. Proc. 3, Austral.-N.Z. Conf. on Geomechanic, Wellington, Vol. I, S. 65 - 70.
- Rowe, K. Booker, R. (1979) A Method of Analysis for Horizontally Embedded Anchors in an Elastic Soil. Intern. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 3, S. 187 - 203.
- Rowe, K. Davis, H. (1982) The Behaviour of Anchor Plates in Sand. Géotechnique 32, S. 25 - 41.
- Rowe, K. Davis, H. (1982) The Behaviour of Anchor Plates in Clay. Géotechnique 32, S. 9 - 23.
- Weißbach, A. (1961) Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grund- und Wasserbau, Franzius-Institut der TH Hannover, Heft 19.
- Weißbach, A. (1962) Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Die Bautechnik 39, S. 204 - 211.
- Zweck, H. (1952) Ermittlung des Erdwiderstandes vor einer Wand bei Bildung eines Gleitprismas unter Berücksichtigung der beiden seitlichen Randkörper. Dissertation TH Karlsruhe.
- Zweck, H. (1953) Erdwiderstand als räumliches Problem. Die Bautechnik 30, S. 189 - 193.
- (1985) Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", 7. Auflage, Verlag W. Ernst u. Sohn.

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk

- Nr. 1 Thamm, B.R. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
DM 10,--
- Nr. 2 Gußmann, P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
DM 5,--
- Nr. 3 Feeser, V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß
DM 10,--
- Nr. 4 Du Thinh, K. (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation
vergriffen
- Nr. 5 Smolczyk, U./ Pertschi, O./ Hilmer, K. (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)
vergriffen
- Nr. 6 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenammerwände
DM 18,--
- Nr. 7 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens
DM 18,--
- Nr. 8 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
DM 15,--

- Nr. 9 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand
DM 15,--
- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
DM 20,--
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
Gußmann, P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation
DM 20,--
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
DM 25,--
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch
DM 25,--
- Nr. 14 Schmidt, H.H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund
DM 25,--
- Nr. 15 Smolczyk, U. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen
Schweikert, O.
DM 12,--
- Nr. 16 Malcharek, K. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten
Smolczyk, U.
DM 15,--
- Nr. 17 Gruhle, H.-D. (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes
DM 30,--
- Nr. 18 Kobler, W. (1982) Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen
DM 25,--
- Nr. 19 Lutz, W. (1983) Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten
DM 25,--
- Nr. 20 Smolczyk, U. (1983) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe (1988)
DM 35,--
- Nr. 21 Schweikert, O. (1984) Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des aktiven Erddrucks
DM 20,--
- Nr. 22 Vogt, N. (1984) Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand
vergriffen
- Nr. 23 Buchmaier, R. (1985) Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten
DM 25,--
- Nr. 24 Schad, H. (1985) Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben
Smolczyk, U./
Schad, H./
Zoller, P.
Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung
DM 35,-
- Nr. 25 Gußmann, P. (1985) Die Methode der Kinematischen Elemente
DM 20,--

- Nr. 26 Steinmann, B. (1985) Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung
DM 25,--
- Nr. 27 Lee, S.D. (1987) Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitten im Sand neben Einzel-fundamenten
DM 25,--
- Nr. 28 Kolb, H. (1988) Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizon-talem kinematischen Zwang
DM 25,--
- Nr. 29 Ochmann, H. (1988) Ebene Grenzzustände von Erd-böschungen im stochastischen Sicherheitskonzept
DM 25,--
- Nr. 30 Breinlinger, F. (1989) Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen
DM 30,--
- Nr. 31 Smolczyk, U./ (1989) Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise
Schad, H./
Wittlinger, M. DM 25,--
- Nr. 32 Gußmann, P./ (1990) Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbruch, Stand-sicherheit von Böschungen)
Schanz, T./
Smolczyk, U./
Willand, E. DM 30,--
- Nr. 33 Gruhle, H.-D. (1990) Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten
DM 30,--

Weitere Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und seiner Mitarbeiter

- [1] Smolczyk, U. (1971) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau".
s.a. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik
Stuttgart (überarbeitete Ausgaben 1983, 1988)
- [2] Smolczyk, U. (1972) Über die kritische Höhe elastisch gebetteter Türme.
Der Bauingenieur 47, S. 59-60.
- [3] Smolczyk, U. (1972) Bodenmechanik zwischen Naturwissenschaft und Technik.
Der Bauingenieur 47, S. 73-80.
- [4] Smolczyk, U. (1972) Der Zugwiderstand von Pfählen.
Der Bauingenieur 47, S. 144-145.
- [5] Smolczyk, U. (1972) Keupermechanik.
Votr. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 407-419.
- [6] Smolczyk, U./ (1972) Zum Stellenwert der theoretischen
Gußmann, P. Bodenmechanik.
Votr. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 551-579.
- [7] Gußmann, P. (1973) Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig drainierter Tonschichten.
Die Bautechnik 50, S. 20-25.
- [8] Thamm, B.R. (1973) Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept.
Der Bauingenieur 48, S. 311-314.
- [9] Gußmann, P./ (1973) Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden.
Spotka, H. Die Bautechnik 50, S. 265-272.
- [10] Thamm, B.R. (1973) Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden.
Der Bauingenieur 48, S. 370-374.

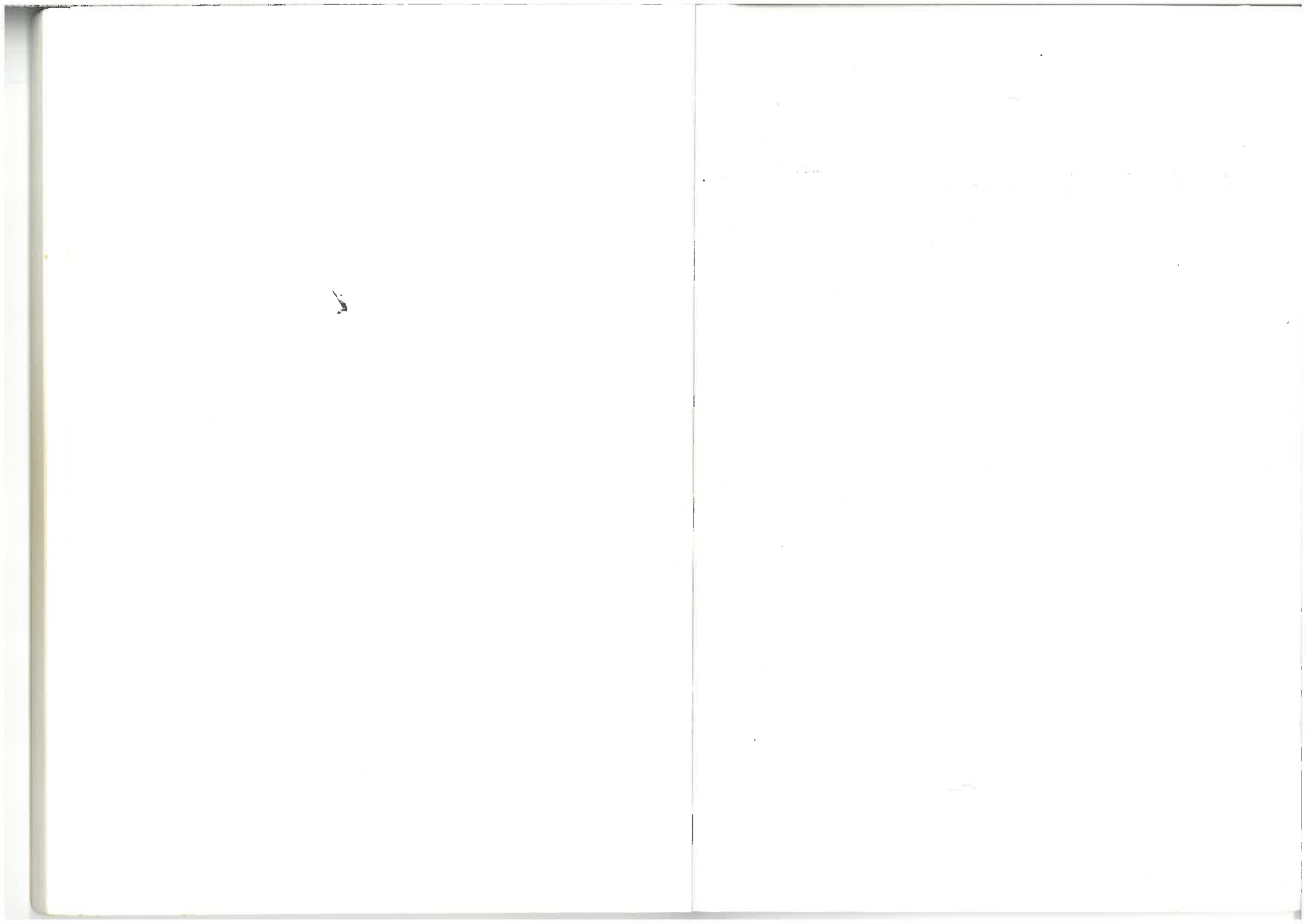
- [11] Gußmann, P. (1974) Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 61-73.
- [12] Gußmann, P./ Schäd, H. (1974) Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 74-90.
- [13] Gußmann, P./ Spotka, H. (1974) One-dimensional consolidation of multi-layered clays. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 91-102.
- [14] Gußmann, P./ Thamm, B.R. (1974) Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 103-117.
- [15] Schäd, H. et al. (1974) Stresses in concrete caisson bells. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 118-121.
- [16] Smolczyk, U. (1974) Improved technique for foundations on slopes. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 122-129.
- [17] Smolczyk, U./ Diem, P./ Spotka, H. (1974) Pressure cell for the measurement of normal and shear stress. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 130-136.
- [18] Smolczyk, U./ Ljöterud, L. (1974) Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 137-141.
- Die Nummern 11 bis 18 enthält das o.g. Heft Geotechnik Nr. 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preis von DM 20.- verkauft wird.
- [19] Smolczyk, U. et al. (1975) Die Anwendung der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis. CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe.
- [20] Gußmann, P./ Thamm, B.R. (1974) Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben. Der Bauingenieur 49, S. 293-298.
- [21] Gußmann, P. (1974) Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdrukansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen. Der Bauingenieur 49, S. 298-301.
- [22] Smolczyk, U./ Gußmann, P./ Schulz, H. (1974) DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele. 20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln.
- [23] Laumans, Q. (1975) Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächengründungen. Technische Akademie Wuppertal, Heft 14.
- [24] Smolczyk, U. (1975) Graving Dock Foundation on Deep Fill. Proc. 1th Baltic Conf. SMFE, Gdansk, Vol. III, S. 213-222.
- [25] Smolczyk, U./ Du Thinh (1975) Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden. Fortschritts-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25, 70 S.
- [26] Smolczyk, U. (1975) Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren. in: Festschrift Lorenz, TU Berlin, S. 203-218.
- [27] Smolczyk, U. (1975) Wie kann man Baugruben verbilligen? Der Architekt 2, S. 94-103.
- [28] Smolczyk, U. (1975) Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein. Veröff. Inst. Felsmech. Bodenmech. Universität Karlsruhe 63, S. 21-50.
- [29] Smolczyk, U. (1976) Pfahlgründung eines Eisenbahndammes. Proc. 6th Europ. Conf. SMFE, Wien, Vol. 1.2, S. 561-566.
- [30] Smolczyk, U./ Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenkammerwände. Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 245-265.
- [31] Smolczyk, U. (1976) Bau eines Großdocks; Baugrundverbesserung in tiefem Wasser. Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 575-592.

- [32] Laumans, Q./ (1976) Calculation of Raft Foundations on Clayey Silts. Proc. 2nd Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol. 1, S. 475-488.
- [33] Smolczyk, U./ (1977) Earth Pressure Variations Due to Temperature Change. Hilmer, K./ Franke, E./ Schuppener, B. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, S. 225-233.
- [34] Smolczyk, U./ (1977) Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes. Seeger, H. Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, S.443-447.
- [35] Smolczyk, U. (1978) Wagnis Baugrund. Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift 8/9, S. 12-16.
- [36] Schad, H. (1978) Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. Vortr. Baugrundtagung, Berlin, S. 141-161.
- [37] Schulz, H./ (1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen. Smolczyk, U. Vortr. Baugrundtagung, Berlin, S. 275-296.
- [38] Smolczyk, U. (1978) DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik. Geotechnik 1, S. 29-42.
- [39] Gußmann, P. (1978) Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften. Geotechnik 1, S. 68-74.
- [40] Hilmer, K./ (1978) Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden. Vogt, N. Geotechnik 1, S. 75-84.
- [41] 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 Geotechnik Stuttgart.
- [42] 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.
- [43] Gußmann, P. (1979) Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus unterschiedlich drainierten Zeitsetzungsversuchen. Geotechnik 2, S. 148-154.
- [44] Smolczyk, U. (1979) Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium, München 1977, S. 77-80.
- [45] Schmidt, H.H. (1979) Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forsch.ber. FA 5.042 G 77 H, B. f. Verkehr.
- [46] Smolczyk, U. (1979) Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften. Berichte Bundesvereinigung Prüflingenieur Baustatik, Arbeitstagung 4, S. 23-51.
- [47] Smolczyk, U./ (1979) Lateral Earth Pressure Due to Surcharge. Vogt, N./ Hilmer, K. Proc. 7th ECSMFE, Brighton, Vol. 2, S. 131-140.
- [48] Smolczyk, U. (1979) Influence of foundation depth on raft analyses. Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 4, S. 1503-1512.
- [49] Smolczyk, U. (1979) Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart. 2. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, Fellbach, S. 113-119.
- [50] Smolczyk, U./ (1979) Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone. Gartung, E. Proc. 4th Int. Congr. Rock Mechanics, Montreux, S. 639-644.
- [51] Smolczyk, U./ (1979) Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden. Schmidt, H.H. Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsges. f. d. Straßenwesen, Koblenz.

- [52] Smolczyk, U. (1980) Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschriffstums und Symbole. Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.1, 1.2 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [53] Gußmann, P./ (1980) Numerische Verfahren in der Bodenmechanik. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.7, Schad, H. 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [54] Smolczyk, U./ (1980) Berechnung von Zeitsetzungen. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.10, Gußmann, P. 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [55] Smolczyk, U. (1980) Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzuziehung von mineralogischen Untersuchungen. VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau".
- [56] Smolczyk, U. (1980) Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde. III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmechanik Grundbau Dresden, S. 22-28.
- [57] Smolczyk, U. (1980) Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen. III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmechanik Grundbau Dresden, S. 58-61.
- [58] Buchmaier, R./ (1980) Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand. Smolczyk, U./ Schad, H. Proc. 6th Donaeurop. CSMFE, Varna, Vol. 1a, S. 65-74.
- [59] Malcharek, K. (1981) Unterwasser-Sprengverdichtung - Polnische Praxis. Geotechnik 3, S. 190-192.
- [60] Smolczyk, U./ (1981) Lebendverbau von Steilböschungen. Malcharek, K. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S. 396-400.
- [61] Smolczyk, U. (1981) Saving cities and old buildings. State-of-the-art Report, 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 4, S. 441-465.
- [62] Gußmann, P./ (1981) Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser. Lutz, W. Geotechnik 4, S. 70-81.
- [63] Kunz, B. (1981) Methodenbank im Grundbau (MIG). Schlußbericht S-SMO/103 des Instituts für Geotechnik Stuttgart, CAD-Projekt Kernforschungszentrum Karlsruhe.
- [64] Salden, D. (1981) Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Geotechnik 4, S. 137-144.
- [65] Melzer, K.-J./ (1982) Dynamic penetration testing. Smolczyk, U. State-of-the-art Report, Proc. 2nd ESOPT, Amsterdam, Vol. 1, S. 191-202.
- [66] Smolczyk, U./ (1982) Living Sheets on Steep Slopes. Malcharek, K. Proc. 2nd Int. Conf. Geotextiles, Las Vegas, Vol. 1, S. 253-257.
- [67] Steinmann, B. (1982) Consolidation testing of Opalinuston with different types of drainage. Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich, S. 280-285.
- [68] Smolczyk, U. (1982) Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice. Some personal experiences. Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich, S. 535-548.
- [69] Vogt, N. (1982) Large scale model tests with partial mobilization of the passive earth pressure and cyclic movements of the wall. Proc. IUTAM Conf. Deformation Failure Granular Materials, Delft, S. 643-652.
- [70] Smolczyk, U. (1982) Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität. Proc. 10. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 408-415.
- [71] Smolczyk, U./ (1982) Flachgründungen. Netzel, D. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.

- [72] Smoltczyk, U. (1982) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [73] Smoltczyk, U./ Hilmer, K. (1982) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.5, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [74] Schenck, W./ Smoltczyk, U./ Lächler, W. (1982) Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.12, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [75] Schenck, W./ Smoltczyk, U. (1982) Gründungen im offenen Wasser. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.17, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [76] Gußmann, P. (1982) Kinematical Elements for Soil and Rocks. Proc. 4th Conf. Num. Meth. Geomechanics, Edmonton, Canada, Vol. 1, S. 47-52.
- [77] Gußmann, P. (1982) Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures. Proc. IUTAM Symp. Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, S. 545-550.
- [78] Smoltczyk, U. (1983) Deep Compaction. General Report: 8th ECSMFE, Helsinki, Vol. 3, S. 1105-1116.
- [79] Smoltczyk, U. (1983) Axiale Pfahl-Probebelastung: Empfehlungen für die Durchführung. Geotechnik 6, S. 174-195.
- [80] Gußmann, P. (1983) Stabilität von suspensionsgestützten Schlitten unter statischen Lasten. Proc. 7th Donaueurop. CSMFE, Kishinev, UdSSR, Vol. III, S. 55-60.
- [81] Smoltczyk, U./ Malcharek, K. (1984) Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen. Geotechnik 7, S. 117-129.
- [82] Smoltczyk, U. (1984) Wie sicher müssen Altbauten sein? Geotechnik 7, S. 174-181.
- [83] Smoltczyk, U. (1984) Zur Berechnung der rückverhängten Erdwand. Geotechnik 7, S. 214.
- [84] Smoltczyk, U. (1984) Neues Verfahren zur Sicherung von Steilböschungen mit Hilfe von Geotextilien. Proc. 23. Int. Chemiefasertagung, Dornbirn, S. 551-569.
- [85] Gußmann, P./ Ochmann, H. (1985) Probabilistic Theory and Kinematical Element Method. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, U.S.A., Vol. 2, S. 825-829.
- [86] Smoltczyk, U./ Salden, D./ Majchrzyk, K. (1985) Determination of the Shear Strength of Partially Decomposed Mudstone. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, U.S.A., Vol. 2, S. 1055-1059.
- [87] Smoltczyk, U./ Malcharek, K. (1985) Slope protection by membrane structures. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 2, S. 323-336.
- [88] Smoltczyk, U. (1985) Axial Pile Loading Test - Part 1: Static Loading. Geotechnical Testing Journal, Vol. 8, S. 79-90.
- [89] Schad, H. (1985) Computing Costs for FEM Analysis of Foundation Engineering Problems and Possible Ways of Increasing Efficiency. Int. Journ. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, S. 261-275.
- [90] Smoltczyk, U. (1985) Neue Erfahrungen mit der Seitendrucksonde. Geotechnik 8, S. 109-114.
- [91] Smoltczyk, U. (1985) Vor 100 Jahren: Reynolds beschreibt die Dilatanz. Geotechnik 8, S. 208-209.
- [92] Gußmann, P. (1986) Kinematical Element Method for 3D-Problems in Geomechanics. Proc. ECONMIG 86, Stuttgart, Vol. 2.
- [93] Smoltczyk, U./ Schad, H. (1986) Steigerung der Arbeitssicherheit und Umweltfreundlichkeit bei der Böschungssicherung. Die Bautechnik 63, S. 289-294.
- [94] Smoltczyk, U. (1986) Zur Bewehrung des Bodens mit Geotextilien und Drahtgeweben. Proc. 14. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 118-125.

- [95] Baumann, J./ (1986) Erdstatische Sicherheitsbewertung von Erd-
Ochmann, H. dämmen an Speicherbecken.
Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 261-273.
- [96] Breinlinger, F. (1987) The finite element method as design aid for
tunnels built in open cuts.
Review 1st Young Geotechn. Engrs. Conf.
YGEC '87, Copenhagen, Denmark, S. 1-9.
- [97] Gußmann, P. (1987) Kinematical Element Method in Soil
Mechanics.
Proc. NUMEG 87, Vysoke Tatry, CSSR,
Vol. 1, S. 116-128.
- [98] Gußmann, P. (1987) Böschungsgleichgewicht im Lockergestein.
Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.2,
3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [99] Smolczyk, U. (1987) Stützmauern.
Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.7,
3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [100] Smolczyk, U. (1987) Underpinning, Part 54 in:
Ground Engineers Reference Book.
Butterworths, London.
- [101] Smolczyk, U. (1987) Zum Einfluß der Einbindetiefe auf den
rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit
von Einzelfundamenten.
Geotechnik 10, S. 153-155.
- [102] Schad, H./ (1988) Experiences with the analysis of geotechnical
Breinlinger, F. problems solved by the FEM using different
equation solvers on several computers.
Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in
Geomechanics, Innsbruck, Vol. 1, S. 183-187.
- [103] Gußmann, P. (1988) KEM in Geomechanics.
Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in
Geomechanics, Innsbruck, Vol. 2, S. 823-828.
- [104] Smolczyk, U. (1988) 10 Jahre 'Geotechnik'.
Sadgorski, W. Geotechnik 11, S. 124-132.
- [105] Smolczyk, U. (1988) Quo vadis, DIN 1054 ?
Geotechnik 11, S. 215-221.
- [106] Gußmann, P. (1989) Praktische Berechnungen mit KEM.
in: Berichte zum Schlußkolloquium des DFG-
Schwerpunktprogramms "Nichtlineare Bere-
chnungen im Konstruktiven Ingenieurbau".
Springer-Verlag, S. 605-626.
- [107] Gußmann, P. (1989) Application of the KEM to different limit
load problems.
European Mechanics Colloquium/248:
"Non Linear Soil-Structure Interaction".
Grenoble, S. 86-89.
- [108] Henne, J. (1989) Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezug-
festigkeit von bindigen Böden.
Geotechnik 12, S. 96-99.
- [109] Salden, D. (1989) Bestimmung der Scherfestigkeit künstlich
verdichteter Schüttungen aus Ton- und
Schluffsteinen.
7. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie,
Bensheim, S. 99-106.
- [110] Smolczyk, U./ (1989) Analysis of ground friction mobilized by
Kolb, H. raft prestressing.
Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro,
Vol. 1, S. 723-726.
- [111] Gußmann, P./ (1989) KEM-Nachweise im Grundbau.
Schanz, T. Geotechnik 12, S. 127-133, sowie
Mitteilungen des IGS, Heft 32, Teil 2.
- [112] Smolczyk, U. (1989) Einfluß des Bauverfahrens auf den
Erkundungsumfang bei Tiefgründungen.
Proc. 17. Geotechn. Konferenz, Brünn,
CSSR, S. 8-13.
- [113] Gußmann, P. (1989) Vergleich von Böschungsbruch und Grund-
bruch unter Einbeziehung der KEM.
Vortrag Ohde-Kolloquium, TU Dresden,
S. 41-64.
- [114] Smolczyk, U./ (1990) Zur Diskussion der Teilsicherheitsbeiwerte
Schad, H. für den Grundbruchnachweis.
Geotechnik 13, S. 41-43.
- [115] Smolczyk, U. (1990) European Geotechnics in the Nineties.
ISSMFE News, Vol. 17, No. 2, March 1990.



[Faint, illegible handwriting on a white page]



