



**BAUGRUNDINSTITUT  
STUTTGART**

**1983  
MITTEILUNG 19**

**WOLFGANG LUTZ**

**TRAGFÄHIGKEIT DES  
GESCHLITZTEN BAUGRUNDS  
NEBEN LINIENLASTEN**





**BAUGRUNDINSTITUT  
STUTT GART**

**1983**

**MITTEILUNG 19**

**WOLFGANG LUTZ**

**TRAGFÄHIGKEIT DES  
GESCHLITZTEN BAUGRUNDS  
NEBEN LINIENLASTEN**

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

ISBN 3-921837-19-7

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine  
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.  
Herausgegeben 1983 im Eigenverlag des Baugrundinstituts

## VORWORT DES HERAUSGEBERS

Die nachstehende Untersuchung der Standfestigkeit horizontaler Druckgewölbe im Sand neben einem Schlitz bei gleichzeitiger Wirkung von Linienlasten und eingeprägten (Eigengewichts-) Lasten geht auf Modelluntersuchungen zurück, die in den Jahren 1971 bis 1973 im Rahmen eines Forschungsauftrages des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau von Herrn Dr. Lutz ausgeführt wurden.

Es war dies einer der ersten Forschungsaufträge des neu geschaffenen Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart, dem zu jener Zeit noch keine experimentellen Einrichtungen zur Verfügung standen. Die Versuche wurden daher anfangs an der FMPA (Otto-Graf-Institut) Stuttgart, dann aber hauptsächlich im großen Erddruckkasten der ~~Landesgewerbeanstalt~~ in Nürnberg ausgeführt.

Die theoretische Deutung mittels einfacher Erddruck-Hypothesen war dann Gegenstand der Dissertation des Autors, die er neben seiner freiberuflichen Tätigkeit anfertigte und die daher relativ viel Zeit beanspruchte.

Obwohl inzwischen auch andere Autoren sich mit dem Thema befaßten, haben die Schlußfolgerungen von Herrn Lutz ihren eigenständigen Wert behalten, weil bei ihm erstmals äußere und innere Lasten gemeinsam in ihrer Wirkung auf die Seitenstützkräfte des Bruchkörpers berücksichtigt wurden, ehe die Variation der geometrischen Parameter vorgenommen wird. Die Variation kann erst dadurch widerspruchsfrei auf alle denkbaren Konfigurationen ausgedehnt werden.

Obwohl ich persönlich bezweifle, daß es sich bei diesem Problem um einen Sachverhalt handelt, den man normen kann, hoffe ich desungeachtet, daß die Lutz'schen Ergebnisse dem mit diesen Fragen befaßten Normenausschuß eine Hilfe sein können und dem in der Praxis stehenden Bauingenieur dort weiterhelfen, wo ihn die inzwischen veröffentlichte DIN 4126 auf das eigene Urteil verweisen muß.

Smoltczyk

## VORWORT DES AUTORS

Anregungen für die vorliegende Dissertation erhielt ich während meiner praktischen Tätigkeit beim U-Bahnbau in München.

Herrn o.Prof. Dr.-Ing. Smolczyk gilt mein besonderer Dank für sein Interesse an diesem Thema, seine Unterstützung bei der Durchführung der Arbeit und für die Übernahme des Hauptberichts.

Herrn o.Prof. Dr.-Ing. Ramm danke ich für wertvolle Hinweise und Vorschläge bei der endgültigen Abfassung der Arbeit und für die Übernahme des Mitberichts.

Ganz besonders danken möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Gußmann, der mir viele wichtige Anregungen für den theoretischen Teil gab.

Außerdem danke ich allen früheren Kollegen am Institut für ihre Mithilfe, insbesondere Herrn Dr.-Ing. Schad, der für mich die Berechnung mittels finiten Elementen ausführte.

Weiterhin danke ich der FMPA Stuttgart und der Bayer. Landesgewerbeanstalt in Nürnberg für die Bereitstellung ihrer Versuchseinrichtungen. Vor allem hat Herr Städtler durch seine Mithilfe viel zum guten Gelingen der Versuche beigetragen.

Für die Förderung und Finanzierung der Versuche danke ich dem ehemaligen Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau.

Stuttgart, im Dezember 1983

Lutz

## KURZFASSUNG

Schlitzförmige Hohlräume im Boden lassen sich ohne Abstützung durch eine thixotrope Tonsuspension so lange stabilisieren, bis Bewehrungskorb und Beton eingebracht sind. Durch Aneinanderfügen solcher Schlitzte entsteht dann eine geschlossene Stahlbetonwand, die vor allem dort eingesetzt wird, wo sie nicht nur im Bau- sondern auch im Endzustand eine Funktion übernehmen kann.

Da sich bei der Herstellung nur geringe Verformungen ergeben, kann eine Schlitzwand auch unmittelbar neben einer bestehenden Bebauung abgeteuft werden, wenn man die Länge der einzelnen Abschnitte nur entsprechend reduziert. Ausreichende Standsicherheit kommt hier vermutlich durch eine Umlagerung der inneren Erddruckkräfte im Sinne einer Gewölbewirkung oder durch einen ähnlichen Effekt innerhalb des durch den Schlitz gefährdeten Bauwerks zustande.

Das Ziel der Untersuchung bestand deshalb darin, sowohl auf experimentellem als auch auf theoretischem Weg ein Verfahren für die Standsicherheit eines offenstehenden, mit thixotroper Flüssigkeit gefüllten Schlitzes zu entwickeln. Auf der Grundlage von großmaßstäblichen Versuchen wurde ein räumliches Rechenmodell in Form eines Keils gewählt, bei dem die räumliche Erddruckumlagerung durch Ansatz von rücktreibend wirkenden Schubspannungen in den Seitenflächen des Keils berücksichtigt wurde.

Die Auswertung des Verfahrens erfolgte in Form von Diagrammen, aus denen in praktischen Fällen die mögliche Linienlast im Einflußbereich eines Schlitzes in Abhängigkeit von den Bodenkennwerten, der Schlitzgeometrie, der Suspensionswichte und des Lastabstandes bei vorgegebener Sicherheit leicht bestimmt werden kann. Ergänzend wurde die Anwendung des Verfahrens auch bei anstehendem Grundwasser aufgezeigt.

## **SUMMARY**

Trench-like cavities in the ground can be stabilized without a retaining structure by means of a thixotropic slurry until the fill of reinforcement and concrete is brought into place. By coupling segments of this kind a continuous solid wall is established which is especially appropriate where it can be used both as a means of installation and as part of the structure itself.

Since during installation only minor displacements occur in the adjacent soil, a slurry trench wall can also be formed immediately adjacent to an existing structure if the segment length is limited appropriately. Sufficient stability is probably achieved in this case by an arching effect within the ground and a similar redistribution of stress in the affected structure.

The aim of the investigation, therefore, was to develop a stability approach for a trench filled slurry, both experimentally and theoretically. Based on large-scale tests a three-dimensional computation wedge model was proposed and analysed. In this model approach, the spatial redistribution of earth pressure was considered by introducing reaction shear stresses on both sides of the wedge.

The evaluation of results is presented by graphs which easily allow decisions to be made on the allowable line load, in an area affected by a slurry trench, as a function of the soil data, geometry of the trench, slurry weight and the distance of the load if a certain factor of safety is required. In addition, the application of the method is also shown for cases which are influenced by the ground water table.

<b>INHALT</b>	<b>Seite</b>
<b>ABKÜRZUNGEN</b>	9
<b>1. ZIEL DER UNTERSUCHUNG</b>	10
<b>2. ANWENDUNG DER SCHLITZWAND IM GRUNDBAU</b>	13
2.1 Geschichtliche Entwicklung	13
2.2 Konstruktionsformen der Schlitzwand	13
2.3 Vor- und Nachteile der Schlitzwandbauweise	16
<b>3. MODELLVERSUCHE</b>	18
3.1 Umfang der Versuche	18
3.2 Vorversuche (Versuche in Stuttgart)	19
3.2.1 Versuchseinrichtung	
3.2.2 Durchführung der Versuche	
3.3 Hauptversuche (Versuche in Nürnberg)	22
3.3.1 Allgemeines	
3.3.2 Versuchseinrichtung	
3.3.3 Durchführung der Versuche	
3.4 Ergebnisse der Hauptversuche	31
3.4.1 Nullversuche	
3.4.2 Versuche der B-Reihe und Vergleich mit A- und C-Reihe	
3.5 Schlußfolgerungen aus den Versuchen	37
<b>4. BERECHNUNGSMETHODEN</b>	40
4.1 Überblick (Stand der Technik)	40
4.2 Vorgeschlagenes Verfahren	44
4.2.1 Allgemeines	
4.2.2 Lastfall Eigengewicht und Linienlast	
4.2.2.1 Räumliches Bruchkörpermodell	
4.2.2.2 Ansatz der Schubkräfte in den Seitenflächen	
4.2.2.3 Dimensionslose Darstellung der Gleichung	
4.2.2.4 Variation, Auswertung und Aufstellen von Lösungsdiagrammen	
4.2.3 Lastfall Eigengewicht und anstehendes Grundwasser	
4.2.3.1 Bruchkörpermodell	
4.2.3.2 Ansatz der Schubkräfte in den Seitenflächen	
4.2.3.3 Variation, Auswertung und Aufstellen von Lösungsdiagrammen	
4.2.3.4 Dimensionslose Darstellung der Gleichung	
4.2.3.5 Vergleich mit anderen Berechnungsverfahren	
4.2.4 Lastfall Eigengewicht, Linienlast und Grundwasser	
4.2.4.1 Dimensionslose Darstellung der Gleichung	
4.2.4.2 Beispiel	
4.3 Erweiterungsmöglichkeiten	82

	Seite
5. RECHENMODELL MIT FINITEN ELEMENTEN	83
6. VERGLEICH RECHNUNG - VERSUCHE	88
6.1 Wahl des Erddruckbeiwertes K	88
6.2 Wahl des richtigen Spannungsansatzes in den Seitenflächen des Modells	89
6.3 Außerhalb des Einflußbereiches eines Schlitzes liegende Lasten	90
7. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN FÜR DIE PRAXIS	91
<b>SCHRIFTTUM</b>	94
<b>ANHANG</b>	98

## ABKÜRZUNGEN

Zeichen	Dimension	Erläuterung
d	mm	Korngröße
D	-	Lagerungsdichte
$\gamma$ ( $\gamma_f$ )	kN/m <sup>3</sup>	Wichte des feuchten Bodens
$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	Wichte des Bodens unter Auftrieb
$\gamma_w$	kN/m <sup>3</sup>	Wichte des Wassers
$\gamma_{sus}$	kN/m <sup>3</sup>	Wichte der Suspension
$\varphi$	°	Scherwinkel
$\delta$	°	Gleitflächenwinkel
$\eta$	-	Sicherheit
$\sigma$	kN/m <sup>2</sup>	Spannung
K	-	Erddruckbeiwert
l	m	Länge des Schlitzes
$l_s$	m	Länge der Schlitzlamelle
t	m	Tiefe des Schlitzes
$t_s$	m	Tiefe der Schlitzlamelle
d	m	Dicke des Schlitzes
$t_w$	m	Höhe des Wasserspiegels bis zur Unterkante des Keils
w	m	Höhe des Wasserspiegels von der Oberkante des Keils
a	m	Abstand einer Linienlast vom Schlitz
$p_v$	kN/m	vertikale Linienlast
N	kN	Normalkraft auf die Unterseite des Keils
S	kN	Resultierende der Schubspannungen tangential zur Seitenfläche des Keils
G	kN	Eigengewicht des Keils
$G_f$	kN	Gewicht oberhalb des Grundwasserspiegels
$G'_u$	kN	effektives Gewicht unterhalb des Grundwasserspiegels
$G_w$	kN	Gewicht des Wassers
$P_{sus}$	kN	Resultierende des Suspensionsdrucks
$Z_i, \bar{Z}_i, \hat{Z}_i, Z_i^*$		Zähler der Grundgleichungen
$N_i, \bar{N}_i, \hat{N}_i, N_i^*$		Nenner der Grundgleichungen

## 1. ZIEL DER UNTERSUCHUNG

Aus der Bohrtechnik weiß man, daß sich Bohrlöcher ohne Verrohrung im Boden durch eine stützende Flüssigkeit (thixotrope Tonsuspension) stabilisieren lassen. Eine Übertragung auf schlitzförmige Hohlräume war naheliegend. Deshalb hat als Erweiterung der Bohrpfahlbauweise die Schlitzwand in den letzten 30 Jahren wesentlich an Bedeutung gewonnen, vor allem seit auch die erforderlichen Geräte zur Herstellung solcher Schlitzwandabschnitte zur Verfügung standen.

Merkmal der Schlitzwand ist das Ausbaggern eines Bodenschlitzes in Abschnitten, der durch die Tonsuspension, die nicht versickern kann, so lange standsicher gehalten wird, bis der Bewehrungskorb eingesetzt und betoniert ist. Die einzelnen Abschnitte können fortschreitend, und zwar in einem jeweils um eine Lamelle überspringenden Rhythmus (s. Bild 1), ausgeführt werden. Die Schlitzabmessungen richten sich hierbei nach den erdstatischen Erfordernissen. Die mögliche Schlitzlänge ist wesentlich von im unmittelbaren Bereich des Schlitzes stehenden Lasten abhängig. Im allgemeinen liegt die Länge einer Schlitzlamelle zwischen 2,0 und 8,0 m und die Dicke zwischen 0,4 und 1,0 m. Tiefen bis etwa 35 m sind ohne größere Schwierigkeiten möglich.

Da bei der Herstellung einer Schlitzwand nur geringe Verformungen auftreten und die fertige Wand sehr steif ist, hat sich gezeigt, daß Schlitzwände auch unmittelbar neben einer bestehenden Bebauung abgeteuft werden können, wenn man die Länge der Einzellamellen nur entsprechend reduziert. Eine systematische Begründung dieser Regel gibt es bisher noch nicht. Man muß wohl vermuten, daß die Standsicherheit eines Schlitzes im Boden durch eine Umlagerung der inneren Erdruckkräfte im Sinne einer Gewölbewirkung oder durch eine Umverteilung der Kräfte innerhalb des durch den Schlitz gefährdeten Bauwerks zustandkommt. Bei Verkehrslasten in unmittelbarer Nähe des Schlitzes ist es allerdings nur durch Verkleinerung der Schlitzlänge möglich, einen ausreichenden Lastabstand einzuhalten, damit überhaupt eine Umlenkung der Kräfte in tragfähigere Bereiche neben dem Schlitz stattfinden kann.

Die bisher bekannten Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit eines offenen, mit thixotroper Flüssigkeit gefüllten Schlitzes können in Nachweise der "inneren" und "äußeren" Standsicherheit aufgeteilt werden.

Die sogenannte "innere" Standsicherheit erfaßt den lokalen Einbruch einzelner Körner. Hierüber gibt es bereits genügend Erfahrungen und Richtlinien (s. MÜLLER-KIRSCHENBAUER (1972), WEISS (1967), DIN 4126 und DIN 4127 (z.Z. noch Entwürfe)), die sich hauptsächlich auf die Rezeptur der Suspension beziehen, worauf in dieser Arbeit nicht weiter eingegangen werden soll.

Die "äußere" Standsicherheit eines Schlitzes umfaßt die Ermittlung der Standsicherheit des gesamten Bruchkörpers als globales System. Es stellt sich dem Ingenieur hier die Aufgabe, sowohl die Abmessungen der einzelnen Schlitzwandabschnitte als auch die Wichte der Suspension, der enge Grenzen durch das Herstellungsverfahren (Greiferaushub) gesetzt sind, so festzulegen, daß die Standsicherheit für jeden Bauzustand gewährleistet ist.

Da es bis heute keine anerkannten Regeln für den Nachweis der "äußeren" Standsicherheit von Schlitzten im Boden bei gleichzeitigem Vorhandensein von Linienlasten gibt, besteht das Ziel der folgenden Untersuchung darin, sowohl auf experimentellem wie auch auf rechnerischem Wege ein für die Praxis anwendbares Verfahren zu entwickeln.

Vom Verfasser wurden deshalb zunächst Modellversuche durchgeführt, um den Effekt der Gewölbebildung bei einem rolligen Bodenmaterial als Funktion der Schlitzlänge, einer aufgetragenen Linienlast und des Lastabstandes vom Schlitz experimentell zu belegen.

An die Modellversuche schließen sich theoretische Überlegungen an. Es wurde ein räumlicher Modellkörper in Form eines monolithischen Keils unter Anwendung klassischer Erddruckansätze für den ebenen Fall gewählt, wobei die "Gewölbebildung", d.h. die räumliche Erddruckumlagerung, durch Ansatz von rücktreibend wirkenden Schubspannungen in den Seitenflächen des Modells simuliert wurde.

Schwerpunkt der Arbeit ist die Untersuchung der Traglast von Schlitzten bei vorhandener Linienlast unter gleichzeitiger Berücksichtigung eingepprägter Lasten aus Bodeneigengewicht und Wasserdruck (siehe Bild 40).

Die Auswertung der theoretischen Untersuchungen für den Lastfall

#### **Bodeneigengewicht und Linienlast**

erfolgt anhand von Diagrammen, aus denen mögliche Linienlasten in Abhängigkeit von den Bodenkennwerten, der Suspensionswichte, der Schlitzgeometrie und des Lastabstandes abgelesen werden können.

Der Lastfall

#### **Bodeneigengewicht, Linienlast und Grundwasser**

wird anhand eines Rechenbeispiels erläutert, da eine Darstellung in Diagrammen wegen der Vielzahl der Parameter nicht mehr möglich ist.

Zum Schluß der Arbeit wird versucht, hieraus gewonnene Erkenntnisse für die Baupraxis aufzuzeigen.

## 2. ANWENDUNG DER SCHLITZWAND IM GRUNDBAU

### 2.1 Geschichtliche Entwicklung

Die Schlitzwandherstellung wurde im Jahr 1932 von dem amerikanischen Ingenieur RANNEY zum Patent angemeldet.

Durch LORENZ (1950) wurde diese Idee wieder aufgegriffen. Unabhängig davon entwickelte VEDER (1953) nach dem sogenannten ICOS-VEDER-Verfahren eine Pfahlwand aus aneinandergereihten Bohrpfählen, deren Bohrlöcher mit Bentonit stabilisiert wurden. Dieses Verfahren wurde dann im Jahr 1957 beim Bau der U-Bahn in Mailand erstmals auf schlitzförmige Querschnitte erweitert. Daraus ergab sich die erstmalige Anwendung der Tunnelherstellung nach der sogenannten "Deckelbauweise". Der Vorteil liegt darin, daß zuerst die Tunnelwände ohne Baugrube von oben aus als Schlitzwände hergestellt werden. Nach dem Betonieren der Decke als "Deckel" auf dem Planum kann dann der oberirdische Zustand sofort wiederhergestellt werden, bevor alle weiteren Baumaßnahmen im Schutz des fertigen Tunnels stattfinden können.

In Deutschland hat sich die Schlitzwandbauweise relativ spät durchgesetzt. Erst durch die Entwicklung von für den Schlitzaushub vorteilhaften Spezialwerkzeugen, mit denen vorhandene Bagger nur noch bestückt zu werden brauchten, wurde das Verfahren schnell wettbewerbsfähig, so daß etwa ab dem Jahr 1965 mit Beginn des U-Bahnbaues in München auch bei uns Schlitzwände in größerer Zahl hergestellt wurden.

### 2.2 Konstruktionsformen der Schlitzwand

Schlitzwände dienen hauptsächlich zur Umschließung von Baugruben und zwar meist dann, wenn der einfache Verbau wegen geringer zulässiger Verformungen oder aus statischen Gründen nicht mehr in Frage kommt, was oft im Bereich vorhandener Bebauung der Fall ist. Die fertige Wand kann dann entweder nur Baugrubenverbau oder aber auch Bestandteil des Bauwerks sein, sofern an die Oberflächengenauigkeit keine großen Anforderungen gestellt oder eine Ausgleichsschicht aus Spritzbeton vorgesehen wird.

Als reine Dichtungsmaßnahme können Schlitzwände dort eingesetzt werden, wo sonst großräumige Grundwasserabsenkungen erforderlich wären, wie bei Baustellen in stark wasserführenden Sanden und Kiesen. Beispiele sind die Baugruben für die Rheinkraftwerke und die Schleusen am Oberrhein. Die Festigkeit braucht dabei nicht größer zu sein als die des umgebenden Bodens, und es genügt, statt Beton eine mit Zementzusatz versehene Bentonitsuspension einzubringen.

Eine Kombination von Dicht- und Verbauwand wird durch Einstellen von Stahlträgern in Verbindung mit Beton-Fertigteilplatten in den offenen mit Ton-Zement-Suspension gefüllten Schlitz erzielt, wobei den Stahlträgern mit den Fertigteilen statische Aufgaben und der ausgehärteten Suspension Dichtungseigenschaften zugewiesen werden. Ein solches Verfahren wurde u.a. unter beratender Mitwirkung des Verfassers beim Bau des Dienstleistungs- und Kulturzentrums Mühlehof in Mühlacker für die im Grundwasser stehende und verbleibende Baugrubenumschließung mit Erfolg durchgeführt.

Als eine im Boden eingespannte Wand kann die Schlitzwand auch die Funktion einer Stützmauer übernehmen, was bei der Sicherung einer bis zu 6 m hohen Böschung vom Verfasser praktiziert wurde. Hier schied wegen zu großen Erdbewegungen im Einflußbereich eines Wohnhauses die Errichtung einer konventionellen Stützmauer aus.

Wenn bei einer aus Schlitzwänden hergestellten Stützmauer eine Fußspannung nicht möglich ist, kann die Wand entweder rückverankert werden oder man führt eine Rippenwand aus, die durch Aneinanderreihen von Schlitzwand-Elementen mit T-förmigem Grundriß entsteht. Hier sorgen die Stege (Rippen) für die Aufnahme der Horizontalkräfte.

Für überwiegend lotrechte Lastabtragung können bei Tiefgründungen anstelle der häufig verwendeten Großbohrpfähle auch Schlitzwände eingesetzt werden, deren Querschnittsformen neben der Rechteck - auch L-, T-, Kreuz- oder Kastenform (s. Bild 1) sein können. Es gibt inzwischen zahlreiche auf Schlitzwandscheiben gegründete Hochbauten, so z.B. auch die Hochhauskerne der UNO-City in Wien (s. PRODINGER (1981)).

Beim Bau eines Altenzentrums in Stuttgart-Münster wurden auf Empfehlung des Verfassers Schlitzwände anstelle einer Pfahlgründung verwendet, weil eine

Flachgründung auf einer unterschiedlich mächtigen Deckschicht aus Lößlehm wegen zu großer Setzungsdifferenzen ausschied. Da der anstehende Boden bei den relativ geringen Tiefen bis zu 6 m kurzfristig frei stehen blieb, konnte hier sogar auf die Verwendung einer stabilisierenden Flüssigkeit beim Aushub verzichtet werden, weshalb sich das gewählte Verfahren natürlich als sehr kostengünstig herausstellte.

Erstmals in Deutschland wurden auf Zug beanspruchte, vorgespannte Schlitzwände zur Verankerung der Zeltdachkonstruktion des Olympiastadions in München angewendet (s. MARTIN (1971)).

Schließlich wurden in neuerer Zeit (erstmalig von der Firma SOLETANCHE, Paris) Fertigteile-Schlitzwände aus Stahlbeton eingebaut, die entweder aus gleichbleibenden Teilen mit Nut und Feder oder aus Platten und Träger-elementen in wechselnder Folge aneinandergereiht werden.

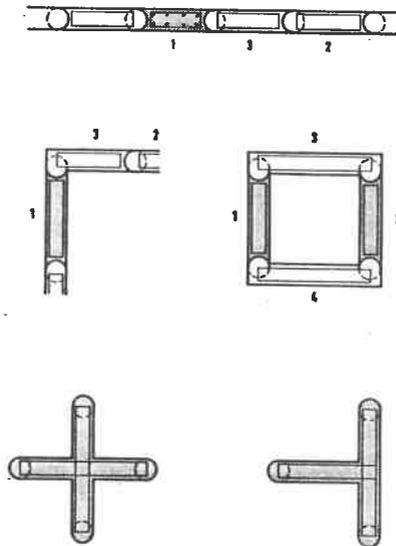


Bild 1: Grundrißformen von Schlitzwänden und Reihenfolge der Herstellung

### 2.3 Vor- und Nachteile der Schlitzwandbauweise

Die Schlitzwand hat gegenüber anderen Bauverfahren folgende Vorteile:

1. Das Bauverfahren ist geräuscharm und weitgehend erschütterungsfrei, was vor allem für den Einsatz im innerstädtischen Bereich spricht.
2. Schlitzwände können unmittelbar neben den Fundamenten bestehender Gebäude, die dann nicht mehr besonders unterfangen werden müssen, abgeteufelt werden, wobei allerdings die Schlitzlänge entsprechend der Lastgröße relativ klein gehalten wird und das Fundament zusammen mit der Wand des Gebäudes eine genügende Eigensteifigkeit besitzen muß.
3. Da keine größeren Verformungen bei der Herstellung von Schlitzten auftreten, ergeben sich auch nur minimale Setzungen in der Umgebung, was im Hinblick auf benachbarte Gebäude sehr bedeutend ist.
4. Das Schlitzverfahren ist unabhängig von den Bodenverhältnissen. Selbst eine Felsschicht kann im Schlitz mittels Meißeln oder Bohren durchfahren werden.
5. Die fertige Schlitzwand kann später als Teil der Konstruktion verwendet werden. Dieser Vorteil wird vor allem bei der Tunnelherstellung und bei Tiefgaragen ausgenützt, wenn an die Ebenheit der Oberfläche keine allzu große Genauigkeit gestellt wird oder die Wand nachträglich mit einer Spritzbetonschale begradigt wird.
6. Anschlußbewehrung (die später freigelegt und herausgeklappt werden muß) für Zwischendecken und Sohlplatte, Aussparungen für Ankerdurchführungen in Form eingeschweißter Stahlrohre oder sonstige Einbauten können ohne größere Schwierigkeiten vorgesehen werden.
7. Eine Grundwasserabsenkung ist in den meisten Fällen nicht erforderlich, da im Grundwasser gearbeitet werden kann. Die durch die Abstellrohre bedingten kreisförmigen Fugen sind später fast immer wasserdicht. Eine absolut wasserdichte, jedoch aufwendige Fugenkonstruktion nach Kramer/Gütersloh ist bei LORENZ/WALZ (1982) beschrieben.

Demgegenüber gibt es nur wenige Nachteile:

1. Beim Anfahren von Hohlräumen kann die Stützflüssigkeit sehr plötzlich auslaufen, was Einsturzgefahr für den gesamten Schlitz bedeuten kann. Deshalb ist es sehr wichtig, daß die Baustelle stets über einen größeren Vorrat an stützender Flüssigkeit verfügt.
2. Wenn mit Schluff oder Feinsand gefüllte Einschlüsse in bindigem Boden angeschnitten werden, besteht die Gefahr des Ausfließens der gesamten Linse.
3. Bei artesischem Überdruck kann ein hydraulischer Grundbruch der Schlitzsohle entstehen.
4. Die Beseitigung der verbrauchten Schlämme bereitete vor Jahren noch große Schwierigkeiten, obwohl das aus reinem Ton und Sand bestehende Abfallprodukt keinerlei Umweltbelastung darstellt. In neuerer Zeit konnten jedoch die Abfallmengen durch Regenerieranlagen erheblich reduziert werden.

### 3. MODELLVERSUCHE

#### 3.1 Umfang der Versuche

Bei der Vorplanung der Versuche mußten einerseits die Wahl eines nicht zu kleinen Modellmaßstabes -da sonst die Aussagekraft für die Praxis bei zu klein gewählten Abmessungen rasch abnimmt- andererseits die wegen der Belastungsvorrichtung in seiner Größe begrenzte Auflast und auch die Frage des hinreichenden Wandabstandes im Verhältnis zum Schlitz berücksichtigt werden. Außerdem war die Anzahl der Versuche aus Kostengründen begrenzt.

Eine erste Vorversuchsreihe bot sich an einem vorhandenen Versuchskasten der Amtlichen Forschungs- und Materialprüfanstalt für das Bauwesen in Stuttgart (Otto-Graf-Institut) an, da das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart zu dieser Zeit über keinen geeigneten Erddruckkasten verfügte. Diese Vorversuche waren die im folgenden beschriebenen 7 Vorversuche Nr. 0/1 bis 0/7. Die Ergebnisse ließen aber vermuten, daß dieser Kasten zu klein war, um verwertbare Aussagen zu erzielen. Trotzdem konnte die Funktionsfähigkeit der einzelnen Konstruktionselemente hier sehr gut getestet werden.

Alle nachfolgenden 27 Hauptversuche wurden im großen Versuchskasten der Bayerischen Landesgewerbeanstalt in Nürnberg ausgeführt. Die Ergebnisse bilden im wesentlichen die Grundlage der gezogenen Schlußfolgerungen. Leider war es wegen der großen Abmessungen des Versuchsstandes mit vertretbarem Aufwand nicht möglich, auch Versuche mit Wasser zu fahren, so daß man sich auf getrockneten Sand als Versuchsboden beschränken mußte.

Die Versuche wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens im Auftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau gefördert. Hierüber liegt bereits eine unveröffentlichte Dokumentation (s. SMOLTCZYK/LUTZ (1974)) vor, die nachfolgend in Auszügen wiedergegeben wird.

### 3.2 Vorversuche (Versuche in Stuttgart)

#### 3.2.1 Versuchseinrichtung

Der in Stuttgart vorhandene Modellkasten bestand aus Stahlprofilen IPB 100 und hatte die lichten Abmessungen:

Länge/Breite/Höhe = 2,00/ 1,00/ 1,11 m (s. Bild 2).

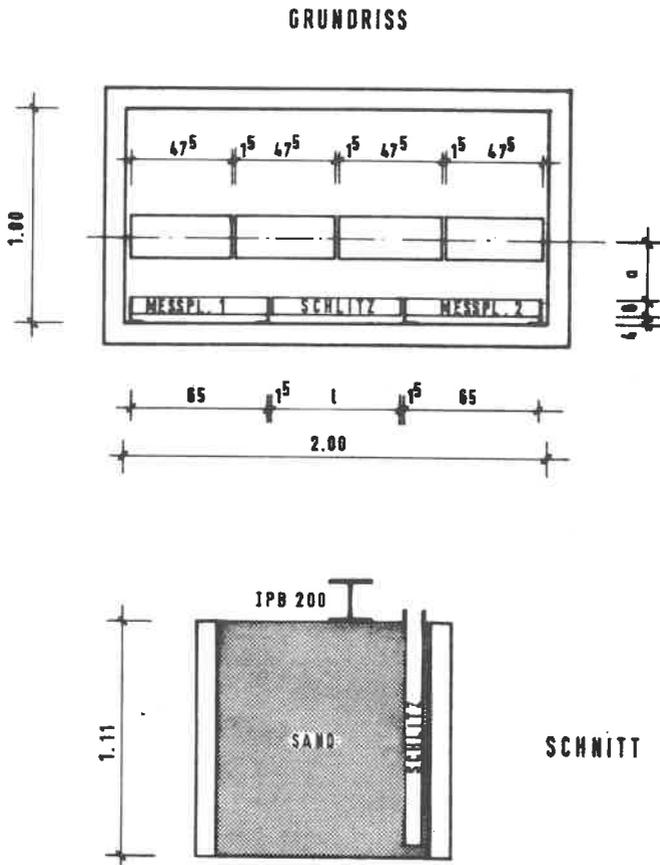


Bild 2: Stuttgarter Modellkasten

Als Versuchssand wurde getrockneter Rheinsand verwendet. Kornverteilung, Wichte und Scherwinkel in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte wurden im Labor bestimmt. Entsprechend seiner Kornverteilung kann das Versuchsmaterial als schwach feinkiesiger Mittel- bis Grobsand eingestuft werden.

Bei der Ermittlung der Grenzen der Lagerungsdichte ergaben sich folgende Werte:

lockerste Lagerung: Porenanteil max  $n = 0,42$   
Porenzahl max  $e = 0,71$   
Wichte  $\gamma_o = 15,5 \text{ kN/m}^3$

dichteste Lagerung: Porenanteil min  $n = 0,31$   
Porenzahl min  $e = 0,44$   
Wichte  $\gamma_d = 18,4 \text{ kN/m}^3$

Der damals noch im direkten Scherversuch ermittelte Scherwinkel schwankte zwischen  $32^\circ$  für die lockerste und  $44^\circ$  für die dichteste Lagerung.

Die Herstellung des Schlitzes wurde im Versuch simuliert; dabei wurde Wasser in einer Folie anstelle einer Tonsuspension verwendet, um nicht durch eine sich ergebende ungenaue Filterlänge unklare Randbedingungen im Bereich des Schlitzes zu bekommen. Nach anfänglichen Schwierigkeiten wurde eine verschweißte PVC-Folie entwickelt, die genügend verformungsweich war und gleichzeitig die nötige Festigkeit gegen mechanische Beschädigungen durch spitze Sandkörner hatte.

Um den unverformten Ausgangszustand in etwa so zu bekommen, wie er auch im Feld vorhanden ist, wurde der Foliensack zuerst mit Paßstücken aus Holz und Stahl ausgefüllt. Nach Einbau des Sandes wurde der Schlitz geflutet. Danach konnten die Paßstücke wieder gezogen werden. Versuche mit einer eigens dafür entwickelten kleinen Baggerschaufel wurden wieder aufgegeben, da der Zeitaufwand zum Ausbaggern des Schlitzes zu groß war.

Zur Messung der Druckspannungen seitlich des Schlitzes, wurden 2 Meßplatten von je 65/110 cm Größe eingebaut, die mit lückenlos aneinandergelegten Druckmeßdosen (System "Glötzl") bestückt waren (s. Bild 4).

Die Meßplatte 1 enthielt 28 Meßdosen mit den Abmessungen 15/15 cm, während bei der Meßplatte 2 insgesamt 12 Meßdosen 10/10 cm und 16 Meßdosen 15/15 cm verwendet wurden.

Das Meßsystem "Glötzl" wurde vorher in zahlreichen Besprechungen mit dem Hersteller und durch eigene Vorversuche als ausreichend genaues und praktisch verformungsfreies Verfahren getestet.

Als Linienlast dienten 4 Träger IPB 200 mit 47,5 cm Einzellänge, die über Traversen gleichmäßig belastet werden konnten und unmittelbar auf die Sandoberfläche aufgesetzt wurden. Da bei Beginn der Versuche noch keine Erfahrung vorlag, welche maximalen Kräfte erforderlich werden würden, wurde als Belastungsvorrichtung eine vorhandene 180 kN-Pressen eingebaut. Es zeigte sich bei den Versuchen jedoch, daß damit in den meisten Fällen der Sand nicht bis zum Einsturz des Schlitzes belastet werden konnte. Dies lag vor allem daran, daß die Belastungsträger zu lang gewählt wurden, um als schlaaffe Linienlast wirksam zu werden. Vielmehr konnten die Lasten bereits innerhalb der Träger um den Schlitz geführt werden. Außerdem waren die Abmessungen des Kastens im Vergleich zu den gewählten Schlitzabmessungen und der Belastungseinrichtung zu klein, so daß Randstörungen sicherlich die Versuche sehr verfälschten.

### 3.2.2 Durchführung der Versuche

Im Stuttgarter Versuchskasten wurden 7 Versuche mit annähernd dichtester Lagerung des Sandes durchgeführt (s. Tabelle 1). Durch Einbringen des Materials in Lagen von ca. 20 cm von Hand mit einer Schaufel und Rüttelverdichtung wurde eine Lagerungsdichte bis zu  $D = 0,93$  erzielt.

Gemessen wurden die horizontalen Druckspannungen und die vertikale Oberflächenverschiebung des Versuchsbodens im Bereich des Schlitzes.

Versuch Nr.	Schlitzlänge l (cm)	Lastabstand a (cm)	Bruchlast
0/1	65	11	erreicht
0/2	65	25	nicht erreicht
0/3	65	40	nicht erreicht
0/4	65	65	nicht erreicht
0/5	40	11	nicht erreicht
0/6	40	25	nicht erreicht
0/7	25	11	nicht erreicht

Tabelle 1: Stuttgarter Versuche

### 3.3 Hauptversuche (Versuche in Nürnberg)

#### 3.3.1 Allgemeines

Die Abmessungen des Stuttgarter Modellkastens erwiesen sich als zu klein, so daß die Vorversuchsreihe durch unvermeidbare Randstörungen offensichtlich stark verfälscht wurde. Wie die späteren Versuche bestätigten, führten erst überhöhte Belastungen zum Einbruch des Schlitzes, da die zu nahe liegenden Seitenwände und die Bodenplatte des Kastens in der Lage waren, beträchtliche Schubkräfte aufzunehmen.

Außerdem wurde die Versuchsreihe 0 in einer Versuchshalle für Massivbau ausgeführt, in der keine Sandförderungsanlage vorhanden war. Der Versuchsstand mußte daher von Hand ein- und ausgebaut werden, was zu einer erheblichen Staubbelastung und Beeinträchtigung der übrigen Versuchsstände führte und außerdem sehr zeitraubend war.

Um günstigere Bedingungen für das weitere Versuchsprogramm zu bekommen, wurde mit dem Grundbauinstitut der Bayer. Landesgewerbeanstalt in Nürnberg vereinbart, die weiteren Versuche in der dortigen Modellversuchshalle durchzuführen.

#### 3.3.2 Versuchseinrichtung

Der in Nürnberg zur Verfügung stehende Modellversuchskasten aus Beton hatte die Abmessung Länge/Breite/Höhe = 5,02/3,50/2,50 m. Davon konnte eine Nettogröße von 5,02/2,435/2,00 m genutzt werden (s. Bild 3).

Die Installationswand mit Aussparungen für die Schlitzkonstruktion und die Meßelemente bestand aus gehobelten und genuteten Brettern, die durch eine Stahlkonstruktion abgestützt waren. Die für die Herstellung des Schlitzes verwendete 0,3 mm dicke PVC-Folie und die beiderseits neben dem Schlitz angeordneten Druckmeßplatten (Größe 65/110 cm) mit den lückenlos aneinandergelegten Druckmeßdosen der Fa. Glötzl wurden von der Versuchsserie 0 übernommen (s. Bild 4).

Es wurden lediglich die Schlitzlängen und die Schlitztiefe entsprechend den neuen Abmessungen vergrößert; die veränderlichen Schlitzlängen wurden auf 40, 65 und 90 cm und die konstante Schlitztiefe auf 1,40 m erhöht.

### GRUNDRISS

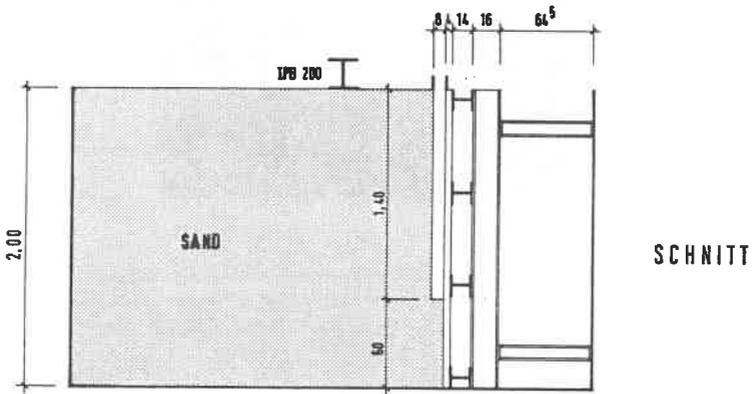
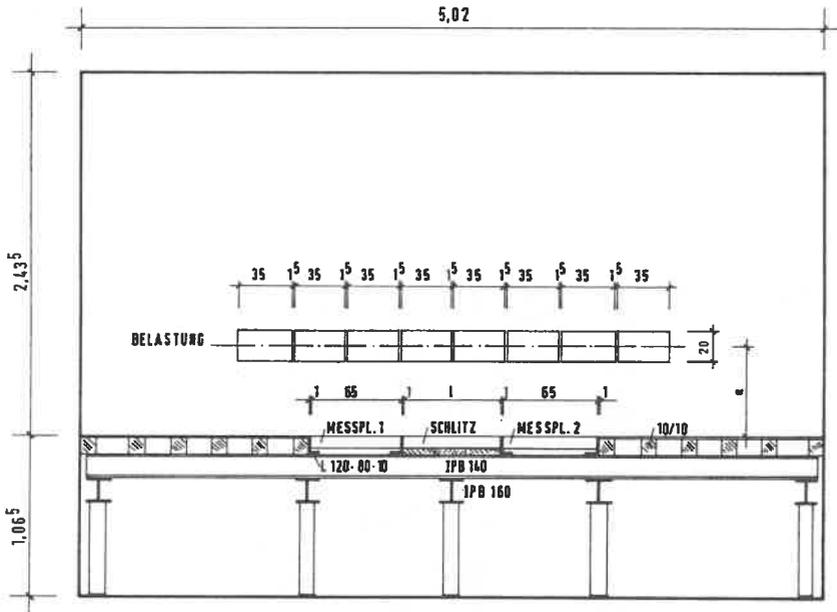


Bild 3: Nürnberger Modellkasten

Die Belastungseinrichtung (s. Bild 10) wurde ebenfalls dem größeren Maßstab angepaßt. Die geplante Linienlast wurde durch 8 Stahlträger IPB 200 mit je 35 cm Länge erzielt. Traversen sorgten für eine gleichmäßige Lasteintragung in jeden Träger. Die Aufteilung in einzelne Trägerstücke bewirkte außerdem, daß das simulierte Fundament praktisch keine Steifigkeit parallel zum Schlitz besaß (schlaffe Belastung).

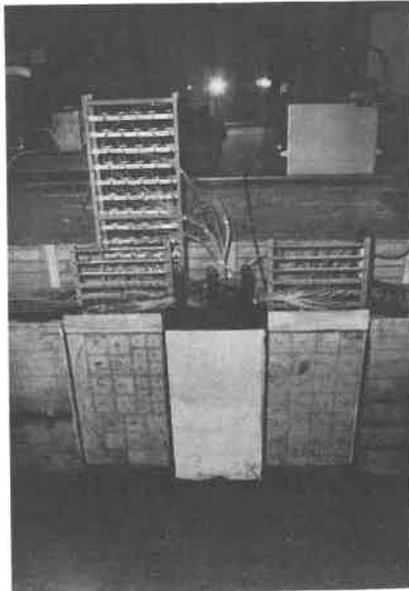


Bild 4: Glötzl-Meßdosen mit Schlitz

Als Versuchssand wurde der in der Modellversuchshalle vorhandene und im fränkischen Raum häufig anstehende Mittel- bis Grobsand verwendet (Kornverteilungskurve s. Bild 5).

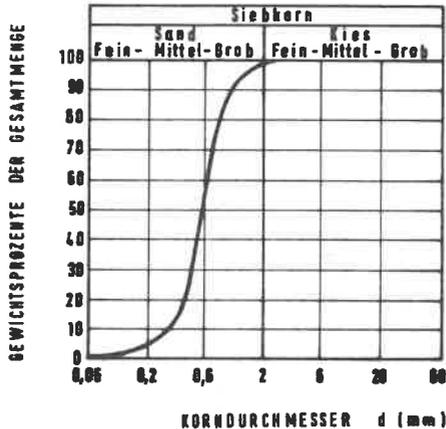


Bild 5: Kornverteilung (Nürnbergger Versuche)

Die Ermittlung der Grenzen der Lagerungsdichte im Labor ergab folgende Werte:

lockerste Lagerung: Porenanteil max  $n = 0,43$   
Porenzahl max  $e = 0,75$   
Wichte  $\gamma_o = 15,1 \text{ kN/m}^3$

dichteste Lagerung: Porenanteil min  $n = 0,33$   
Porenzahl min  $e = 0,49$   
Wichte  $\gamma_d = 17,9 \text{ kN/m}^3$

Der Scherwinkel schwankte zwischen  $32^\circ$  für die lockerste und  $42^\circ$  für die dichteste Lagerung und wurde in Bild 6 in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte  $D$  dargestellt. Die Kurve wurde aus Ergebnissen von direkten Scherverversuchen und Dreiaxialversuchen gemittelt.

Die Eigenschaften des verwendeten Sandes wurden bereits von KANY/JÄNKE (1972) untersucht und beschrieben.

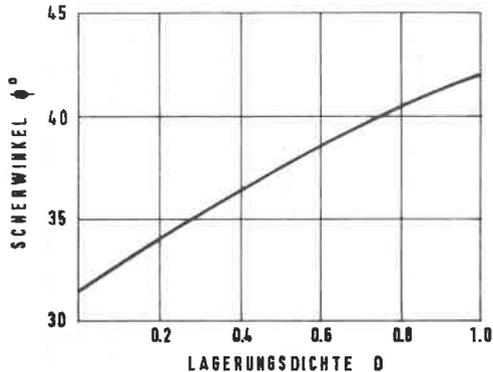


Bild 6: Scherwinkel in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte (Nürnbergerversuche)

### 3.3.3 Durchführung der Versuche

Der Sand wurde für jeden Versuch vollkommen neu eingebaut und zwar jeweils lagenweise in Schichten von ca. 20 cm mit einem eigens dafür konstruierten Einfüllkasten (s. Bild 7).

Jede Schichtlage wurde dann wahlweise mit einem leichten und einem mittelschweren Rüttelgerät verdichtet, wodurch sich 2 verschiedene Lagerungsdichten erreichen ließen. Die dichteste Lagerung des Versuchssandes, die -bezogen auf die im Labor ermittelten Grenzwerte- von  $D = 0,86$  bis  $0,96$  schwankte, wurde mit einem Rüttler der Firma Wacker (Typ EVPN; Aufstandsfläche =  $50/50$  cm) dadurch erzielt, daß jede Schicht vom äußeren Rand des Kastens beginnend bis nach innen gleichmäßig überfahren wurde (s. Bild 8). Mit der leichten Rüttelplatte (Eigenbau; Aufstandsfläche =  $125/130$  cm), die jeweils abschnittsweise aufgesetzt wurde, ließ sich eine mitteldichte Lagerung von  $D = 0,58$  bis  $0,72$  erreichen (s. Bild 9).



Bild 7: Einbau des Sandes



Bild 8: Dichte Lagerung des Sandes

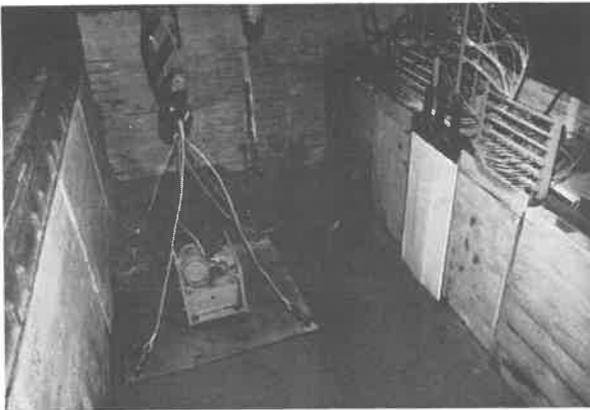


Bild 9: Mitteldichte Lagerung des Sandes

Die Herstellung des Schlitzes mit Längen von 40, 65 und 90 cm erfolgte wie in Abschnitt 3.2.1 beschrieben. Die durch eine Presse über Traversen in die Oberfläche des Versuchssandes eingeleitete Linienlast wurde in ihrem Abstand vom Schlitz variiert und jeweils schrittweise bis zum Bruch des Schlitzes oder, sofern es zu keinem Bruch kam, bis zum Grundbruch des Laststreifens gesteigert. Da man auf Grund der Vorversuche die zum Bruch führende Belastung vorher annähernd abschätzen konnte, wurde so vorgegangen, daß bei jedem Versuch der Bruch möglichst in 3 bis 4 Belastungsschritten erreicht wurde (lastkontrolliertes Verfahren). Nach jedem Belastungsschritt erfolgte dann die Ablesung der beiderseits neben dem Schlitz angebrachten Druckmeßdosen. Aus Kostengründen mußte man sich mit der Messung der Drucknormalspannungen begnügen.

Die anfängliche Idee, den Gesamtdruck auf die beiden Meßplatteneinheiten in horizontaler und vertikaler Richtung zu messen, um so die Druckspannungen in ihrer Summe kontrollieren zu können, erwies sich in der Durchführung als zu aufwendig und kostspielig und mußte deshalb wieder aufgegeben werden.

Bei einigen Versuchen wurde im unmittelbaren Bereich der Belastungseinrichtung und des Schlitzes die vertikale Verschiebung der Sandoberfläche gemessen. Da die Ergebnisse jedoch nicht reproduzierbar waren, wurde auf eine Auswertung verzichtet.

Die horizontale Verschiebung im Schlitz sollte durch ein selbst konstruiertes Gerät mechanisch gemessen werden. Eine solche Messung durch eine bloße Abtastung der Meßstellen innerhalb des wassergefüllten Schlitzes erwies sich jedoch für eine sinnvolle Auswertung als zu grob und ungenau.

Außerdem wurden 7 Versuche für die Schlitzlängen  $l = 65$  und  $90$  cm ohne Schlitz als sogenannte "Nullversuche" ausgeführt, um den Ausgangszustand mit den nach BOUSSINESQ ermittelten Druckspannungen im elastisch-isotropen Halbraum zu vergleichen.

Am Schluß der Versuchsreihe wurden 3 Versuche wiederholt, um die Reproduzierbarkeit zu überprüfen. Es ergaben sich hierbei recht gute Übereinstimmungen, sofern sich beim Wiederholungsversuch dieselbe Lagerungsdichte erreichen ließ. So ergab sich beim Wiederholungsversuch C2W eine Abweichung der Bruchlast von nur 2% gegenüber dem Versuch C2, und beim Wiederholungsversuch B5W eine Abweichung von 7% gegenüber B5.

Beim Wiederholungsversuch C4W ( $\gamma = 17,2 \text{ kN/m}^3$ ) konnten nicht dieselben Lagerungsdichten wie beim Versuch C4 ( $\gamma = 16,8 \text{ kN/m}^3$ ) erreicht werden, so daß die Bruchlast des Schlitzes hier verständlicherweise um 25% höher lag.

Im einzelnen wurden in Nürnberg 27 Versuche durchgeführt, deren wichtigste Daten in Tabelle 2 zusammengestellt sind.

Die grafische Darstellung der gemessenen Normalspannungen ist im Anhang, Bilder A1 - A26 dargestellt.

Bild 10 zeigt einen Überblick auf die gesamte Versuchsanlage.



Bild 10: Gesamte Versuchsanlage

Versuch Nr.	Schlitzlänge $l$ (cm)	Lastabstand $a$ (cm)	Wichte Sand $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Scherwinkel $\phi$ (°)	Bruchlast (kN/m)	Bemerkungen
A 1	40	15	17,6	41	58,5	
A 2	40	25	17,8	41,5	62,7	
A 3	40	15	16,9	38	37,9	
A 4	40	25	16,8	38	34,8	
B 1	65	15	17,6	41	33,7	
B 2	65	35	17,6	41	62,7	
B 3	65	55	17,9	42	76,5	
B 4	65	15	16,9	38	17,2	Grundbruch
B 5	65	35	16,9	38	25,8	
B 5W	65	35	16,8	38	24,1	Wiederholung
B 6	65	55	16,8	38	25,8	
B 7	65	65	17,6	41	68,8	
B 8	65	35	17,8	41,5	62,7	Grundbruch ohne Schlitz
B 9	65	55	17,8	41,5	70,2	ohne Schlitz
B 10	65	35	17,2	39	38,6	ohne Schlitz
B 11	65	55	17,1	39	41,3	ohne Schlitz
C 1	90	15	17,7	41	7,6	
C 2	90	35	17,8	41,5	29,6	
C 2W	90	35	17,8	41,5	28,9	Wiederholung
C 3	90	55	17,8	41,5	54,4	
C 4	90	35	16,8	38	13,8	
C 4W	90	35	17,2	39	17,2	Wiederholung
C 5	90	55	17,2	39	21,7	
C 6	90	75	17,0	38,5	28,2	
C 7	90	35	17,9	42	77,8	ohne Schlitz
C 8	90	35	17,0	38,5	33,4	ohne Schlitz
C 9	90	55	17,1	39	38,9	ohne Schlitz

Tabelle 2: Nürnberger Versuche

### 3.4 Ergebnisse der Hauptversuche

#### 3.4.1 Nullversuche

Die BOUSSINESQ'sche Spannungsverteilung geht von der Voraussetzung aus, daß ein belasteter Boden als elastisch-isotroper Halbraum angesehen wird. Dieser Spannungszustand wird jedoch durch den Einbau einer Meßwand gestört.

Eine solche Störung kann aber in gewissem Umfang ausgeglichen werden, wenn die Meßwand nachgiebig ausgebildet wird und die Steifigkeit der Wand etwa der eines gedachten Bodens hinter der Wand entspricht und somit einen elastisch-isotropen Halbraum idealisiert. Die eingebaute Meßwand sollte deshalb an Hand der "Nullversuche" getestet werden. Dafür wurden Versuche ohne Schlitz für die B- und C-Reihe (Schlitzlänge  $l = 65$  cm und  $90$  cm) durchgeführt, indem der zwischen den beiden Meßplatten vorgesehene Raum für den Schlitz durch eine Holzverschalung entsprechend der jeweiligen Schlitzlänge ersetzt wurde. Das Meßprogramm wurde dann auf die übliche Weise mit Variation der Lagerungsdichte und des Lastabstandes von der Meßwand ausgeführt und die Last bis zum Grundbruch gesteigert (s. Bild 11). Für die vergebene Linienlast ergaben die gemessenen Horizontalspannungen in verschiedenen Ebenen senkrecht zur Meßwand etwa gleiche Spannungsbilder, so daß man für die Versuche von einem ebenen Spannungszustand ausgehen kann. Vergleicht man die gemessenen Horizontalspannungs-Verteilungen mit der BOUSSINESQ-Verteilung, so fällt auf, daß die resultierenden Kräfte relativ gut übereinstimmen, aber tiefer angreifen (s. Bild 12). Ähnliche Ergebnisse haben auch SMOLTZYK/VOGT/HILMER (1979) gefunden. Erst bei sehr großen und nahe der Meßwand stehenden Linienlasten ergeben sich Spannungen, die bis um das 1,5-fache größer sein können, als die Rechenwerte nach BOUSSINESQ.

Die bei den Versuchen gefahrenen Lasten ergaben jedoch Horizontalspannungen auf die Meßwand, die etwa in der Größenordnung der 1-fachen Werte nach BOUSSINESQ lagen (s. Bild 12), so daß die Versuchseinrichtung einen elastisch-isotropen Halbraum weitgehend wiedergibt.

Bis auf wenige Ausnahmen ergaben die Messungen prinzipiell ein lineares Ansteigen der Horizontalspannungen bei entsprechender Lasterhöhung. Dieses Verhalten zeigt sich sicherlich deshalb, weil die gemessenen Spannungen wegen der groben Abstufung der einzelnen Lastschritte noch relativ weit von der Bruchlast entfernt waren.

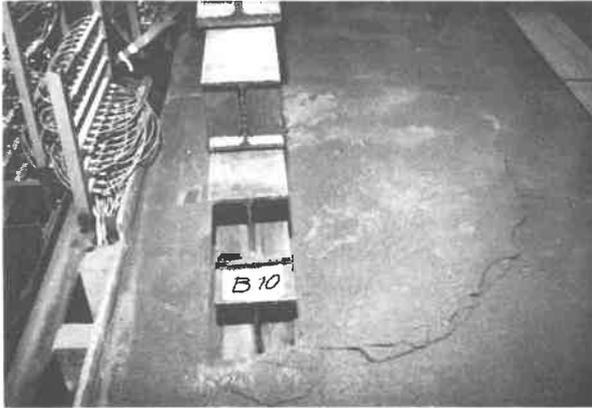


Bild 11: Nullversuch B10  
Steigerung der Last bis zum Grundbruch

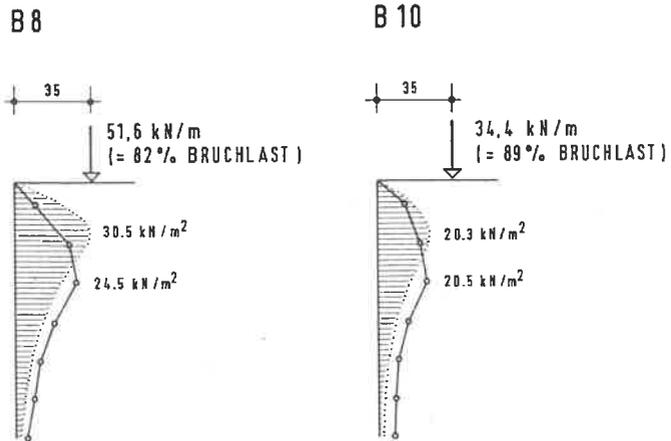


Bild 12: Nullversuche B8 und B10  
Vergleich der gemessenen Horizontalspannungen  
(Mittelwerte) in der Schlitzebene mit den  
Werten nach BOUSSINESQ (schraffiert)

### 3.4.2 Hauptversuche der B-Reihe und Vergleich mit A- und C-Reihe

Die Hauptversuchsreihen A, B und C, die mit Schlitzlängen  $l = 40, 65$  und  $90$  cm durchgeführt wurden, sollten die Wirkung einer räumlichen Druckumlagerung neben einem Schlitz im Boden untersuchen. Als Ausgangszustand wurden die Nullversuche, die einen ebenen Spannungszustand darstellen, herangezogen.

Eine Druckumlagerung infolge eines im Boden befindlichen Schlitzes müßte gegenüber den Nullversuchen eine Erhöhung der Belastung auf die Meßwand zur Folge haben. Ein Vergleich der Versuche B2 mit B8 und B5 mit B10 bestätigt dies sehr eindrucksvoll. Hier ergaben sich bei gleicher Linienlast Spannungserhöhungen gegenüber den entsprechenden Nullversuchen, was auf eine Druckumlagerung hindeutet (s. Bild 13), bis der Schlitz bei weiterer Laststeigerung dann einbricht.

Dagegen befindet sich bei den Versuchen B1 und B4 die Last bereits zu nahe am Schlitz. Eine Gewölbewirkung bildet sich hier nicht mehr aus (s. Bild 14). Die Druckumlagerung erfolgt in diesem Fall durch die Steifigkeit der Belastungsträger selbst, weil die einzelnen Belastungselemente nicht mehr als schlaaffe Last wirken können.

Dies wird von der Versuchsreihe A noch deutlicher bestätigt. Hier ist die Schlitzlänge mit  $l = 40$  cm im Vergleich zur Länge der Belastungsträger noch zu klein, weshalb sich die Träger seitlich des Schlitzes abstützen können, ohne den Schlitz direkt zu beanspruchen. Eine Erhöhung der Horizontalspannungen der A-Reihe unmittelbar neben dem Schlitz ist aus den Bildern A1 bis A4 deutlich erkennbar.

Bei einer vollkommen schlaffen Last und kleinem Lastabstand vom Schlitz würde der Bruch des Schlitzes früher erfolgen, da keine Umlagerung über den Belastungsträger stattfinden könnte. Der Versuch C1 (Belastung unmittelbar am Schlitz) läßt dies erkennen, da hier die Schlitzlänge mit  $l = 90$  cm bereits so groß ist, daß die Belastung als ausreichend schlaff angesehen werden kann. Der Einbruch des Schlitzes erfolgte deshalb schon bei einer sehr kleinen Linienlast ( $p_v = 7,6$  kN/m).

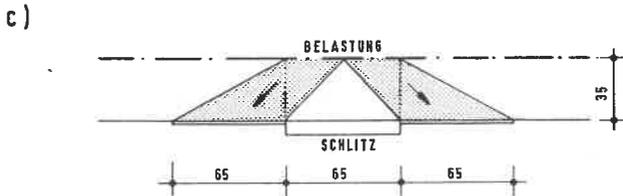
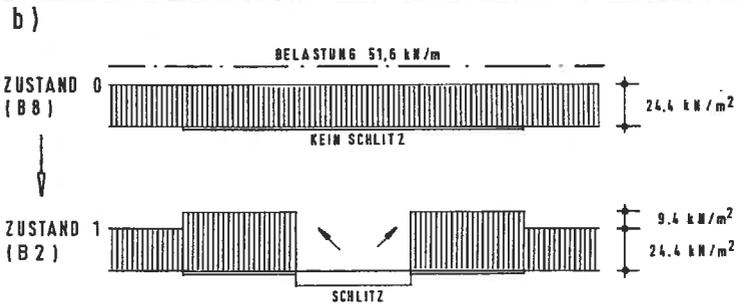
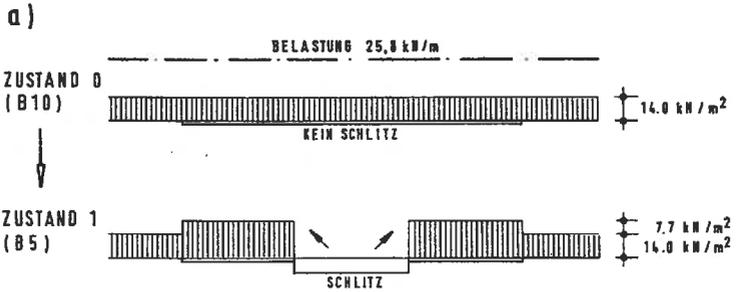


Bild 13: Erhöhung der aus den Versuchen gemittelten Horizontalspannungen bei Vorhandensein eines Schlitzes für die Maximalordinate (Horizontalschnitt)

a) Zustand 0: Versuch B10  
Zustand 1: Versuch B5

b) Zustand 0: Versuch B8  
Zustand 1: Versuch B2

c) Idealisierte Druckumlagerung für die Versuche B2 und B5



Bild 14: Idealisierte Druckumlagerung für die Versuche B1 und B4

Bei den Versuchen B3 und B6, die einen Lastabstand  $a = 55$  cm hatten, findet die Druckumlagerung nicht mehr ausschließlich innerhalb der Meßwand statt (s. Bild 15). Der Lastabstand ist bereits so groß, daß eine Druckspannungszunahme infolge Umlagerung wegen der kleinen Spannungen an sich und der großen Verteilbreiten nicht mehr gemessen werden konnte.

Der Schlitz konnte beim Versuch B3 auch nicht mehr zum Einsturz gebracht werden, denn es wurde vorher ein Grundbruch der Belastungsvorrichtung nach hinten, d.h. auf der von der Meßwand abgewandten Seite des Versuchskastens, erreicht. Ebenso erhielt man beim Versuch B7 einen Grundbruch mit der Bruchmuschel nach hinten.

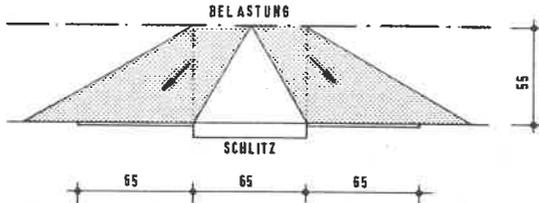


Bild 15: Idealisierte Druckumlagerung für die Versuche B3 und B6

Bei den Versuchen B1 und B4 sowie C1, C2 und C4 ist der Abstand der Belastung vom Schlitz im Verhältnis zur Schlitzlänge für eine Druckumlagerung bereits zu klein. Die Standsicherheit kommt in diesen Fällen ebenso zustande wie bei einem unendlich langen Schlitz mit dem Flüssigkeitsdruck als Reaktionskraft, was durch die relativ kleinen Bruchlasten dieser Versuchsreihe bestätigt wurde.

Die Versuche C3 und C5 mit einem Lastabstand  $a = 55$  cm lagern die Drücke wie bei den Versuchen B3 und B6 nicht mehr nur innerhalb der Meßwand um, so daß infolge der großen Verteilbreiten der Spannungen eine Druckzunahme bei den Meßelementen sich nicht mehr im meßbaren Bereich nachweisen ließ.

Bild 16 zeigt das bei allen Versuchen beobachtete typische Bruchbild (hier für Versuch C4).

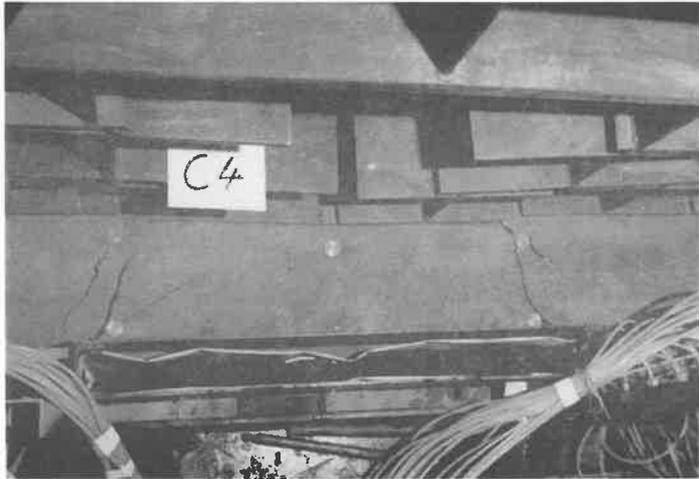


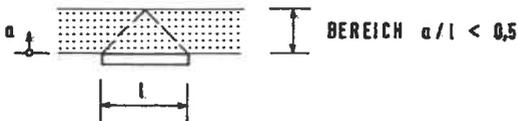
Bild 16: Typisches Bruchbild

### 3.5 Schlußfolgerungen aus den Versuchen

Anhand der aus den Versuchen ermittelten Bruchlasten läßt sich vorläufig die in der Praxis auftretende Druckumlagerung infolge einer Linienlast für den Nachweis der Standsicherheit einer Schlitzwand beurteilen. Es können zunächst, unabhängig von der Lagerungsdichte, im Verhältnis Lastabstand  $a$  zur Schlitzlänge  $l$  folgende 3 Fälle unterschieden werden (alles auf Böden mit  $\varphi > 20^\circ$  bezogen):

Fall 1: Last steht sehr dicht am Schlitz ( $a/l < 0,5$ )

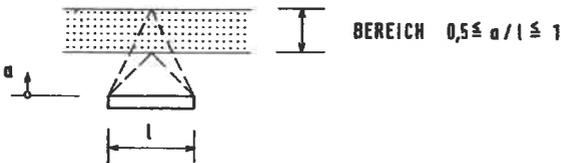
(Versuche A1, A3, B1, B4, C1, C2, C2W, C4, C4W)



Es kann sich noch keine Druckumlagerung im Boden ausbilden, da die Last zu nahe am Schlitz steht. Eine Standsicherheit des Schlitzes ist nur über eine Kräfteumlagerung im Bauwerk selbst zu erreichen, da die Stützwirkung der Flüssigkeit im Schlitz schon annähernd durch das Eigengewicht des anstehenden Bodens aufgezehrt wird.

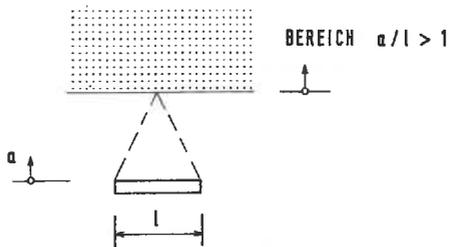
Fall 2: Last steht in ausreichendem Abstand vom Schlitz ( $0,5 \leq a/l \leq 1$ )

(Versuche A2, A4, B2, B5, B5W, B6, C3, C5, C6)



In diesem Bereich findet eine mit dem Lastabstand  $a$  zunehmende Umlagerung der Kräfte im Boden (Gewölbewirkung) statt.

Fall 3: Last befindet sich in großem Abstand vom Schlitz ( $a/l > 1$ )  
(Versuche B3 und B7)



Der Abstand der Last ist bereits so groß, daß die Traglast des Fundaments durch den Schlitz nicht mehr beeinflußt wird (vgl. auch Gewölbewirkung über Wandöffnungen im Mauerwerksbau nach DIN 1053, Blatt 1, Abschnitt 5.5.3).

Sehr entscheidend für die Größe der ermittelten Bruchlasten war die Lagerungsdichte des Bodenmaterials. Die im Versuch erzielten Linienlasten für die Schlitzlängen  $l = 65$  und  $90$  cm sind in Bild 17 ersichtlich. Man erkennt einen relativ großen Streubereich der Lasten sowohl bei Änderung des Lastabstandes als auch der Lagerungsdichte des Bodens.

Hinsichtlich der gemessenen Horizontalspannungen seitlich des Schlitzes konnte für eine Linienlast, die sich in ausreichendem Abstand nach Fall 2 befand, erwartungsgemäß ein Anstieg bei Vorhandensein eines Schlitzes beobachtet werden (z.B. bei den Versuchen B2 und B5 nach Bild 13). Allerdings konnten, wie man vermuten sollte, keine ausgeprägten Spannungsspitzen im unmittelbaren Bereich neben dem Schlitz (Übergang Schlitz - Boden) gemessen werden, sondern es wurde i.a. eine gleichmäßige Zunahme der Spannungen über die gesamte Meßwand festgestellt. Eine deutliche Spannungsspitze ergab sich nur bei der Meßplatte 2 von Versuch B2.

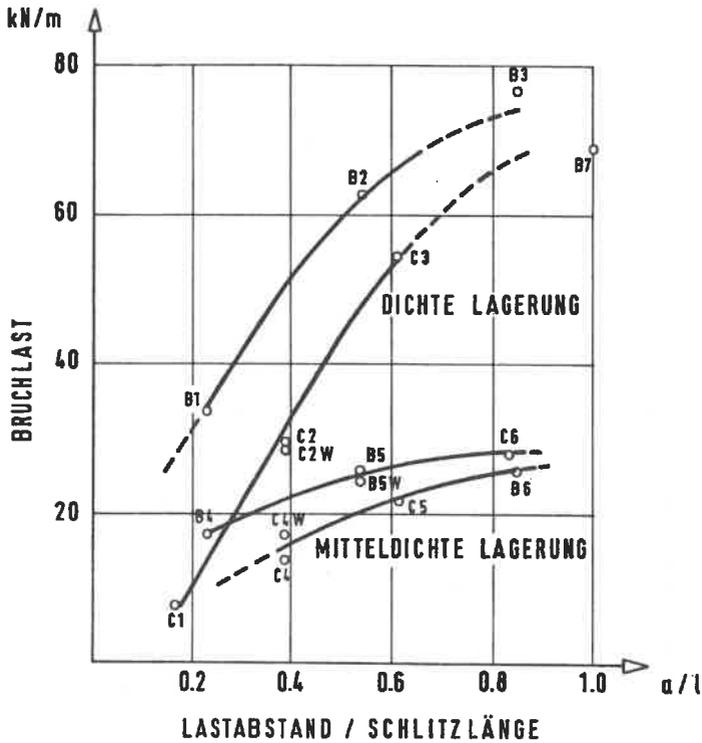


Bild 17: Bandbreite der Bruchlast in Abhängigkeit des Verhältnisses Lastabstand/Schlitzlänge für die Versuche der B- und C-Reihe bei dichter und mitteldichter Lagerung des Versuchssandes. (Die Versuche B3 und B7 ergaben Grundbruch)

#### 4. BERECHNUNGSMETHODEN

##### 4.1 Überblick (Stand der Technik)

Der Begriff der Gewölbewirkung im Grundbau ist dem Ingenieur durchaus plausibel. Er stellt sich dabei vor, daß ein örtlich begrenzter Hohlraum durch räumliche Verspannung der darüberliegenden Bodenschichten und Abtragung der Kräfte auf benachbarte Bereiche überbrückt werden kann.

Bei TERZAGHI/JELINEK (1954) findet man, daß bereits ENGESSER im Jahr 1882 den Druck auf einen nachgebenden Streifen im Sand anhand der Gleichgewichtsbedingungen eines gedachten Zweigelenkbogens berechnete. TERZAGHI selbst wies eine Gewölbewirkung nach, indem er durch Absenken eines Bodenabschnittes das "Aufhängen" der darüberliegenden Bodenschicht an den sich in Ruhe befindenden Seitenflächen infolge Scherkräften nachwies und dadurch eine Verminderung der Erddruckkraft auf die bewegte Platte erhielt ("Falltür-Effekt").

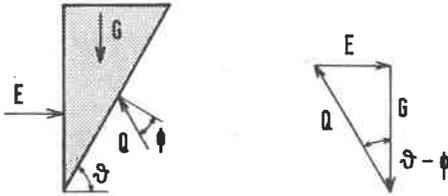
Dieses Prinzip wurde von TSCHEBOTARIOFF (1952) für eine Öffnung in einer lotrechten Wand erweitert (Spundwandproblem), wobei ein räumlicher muschelförmiger Bruchkörper erhalten wurde.

STRECK (1935) leitete aus den in Modellversuchen beobachteten Gleitkörpern bei einer einfach verankerten Spundwand eine Gewölbewirkung ab, die sich als Brücke zwischen Anker und dem außerhalb des Gleitbereichs liegenden Erdreich bildete.

Auch SMOLTCZYK (1969) berechnete die waagrechte Erddruckumlagerung, wie sie bei kombinierten Spundwänden auftritt.

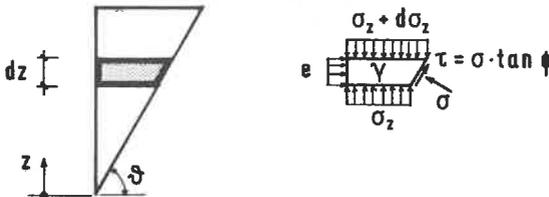
Die Kräfteumverteilung im Boden kann schon aus den Gleichgewichtsbedingungen bei geeigneter Formgebung des Bruchkörpers erfaßt werden (s. GRUHLE (1981)). Bei der Standsicherheitsberechnung von Schlitzten hat sich dagegen überwiegend eine Betrachtungsweise auf der Grundlage der klassischen Erddrucktheorie für den ebenen Fall eingebürgert. Eine ausführliche Darstellung der heute gebräuchlichsten Bruchkörpermodelle zur Berechnung von Erdschlitzten wurde bereits von WALZ/PRAGER (1979), von MÜLLER-KIRCHENBAUER/WALZ/KILCHERT (1979) und von KARSTEDT (1980) veröffentlicht, weshalb nachfolgend nur noch eine kurze Zusammenfassung -teilweise aus diesen Arbeiten- wiedergegeben wird.

1. Monolith nach COULOMB:



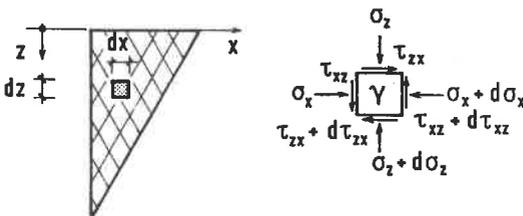
Über das Kräftegleichgewicht und das COULOMB'sche Schergesetz erhält man unter Anwendung des Extremalprinzips zur Ermittlung des maßgebenden Keilwinkels  $\theta$  eine Gleichung für die erforderliche Kraft E, die hier waagrecht (Wandreibungswinkel  $\delta = 0$ ) gerichtet sein muß.

2. Elementscheibe nach TERZAGHI:



Man erhält ebenfalls über das Kräftegleichgewicht und das COULOMB'sche Schergesetz unter Anwendung des Extremalprinzips zur Ermittlung des maßgebenden Keilwinkels  $\theta$  eine lineare Differentialgleichung für die erforderliche Spannung e und durch Integration für die Kraft E.

3. Theorie von RANKINE



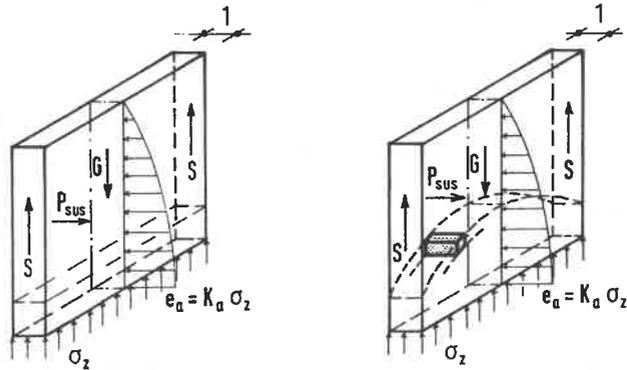
Durch Ansatz der Gleichgewichtsbedingungen an einem infinitesimalen Element der Bruchzone und Anwendung der Mohr'schen Bruchbedingung ergeben sich zwei gekoppelte Differentialgleichungen, daraus die unbekannte Spannung  $\sigma_x = e$  und aus der Integration die erforderliche Kraft E.

Die Berechnung des Grenzspannungszustands wurde von KÖTTER (1903) und REISSNER (1924), später SOKOLOVSKY (1955), auf gekrümmte Gleitlinienfelder verallgemeinert.

Bei Anwendung dieser Erddruckansätze sind folgende Bruchkörpermodelle bekannt:

Bruchkörper als vertikale Elementscheibe:

Es liegt die Vorstellung zugrunde, daß eine Erdscheibe der Dicke 1 von den auf die Bodenfläche wirkenden Vertikalspannungen  $\sigma_z$  und zusätzlich von den auf den zwei lotrechten seitlichen Begrenzungsflächen aktivierten Reibungskräften gehalten wird. Dadurch wachsen analog zur Silotheorie die Vertikalspannungen nur unterlinear an.



HUDER

SCHNEEBELI

Bild 18: Bruchkörpermodelle nach der Theorie von Rankine  
(aus MÜLLER-KIRCHENBAUER/WALZ/KILCHERT (1979))

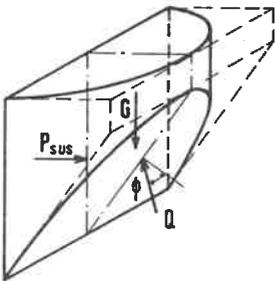
SCHNEEBELI (1964) setzt die Gleichgewichtsbedingung an einem bogenförmigen Scheibenelement nach Bild 18 an, während HUDER (1972) die vertikalen Spannungen  $\sigma_z$  über die gerade angenommene Bodenfläche konstant verteilt und einen Abminderungsfaktor einführt, der angibt, um wieviel sich die Vertikalspannung gegenüber einer unendlich langen Wand (ebener Fall) reduziert.

**Bruchkörper als räumlicher Monolith:**

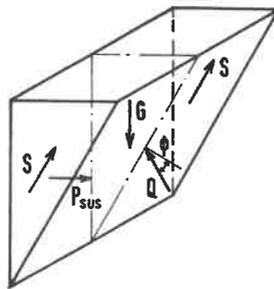
Durch Reduzierung des Gleitkörpervolumens erhält man einen parabolischen Zylinder nach PIASKOWSKI/KOWALEWSKI (1965). Dadurch wird das abgleitende Gewicht und damit auch die erforderliche Erddruckkraft vermindert.

Ähnlich geht KARSTEDT (1980) vor, der als Form des Bruchkörpers logarithmische Spiralen wählt, die er anhand von Modellversuchen findet.

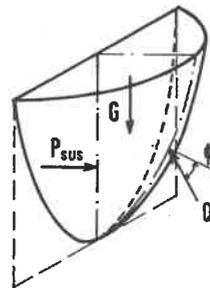
Die Verfahren der sogenannten Schultertheorie (s. TRÖGER /ADAMCZYK (1971)), PRATER (1973) und WALZ/PRAGER (1978) gehen von einem keilförmigen Bruchkörper aus, bei dem sich eine Verminderung des Erddrucks durch die gleitflächenparallelen Wandschubkräfte  $S$  in den Seitenflächen ergibt (s. Bild 19).



PIASKOWSKI/KOWALEWSKI  
(Coulomb)



PRATER (Coulomb)  
WALZ/Prager (Terzaghi)



KARSTEDT  
(Coulomb/Terzaghi)

Bild 19: Bruchkörpermodelle nach den Theorien von Coulomb und Terzaghi  
(aus MÜLLER-KIRCHENBAUER/WALZ/KILCHERT (1979))

Der Entwurf der DIN 4126, Teil 1 vom Mai 1981 gibt in den Erläuterungen zu Abschnitt 9.2.4 ebenfalls Berechnungsmethoden an. Für den Fall Eigengewicht ohne und mit Grundwasser wird für kohäsionslose Böden das Verfahren nach PIASKOWSKI/KOWALEWCKI empfohlen, während für Einzel-, Linien- und Flächenlasten nach der sogenannten Schultertheorie -s. TRÖGER/ADAMCZYK (1972)- durch grafisches Aufsuchen das Erddruckmaximum gefunden werden kann, ohne allerdings etwas über den Ansatz der Schubspannungen in den Seitenflächen des Bruchkörpers auszusagen.

Nach von MÜLLER-KIRCHENBAUER/WALZ/KILCHERT (1979) angestellten Vergleichsuntersuchungen erhält man nach der Theorie von HUDER die kleinste und nach PRATER die größte Sicherheit, während alle anderen Verfahren dazwischen liegen.

## 4.2 Vorgeschlagenes Verfahren

### 4.2.1 Allgemeines

Das vorgeschlagene Rechenmodell geht in Anlehnung an PRATER (1973) und WALZ/PRAGER (1978) im Fall von nichtbindigen homogenen Böden von einem monolithischen Keil nach Bild 20 aus. Ansätze mit kreisförmigen Bruchflächen führten stets zu sehr großen Kreisradien, weshalb die Keilform als brauchbare Näherung angesehen werden kann.

Bei bindigen Böden muß jedoch -wie bei KOBLER (1982)- von differenzierteren Bruchkörpern ausgegangen werden, weil sonst der Schubkraftanteil aus Kohäsion an der Unterseite des Modells zu groß wird. Da bei Böden mit genügend großer Kohäsion ein Bodenschlitz meist frei stehenbleibt, erscheint eine Berechnungsmethode mit großer Kohäsion nicht allzu bedeutungsvoll. Hingegen ist bei Böden mit kleinem Reibungswinkel und kleiner Kohäsion eine Berechnung mit mehr kinematischen Freiheitsgraden (Bruchmechanismus mit 2 oder mehr Freiheitsgraden) analog KOBLER (1982) zweckmäßig.

Unter Anwendung der Sicherheitsdefinition von FELLENIUS (1927) wird für nichtbindige Böden ein einfaches Rechenverfahren unter Einhaltung des Kräftegleichgewichts vorgeschlagen. Die bekannte Hauptschwierigkeit des Ansatzes der Schubspannungen in den Seitenflächen des Keils, was ja den sogenannten

"Gewölbeeffekt" simulieren soll, wird durch eine globale Betrachtung des Gesamtsystems als Monolith bei geeigneter Reduktion der Vertikalanteile der Schubkräfte mit ausreichender Genauigkeit gelöst.

Da der in der Praxis häufig vorkommende Fall das Vorhandensein von Auflasten beinhaltet, war vorrangig, ein Verfahren zu entwickeln, das auch die Einrechnung von seitlich des Schlitzes stehenden Linienlasten, die z.B. aus Streifenfundamenten herrühren, zuläßt.

So wird zunächst durch vollständige Variation der gesamten Bruchkörpergeometrie die Lösung für folgende Lastfälle entwickelt:

- a) Eigengewicht und Linienlast
- b) Eigengewicht und anstehendes Grundwasser
- c) Eigengewicht, anstehendes Grundwasser und Linienlast

#### 4.2.2 Lastfall Eigengewicht und Linienlast

##### 4.2.2.1 Räumliches Bruchkörpermodell

Gemäß Bild 20 wird zunächst die Geometrie des Schlitzes und des Bruchkeils festgelegt. Die Länge und Tiefe der Schlitzlamelle werden mit  $l_s$  und  $t_s$ , die betrachtete Bruchkörperlänge und -tiefe mit  $l$  und  $t$  und der Keilwinkel mit  $\theta$  bezeichnet. Die Schlitzdicke  $d$  kann bei diesen im Verhältnis zur Schlitzlänge  $l_s$  kleinen Abmessungen unberücksichtigt bleiben.

Bei der nachfolgenden Ableitung wurde als Annahme vorausgesetzt, daß die Linienlast einen "Zwangspunkt" für den Bruchkörper darstellt, was auch durch die Versuche bestätigt wurde.

Man kann nun die Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes über eine Variation der gesamten Bruchkörpergeometrie bei nichtbindigen Böden gemäß der FELLENIUS'schen Definition

$$\eta = \frac{\tau_{\text{Bruch}}}{\tau} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_{\text{mob}}} \quad (1)$$

finden, und zwar wird -bezogen auf Kräfte- sowohl hinsichtlich der Schubkraft  $T$  auf der Unterseite des Keils als auch für die in den Seitenflächen wirkenden Schubkräfte  $S$ , derjenige Bruchkörper als maßgebend bezeichnet, dessen Sicherheit am kleinsten wird.

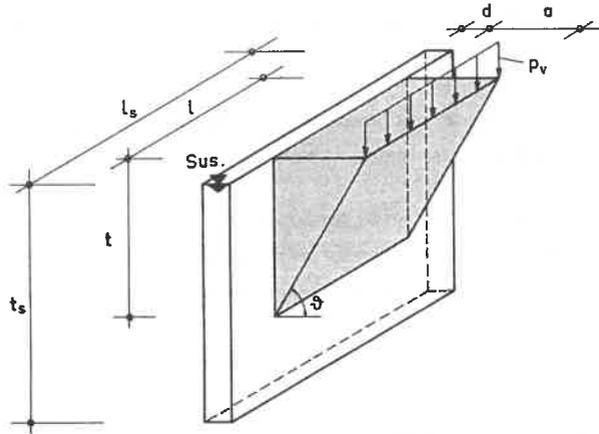


Bild 20: Geometrie des Schlitzes mit Bruchkörper für Eigengewicht und Linienlast

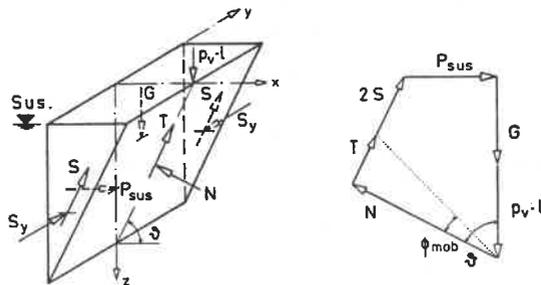


Bild 21: Kräfte am Bruchkeil und Krafteck

Mit den Bezeichnungen nach Bild 21 können nun alle am Bruchkörper angreifenden Kräfte festgelegt und ermittelt werden. Aus der Normalkraft  $N$  auf die Unterseite erhält man zunächst

$$T = N \cdot \tan \varphi_{\text{mob}} \quad (2)$$

Die Normalkraft auf eine Keilflanke wird mit  $S_y$  bezeichnet. Ein geeigneter Ansatz für diese Kraft stellt das Hauptproblem weiterer Untersuchungen dar, worauf noch näher eingegangen wird.

Nach der Beziehung

$$S = S_y \cdot \tan \varphi_{\text{mob}} \quad (3)$$

erhält man die Resultierende  $S$  der Schubspannungen aus einer der beiden Keilseitenflächen, die parallel zur Keil-Unterseite, d.h. unter dem Winkel  $\theta$  wirkend, angenommen wird. Das Kräftegleichgewicht in der Ebene  $y$ - $z$  ist aus Gründen der Symmetrie stets erfüllt.

Weiterhin kann das Kräftegleichgewicht in der Ebene  $x$ - $z$  mit dem Keil-Eigengewicht  $G$ , der Auflast  $p_v l$ , der Normalkraft  $N$ , den mobilisierten Schubkräften  $T$  und  $2S$  und der horizontal wirkenden Kraft  $P_{\text{sus}}$  aus dem Suspensionsdruck erfüllt werden. Das Momentengleichgewicht um die  $y$ -Achse ist wegen der nicht festgelegten Angriffspunkte der Kräfte  $N$  und  $S_y$  stets erfüllbar.

Aus dem Kräfteck ergibt sich durch Betrachtung in tangentialer und normaler Richtung

$$T + 2S + P_{\text{sus}} \cos \theta = (G + p_v l) \sin \theta \quad (4)$$

$$N = (G + p_v l) \cos \theta + P_{\text{sus}} \sin \theta \quad (5)$$

Durch Einsetzen der Glg.(2) und (3) in die Glg.(4) und (5) können die Kräfte  $N$ ,  $T$  und  $S$  eliminiert werden und man erhält, bei Berücksichtigung von (1) mit

$$\frac{\eta}{\tan \varphi} = \frac{(G + p_v l) \cos \theta + P_{\text{sus}} \sin \theta + 2S_y}{(G + p_v l) \sin \theta - P_{\text{sus}} \cos \theta} \quad (6)$$

eine Gleichung für die globale Stabilität einer suspensionsgestützten Schlitzlamelle mit der Sicherheit  $\eta$ . Diese Gleichung entspricht formal der Gleichung für die Böschungssicherheit beim Lamellenverfahren. Bis auf die Kraft  $S_y$  lassen sich in dieser Gleichung die angreifenden Kräfte aus den maßgebenden Abmessungen und Wichten leicht ermitteln:

$$G = \frac{1}{2} a t \gamma l = \frac{1}{2} a^2 \tan \theta \gamma l$$
$$P_{\text{sus}} = \frac{1}{2} t^2 \gamma_{\text{sus}} l \quad (7)$$
$$t = a \tan \theta$$

#### 4.2.2.2 Ansatz der Schubkräfte in den Seitenflächen

Der Ansatz wirklichkeitsnaher Schubspannungen in den Seitenflächen des Keils stellt die Hauptschwierigkeit des Problems dar. Während das Verfahren von PRATER beim Lastfall Eigengewicht ab einer gewissen Tiefe keine brauchbaren Ergebnisse mehr liefert, weil die Schubspannungen in den Seitenflächen mit der Tiefe linear zunehmend angenommen werden, vermeiden WALZ/PRAGER diesen Widerspruch, indem sie die rückhaltend wirkenden, vertikalen Anteile aus den Schubspannungen berücksichtigen, was jedoch ein mathematisch aufwendiges Verfahren erfordert.

Der Verfasser wählte deshalb nachfolgend gezeigte Methode mit globaler Gleichgewichtsbetrachtung bei reduziert angesetzten Schubkräften in den Seitenflächen des Modellkeils.

Ausgehend von einer zunächst linearen Vertikalspannungsverteilung  $\sigma_{zz}^1$  über die Tiefe  $z$  gemäß Bild 22 mit

$$\sigma_{zz}^1 = \gamma z \quad (8)$$

erhält man daraus die dazu senkrechten effektiven Spannungen zu

$$\sigma_{yy}^1 = K \sigma_{zz}^1 \quad (9)$$

wobei für  $K$  wegen der Unverschieblichkeit -auch im Bruchzustand- i.a. der Ruhedruckbeiwert

$$K = K_0 = 1 - \sin \varphi; \quad \varphi = \varphi_{\text{Bruch}} \quad (10)$$

anzusetzen ist.

(Der hochgesetzte Index 1 soll die bisher noch nicht reduzierten, linearen Spannungen bezeichnen.)

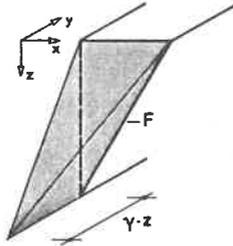


Bild 22: Verteilung der zunächst linear angesetzten Vertikalspannungen  $\sigma_{zz}^1$  über die Seitenfläche infolge Eigengewicht

Wenn die aus dem Eigengewicht und aus der Linienlast herrührende Normalkraft  $S_y$  auf die Keilseitenfläche aufgespalten wird, erhält man

$$S_y^1 = S_{yg}^1 + S_{yp}^1 \quad (11)$$

mit dem Eigengewichtsanteil

$$S_{yg}^1 = \int_F \sigma_{yyg}^1 dF = K \int_F \sigma_{zzg}^1 dF = K \frac{1}{3} \gamma t F = \frac{1}{3} \frac{Ka}{l} \tan \theta G \quad (12)$$

$$\text{mit} \quad G = Fl \gamma \quad (13)$$

und dem Anteil aus Linienlast

$$\begin{aligned} S_{yp}^1 &= \int_F \sigma_{yyp}^1 dF = K \int_F \sigma_{z zp}^1 dF = K \frac{2 p_v}{\kappa} \int_F \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} dF \quad (14) \\ &= K \frac{2 p_v}{\kappa} a \left( \ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \frac{1}{2} \sin^2 \theta \right) \\ &= \frac{1}{\kappa} \frac{Ka}{l} \left( \ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta \right) p_v l, \end{aligned}$$

wobei die Spannungen infolge Linienlast im elastisch-isotropen Halbraum zunächst nach BOUSSINESQ angesetzt wurden. Möglichkeiten vereinfachter Ansätze werden später gezeigt.

Man erkennt, daß die in ihre Anteile aufgespaltene Schubkraft

$$S^1 = S_g^1 + S_p^1 = f_g G + f_p p_v l \quad (15)$$

sich formal in Abhängigkeit der sie verursachenden Gewichte darstellen läßt.

Anhand dieser Darstellung läßt sich anschaulich die Reduktion der Schubkräfte zeigen.

Nach Bild 23 wirkt nämlich der Vertikalanteil  $2S \sin \theta$  der in den beiden Seitenflächen wirkenden Schubkräfte  $2S$  dem Gewicht  $G$  und der Linienlast  $p_v l$  des abrutschenden Keils entgegen und muß davon abgezogen werden. Man erhält somit die gesuchten reduzierten Kräfte:

$$2S_{yg} = \frac{2}{3} \frac{Ka}{l} \tan \theta (G - 2S_{yg} \sin \theta \tan \varphi_{mob}) \quad (16)$$

$$2S_{yp} = \frac{2}{\pi} \frac{Ka}{l} \left( \ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta \right) (p_v l - 2S_{yp} \sin \theta \tan \varphi_{mob})$$

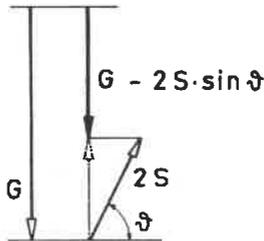


Bild 23: Reduktion der Vertikalkraft  $G$  oder  $p_v l$  zur Berechnung von  $S$

Hinsichtlich der Spannungen bedeutet dies über die Tiefe z eine Reduktion der Vertikalspannungen und somit auch der Normal- und Schubspannungen in den Seitenflächen.

Nach Auflösung ergeben sich die gesuchten reduzierten Kräfte in den Keil-Seitenflächen infolge Eigengewicht zu

$$2S_{yg} = \frac{\frac{2}{3} \frac{Ka}{l} \tan \theta G}{1 + \frac{2}{3} \frac{Ka}{l} \sin \theta \tan \theta \tan \varphi_{mob}} \quad (17)$$

und infolge Linienlast zu

$$2S_{yp}^{(B)} = \frac{\frac{2}{\pi} \frac{Ka}{l} (\ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta) p_v l}{1 + \frac{2}{\pi} \frac{Ka}{l} (\ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta) \sin \theta \tan \theta \tan \varphi_{mob}} \quad (17a)$$

Hinsichtlich der Spannungsverteilung in den Seitenflächen infolge der Linienlast sind auch vereinfachte Ansätze denkbar. Wenn z.B. ein konstant über die gesamte Seitenfläche verteilter Spannungsverlauf angenommen wird, erhält man

$$2S_{yp}^{(m)} = \frac{\frac{Ka}{l} \tan \theta p_v l}{1 + \frac{Ka}{l} \tan \theta \sin \theta \tan \theta \tan \varphi_{mob}} \quad (17b)$$

Für eine nach unten zunehmende, dreiecksförmige Spannungsverteilung erhält man

$$2S_{yp}^{(d)} = \frac{\frac{2}{3} \frac{Ka}{l} \tan \theta p_v l}{1 + \frac{2}{3} \frac{Ka}{l} \tan \theta \sin \theta \tan \theta \tan \varphi_{mob}} \quad (17c)$$

Zur Wahl der "richtigen" Schubspannungsverteilung in den Seitenflächen siehe Abschnitt 6.2 .

#### 4.2.2.3 Dimensionslose Darstellung der Gleichung

Somit sind alle Größen für eine ausgewählte Bruchkörpergeometrie bekannt. Durch Einsetzen in Glg.(6) erhält man -auf dimensionslose Form gebracht- die implizite Gleichung

$$\frac{\eta}{\tan \varphi} = \frac{Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4 + Z_5}{N_1 + N_2 - N_3} \quad (18)$$

mit

$$Z_1 = \frac{1}{2} \sin \theta$$

$$Z_2 = \frac{p}{a\gamma} \cos \theta ; \quad p = \frac{p_v}{a}$$

$$Z_3 = \frac{1}{2} \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma} \tan^2 \theta \sin \theta$$

$$Z_4 = \frac{\frac{1}{3} \frac{Ka}{l} \tan^2 \theta}{1 + \frac{2}{3} \frac{Ka}{l} \sin \theta \tan \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

$$Z_5^{(B)} = \frac{\frac{2}{\pi} \frac{Ka}{l} (\ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta) \frac{p}{a\gamma}}{1 + \frac{2}{\pi} \frac{Ka}{l} (\ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta) \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

$$Z_5^{(m)} = \frac{\frac{Ka}{l} \frac{p}{a\gamma} \tan \theta}{1 + \frac{Ka}{l} \tan \theta \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

$$Z_5^{(d)} = \frac{\frac{2}{3} \frac{Ka}{l} \frac{p}{a\gamma} \tan \theta}{1 + \frac{2}{3} \frac{Ka}{l} \tan \theta \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

(Für  $Z_5$  kann entsprechend dem hochgesetzten Index die Spannungsverteilung in den Seitenflächen des Rechenmodells wahlweise

nach BOUSSINESQ = (B)

konstant (gemittelt) = (m)

dreiecksförmig nach unten zunehmend = (d) angenommen werden).

$$N_1 = \frac{1}{2} \tan \vartheta \sin \vartheta$$

$$N_2 = \frac{P}{a \gamma} \sin \vartheta$$

$$N_3 = \frac{1}{2} \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma} \tan \vartheta \sin \vartheta$$

#### 4.2.2.4 Variation, Auswertung und Aufstellen von Lösungsdiagrammen

Da die Linienlast mit ihrem Abstand vorgegeben ist und sich am Lastangriffspunkt stets die potentielle Gleitfläche ausbildet, muß eine Variation nur noch über den Keilwinkel  $\vartheta$  bzw. die Bruchkörpertiefe  $t$  geführt werden. Die Variation von  $l$  liefert nämlich stets  $l = l_s$  als maßgebende Schlitzlänge. Um also den maßgebenden Keilwinkel  $\vartheta$  mit kleinster Sicherheit zu erhalten, ist

$$\frac{d \left( \frac{\eta}{\tan \vartheta} \right)}{d\vartheta} = 0$$

zu setzen.

In einer ersten Untersuchungsphase wurde diese Minimierung mit einem gemischten analytisch-numerischen Verfahren gelöst. Dabei wurde zunächst differenziert und die verbleibende implizite Gleichung mittels eines numerischen Nullstellenverfahrens gelöst. Da die zweiten Ableitungen zur Untersuchung der Minima und Maxima -aus Rechenzeitgründen- nicht herangezogen wurden, ergaben sich hierbei zunächst Schwierigkeiten. Im folgenden wurde dieses Vorgehen zugunsten eines numerischen Minimierungsverfahrens ohne Hinzuziehung von Ableitungen aufgegeben. Es zeigte sich bei gleichem Aufwand an Rechenzeit eine vergleichbare Genauigkeit, jedoch ohne die Nachteile der analytischen Differentialrechnung. Zur Bestimmung der zugehörigen Linienlast ist die Glg.(18) aufzulösen nach

$$\frac{P_V}{\gamma a^2} = \frac{\frac{1}{2} \sin \vartheta (\bar{z}_1 + \bar{z}_2) + \bar{z}_3}{\bar{N}_1 - \cos \vartheta - \bar{N}_2} \quad (19)$$

mit

$$\bar{Z}_1 = 1 - \tan \theta \frac{\eta}{\tan \varphi}$$

$$\bar{Z}_2 = \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma} \tan \theta \left( \tan \theta + \frac{\eta}{\tan \varphi} \right)$$

$$\bar{Z}_3 = \frac{\frac{1}{3} \frac{K a}{l} \tan^2 \theta}{1 + \frac{2}{3} \frac{K a}{l} \tan \theta \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

$$\bar{N}_1 = \sin \theta \frac{\eta}{\tan \varphi}$$

$$\bar{N}_2^{(B)} = \frac{\frac{2}{\pi} \frac{K a}{l} \left( \ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta \right)}{1 + \frac{2}{\pi} \frac{K a}{l} \left( \ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta \right) \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

$$\bar{N}_2^{(m)} = \frac{\frac{K a}{l} \tan \theta}{1 + \frac{K a}{l} \tan \theta \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

$$\bar{N}_2^{(d)} = \frac{\frac{2}{3} \frac{K a}{l} \tan \theta}{1 + \frac{2}{3} \frac{K a}{l} \tan \theta \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

Wie sich auch bei den Versuchen B3 und B7 gezeigt hat, kann bei großem Lastabstand Grundbruch maßgebend werden, ehe der Schlitz überhaupt zum Einsturz kommt. Wegen des kinematischen Modells, welches eine Grundbruchform nicht simulieren kann, ist deshalb die Sicherheit gegen Grundbruch in den Formeln nicht enthalten und stets gesondert (z.B. nach DIN 4017 oder nach GUSSMANN (1982)) nachzuweisen.

Die dimensionslose Linienlastkomponente  $p_v / \gamma a^2$  wurde in Abhängigkeit von  $Ka/l$  mit den Parametern  $\tan \theta / \eta$  für 4 verschiedene Wichten  $\gamma_{\text{sus}} / \gamma$  in Diagrammen (Bilder 24 bis 35) dargestellt, wobei noch nach BOUSSINESQ'scher (B), konstanter (m) und dreiecksförmiger (d) Spannungsverteilung in den Seitenflächen unterschieden ist. Die Sensibilität der Annahme dieser 3 verschiedenen

$$N_1 = \frac{1}{2} \tan \vartheta \sin \vartheta$$

$$N_2 = \frac{P}{a \gamma} \sin \vartheta$$

$$N_3 = \frac{1}{2} \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma} \tan \vartheta \sin \vartheta$$

#### 4.2.2.4 Variation, Auswertung und Aufstellen von Lösungsdiagrammen

Da die Linienlast mit ihrem Abstand vorgegeben ist und sich am Lastangriffspunkt stets die potentielle Gleitfläche ausbildet, muß eine Variation nur noch über den Keilwinkel  $\vartheta$  bzw. die Bruchkörpertiefe  $t$  geführt werden. Die Variation von  $l$  liefert nämlich stets  $l = l_g$  als maßgebende Schlitzlänge. Um also den maßgebenden Keilwinkel  $\vartheta$  mit kleinster Sicherheit zu erhalten, ist

$$\frac{d \left( \frac{\eta}{\tan \vartheta} \right)}{d \vartheta} = 0$$

zu setzen.

In einer ersten Untersuchungsphase wurde diese Minimierung mit einem gemischten analytisch-numerischen Verfahren gelöst. Dabei wurde zunächst differenziert und die verbleibende implizite Gleichung mittels eines numerischen Nullstellenverfahrens gelöst. Da die zweiten Ableitungen zur Untersuchung der Minima und Maxima -aus Rechenzeitgründen- nicht herangezogen wurden, ergaben sich hierbei zunächst Schwierigkeiten. Im folgenden wurde dieses Vorgehen zugunsten eines numerischen Minimierungsverfahrens ohne Hinzuziehung von Ableitungen aufgegeben. Es zeigte sich bei gleichem Aufwand an Rechenzeit eine vergleichbare Genauigkeit, jedoch ohne die Nachteile der analytischen Differentialrechnung. Zur Bestimmung der zugehörigen Linienlast ist die Glg.(18) aufzulösen nach

$$\frac{p_v}{\gamma a^2} = \frac{\frac{1}{2} \sin \vartheta (\bar{Z}_1 + \bar{Z}_2) + \bar{Z}_3}{\bar{N}_1 - \cos \vartheta - \bar{N}_2} \quad (19)$$

mit

$$\bar{z}_1 = 1 - \tan \theta \frac{\eta}{\tan \varphi}$$

$$\bar{z}_2 = \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma} \tan \theta \left( \tan \theta + \frac{\eta}{\tan \varphi} \right)$$

$$\bar{z}_3 = \frac{\frac{1}{3} \frac{K a}{l} \tan^2 \theta}{1 + \frac{2}{3} \frac{K a}{l} \tan \theta \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

$$\bar{N}_1 = \sin \theta \frac{\eta}{\tan \varphi}$$

$$\bar{N}_2^{(B)} = \frac{\frac{2}{\pi} \frac{K a}{l} \left( \ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta \right)}{1 + \frac{2}{\pi} \frac{K a}{l} \left( \ln \frac{1}{\cos^2 \theta} - \sin^2 \theta \right) \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

$$\bar{N}_2^{(m)} = \frac{\frac{K a}{l} \tan \theta}{1 + \frac{K a}{l} \tan \theta \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

$$\bar{N}_2^{(d)} = \frac{\frac{2}{3} \frac{K a}{l} \tan \theta}{1 + \frac{2}{3} \frac{K a}{l} \tan \theta \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta}}$$

Wie sich auch bei den Versuchen B3 und B7 gezeigt hat, kann bei großem Lastabstand Grundbruch maßgebend werden, ehe der Schlitz überhaupt zum Einsturz kommt. Wegen des kinematischen Modells, welches eine Grundbruchform nicht simulieren kann, ist deshalb die Sicherheit gegen Grundbruch in den Formeln nicht enthalten und stets gesondert (z.B. nach DIN 4017 oder nach GUSSMANN (1982)) nachzuweisen.

Die dimensionslose Linienlastkomponente  $p_v / \gamma a^2$  wurde in Abhängigkeit von  $Ka/l$  mit den Parametern  $\tan \varphi / \eta$  für 4 verschiedene Wichten  $\gamma_{\text{sus}} / \gamma$  in Diagrammen (Bilder 24 bis 35) dargestellt, wobei noch nach BOUSSINESQ'scher (B), konstanter (m) und dreiecksförmiger (d) Spannungsverteilung in den Seitenflächen unterschieden ist. Die Sensibilität der Annahme dieser 3 verschiedenen

Spannungsverteilungen wird aus den Diagrammen vor allem für Werte  $Ka/l > 1$  deutlich sichtbar. Ein Vergleich zwischen BOUSSINESQ'scher und konstanter Spannungsverteilung ergibt jedoch für relevante Bereiche

$$\frac{Ka}{l} < 0,5$$

$$\tan\varphi/\eta = 0,3 \text{ bis } 0,5$$

$$\gamma_{\text{sus}}/\gamma = 0,55$$

nur eine Abweichung von ca. 25%.

Welche der 3 Spannungsverteilungen für eine Anwendung in der Praxis am ehesten in Frage kommt, läßt sich aus einem Vergleich mit den Versuchen beantworten. Dort hat sich nämlich gezeigt, daß eine konstante Verteilung der aus der Auflast herrührenden Spannungen in den Seitenflächen die brauchbarsten Ergebnisse im Vergleich mit den Versuchen lieferte, wenn man als Erddruckbeiwert  $K = K_0$  zugrundelegt (s. auch Abschnitt 6.1).

Die BOUSSINESQ'sche und die dreiecksförmige Spannungsverteilung ergaben Erddruckbeiwerte  $K$ , die wesentlich größer als  $K_0$  waren.

Aus der Bedingung  $E_{\text{sus}} = E_{a,\text{mob}} \cdot f(\text{Schlitz})$

ergibt sich

$$\frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{\text{mob}}}{2}\right) = K_{a,\text{mob}} \quad (20)$$

(Beweis siehe Anhang)

Dieser Wert ist gleichzeitig die untere Grenze der Diagramme (Bilder 24 bis 35). Für  $p_v = 0$  erhält man nämlich  $t/l = 0$  und es folgt daraus die kritische Schlitzlänge  $l = \infty$  oder die kritische Schlitztiefe  $t = 0$ , d.h. es ergeben sich ebene Verhältnisse. Der Schlitz könnte dann unendlich lang ausgeführt werden (bei minimaler Sicherheit für  $t/l = 0$ ).

$$\frac{P_v}{\gamma a^2}$$

$$\frac{\gamma_{sus}}{\gamma} = 0.45$$

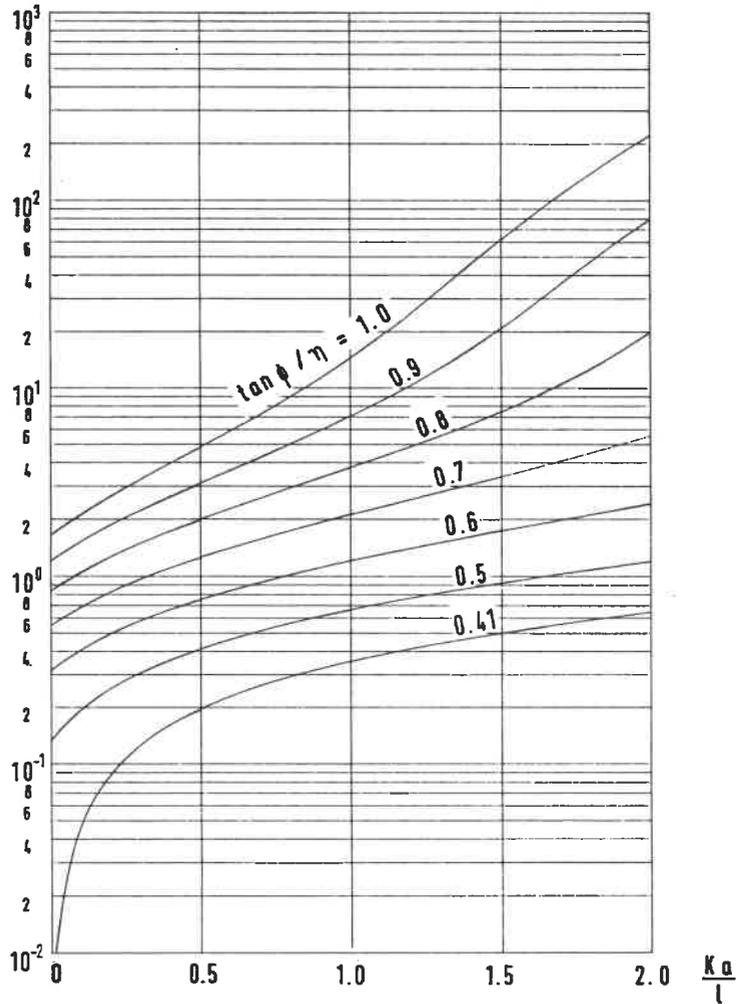


Bild 24: Lösungsdiagramm für Fall (B)

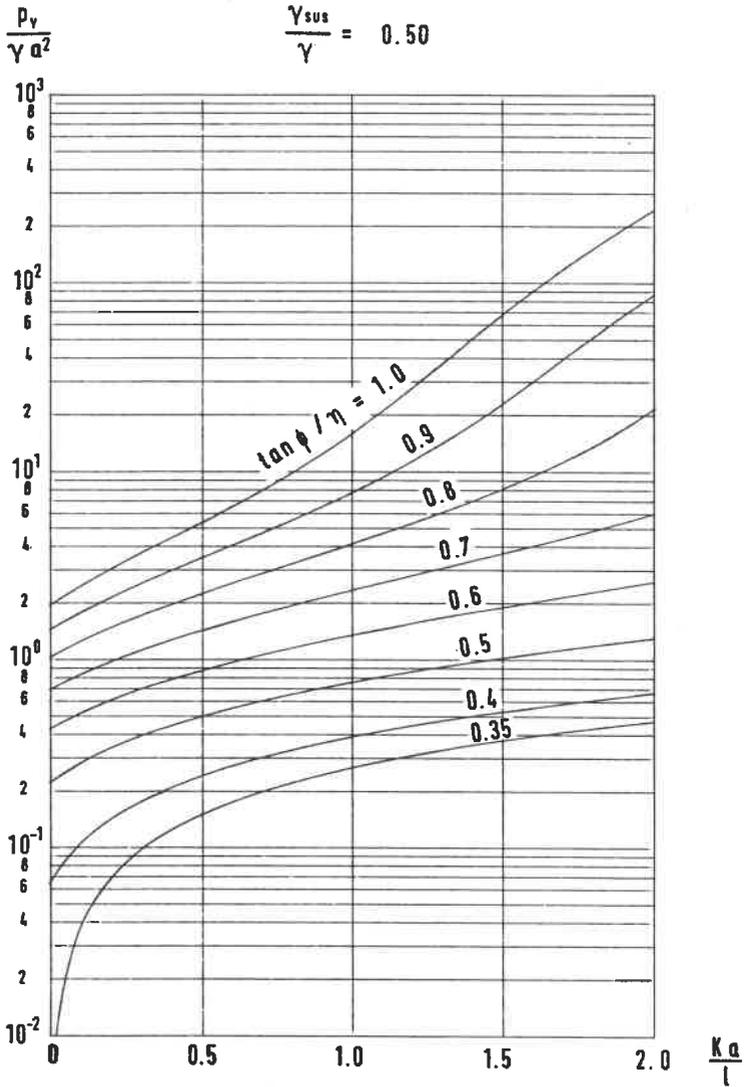


Bild 25: Lösungsdiagramm für Fall (B)

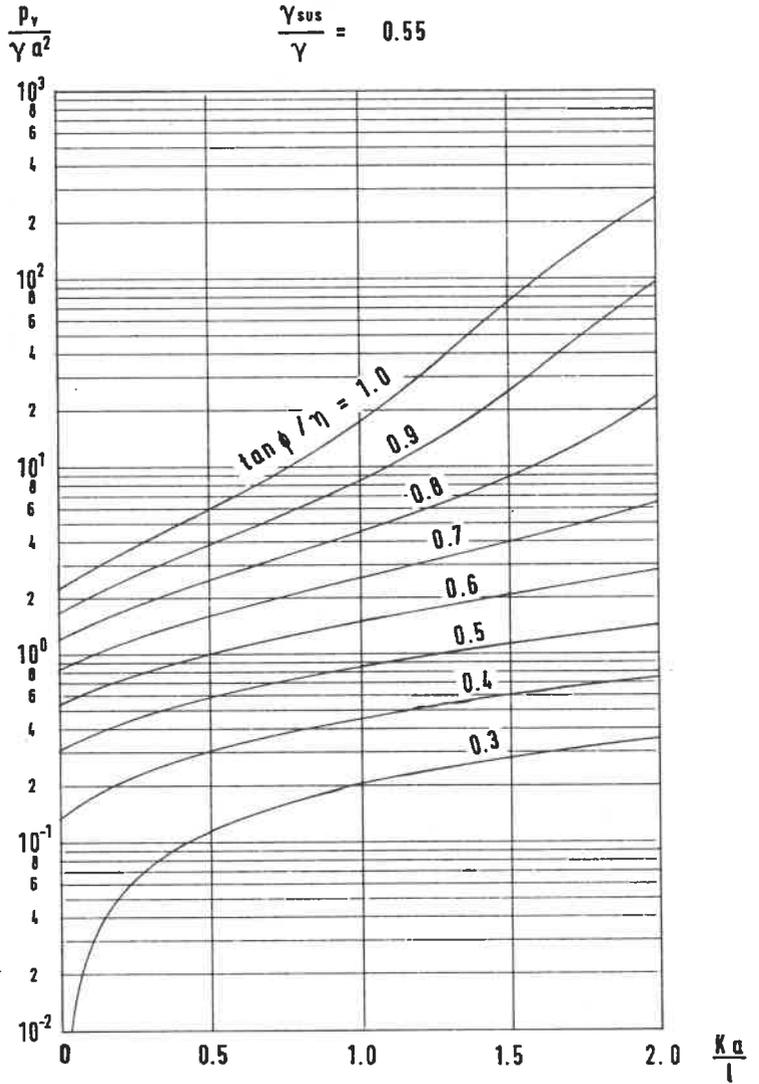


Bild 26: Lösungsdiagramm für Fall (B)

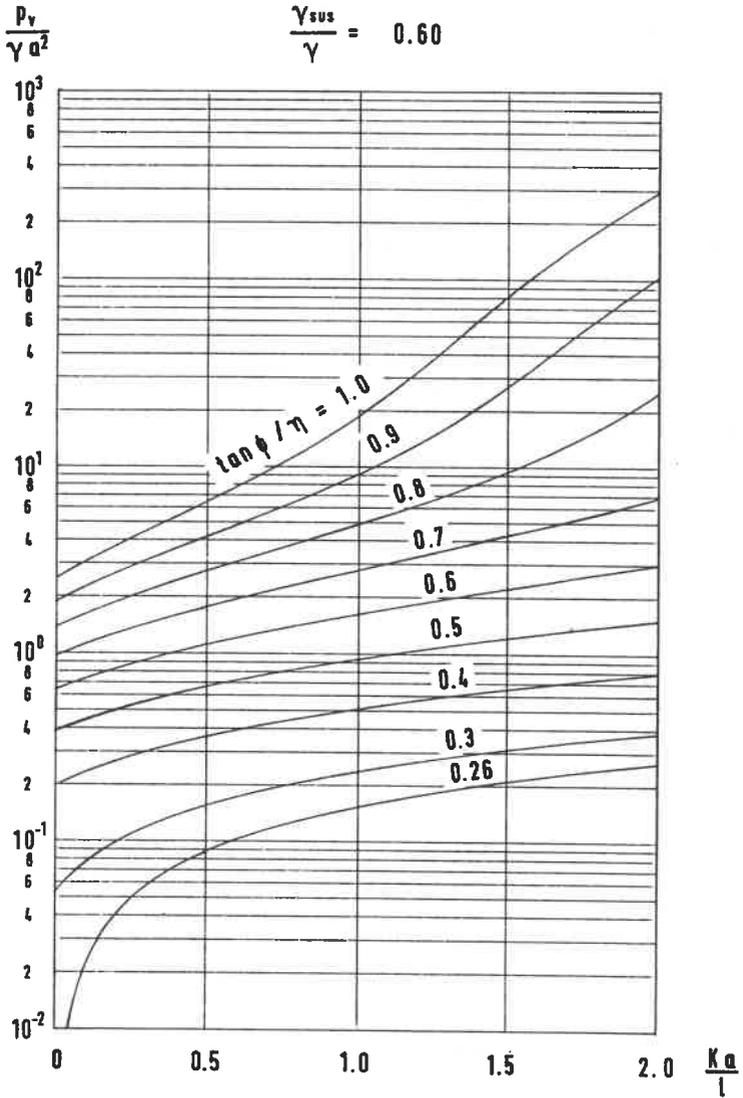


Bild 27: Lösungsdiagramm für Fall (B)

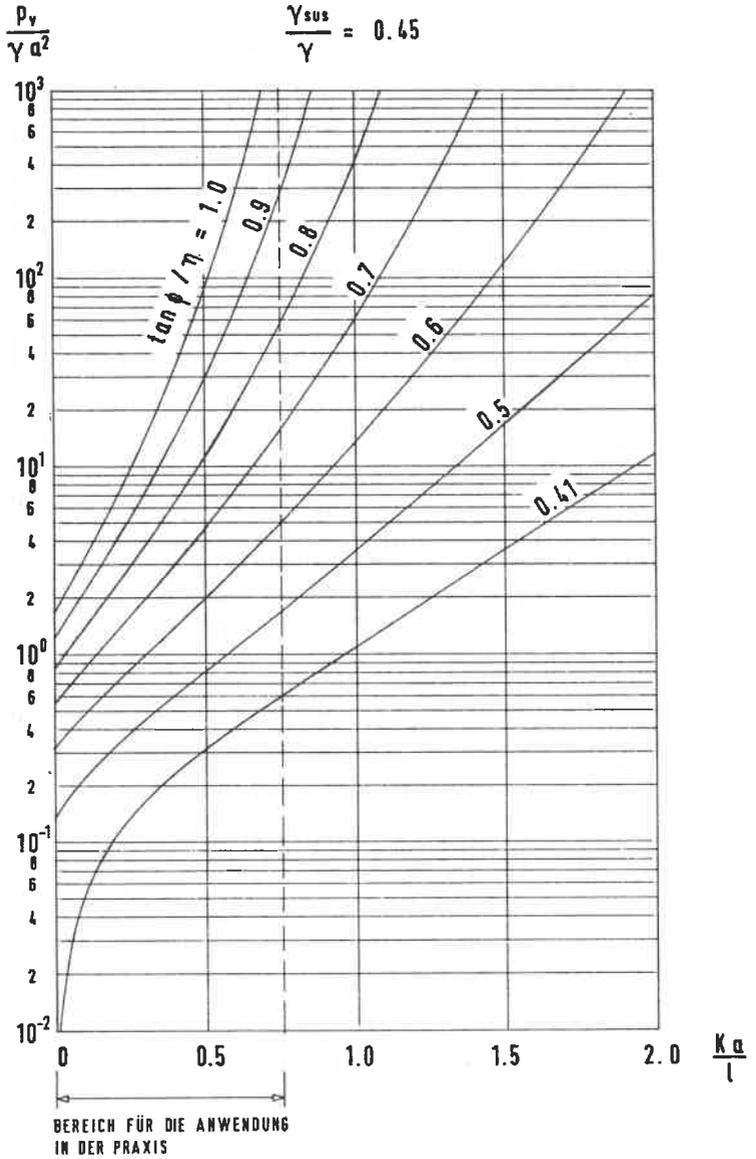


Bild 28: Lösungsdiagramm für Fall (m)

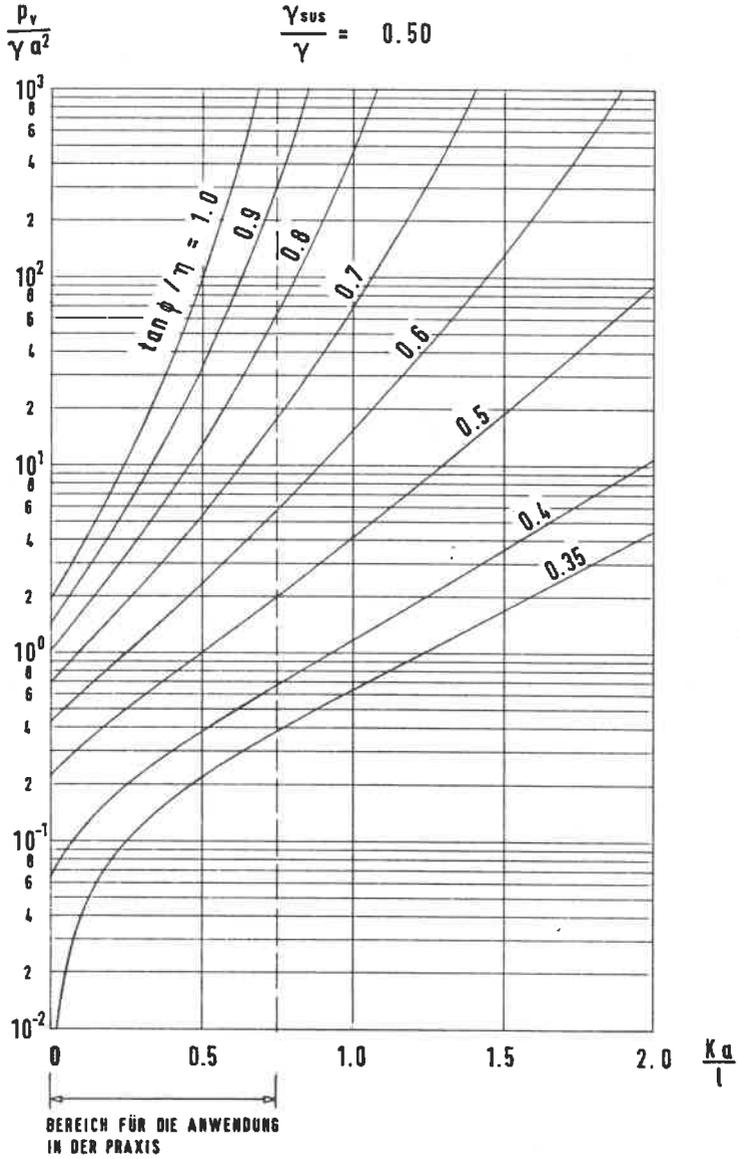


Bild 29: Lösungsdiagramm für Fall (m)

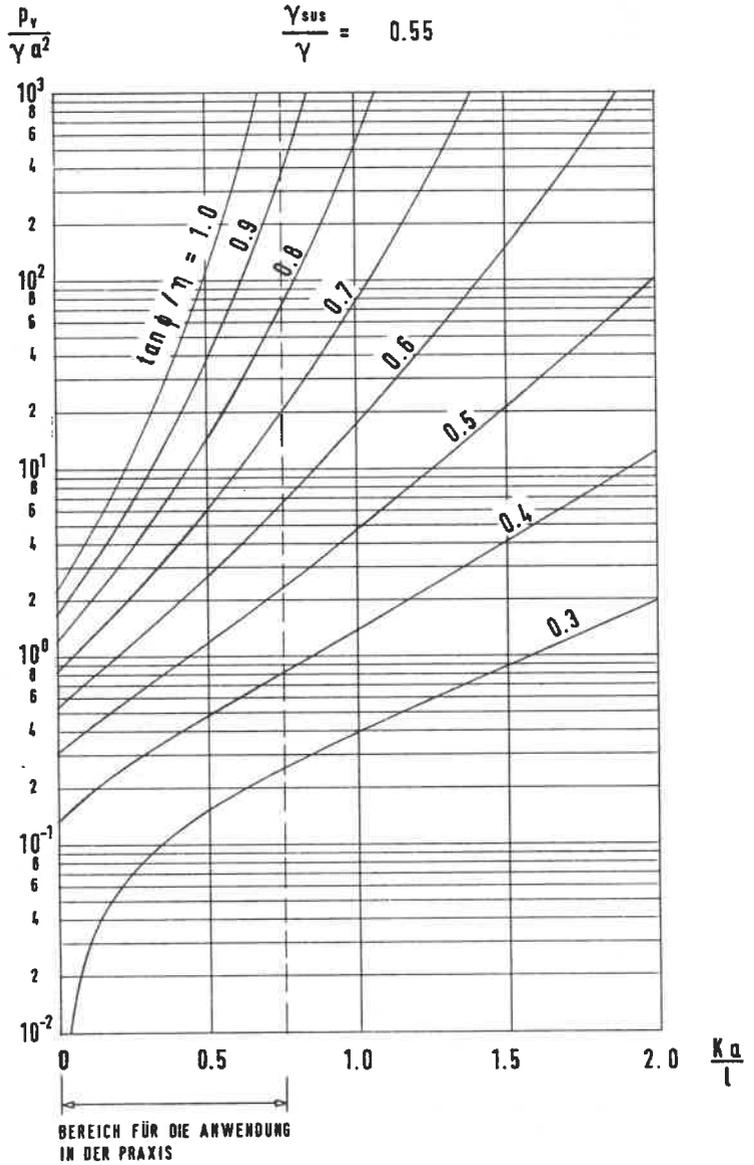


Bild 30: Lösungsdiagramm für Fall (m)

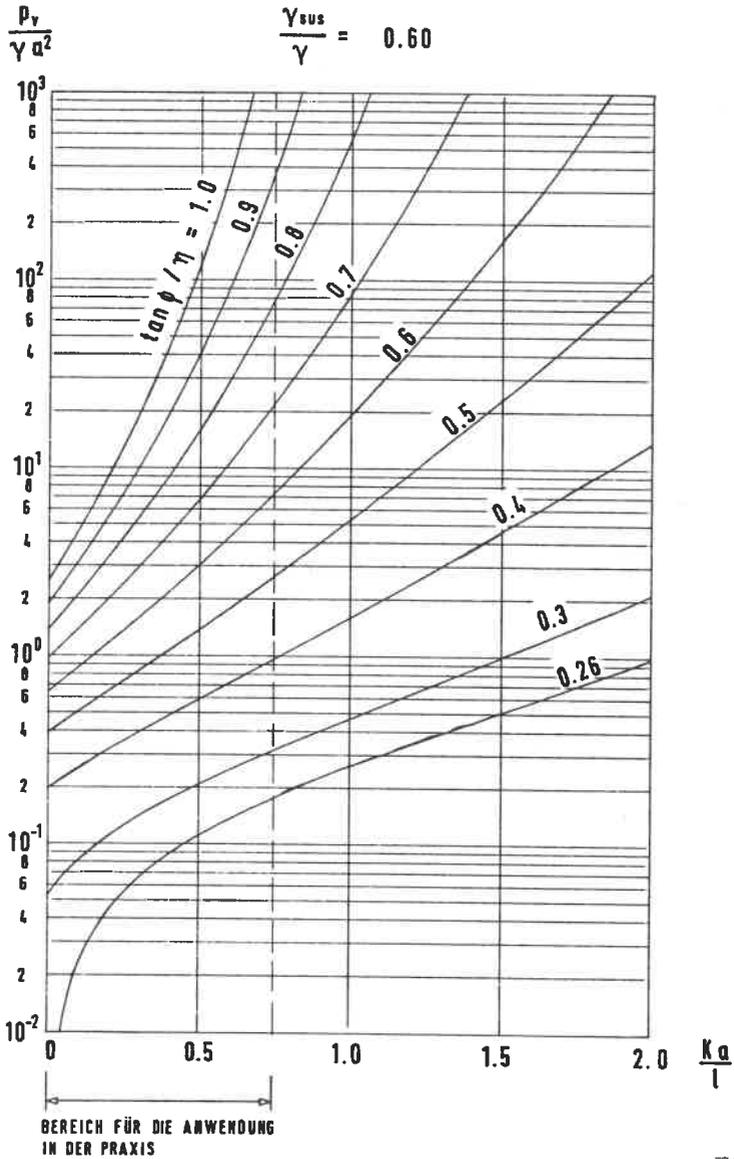


Bild 31: Lösungsdiagramm für Fall (m)

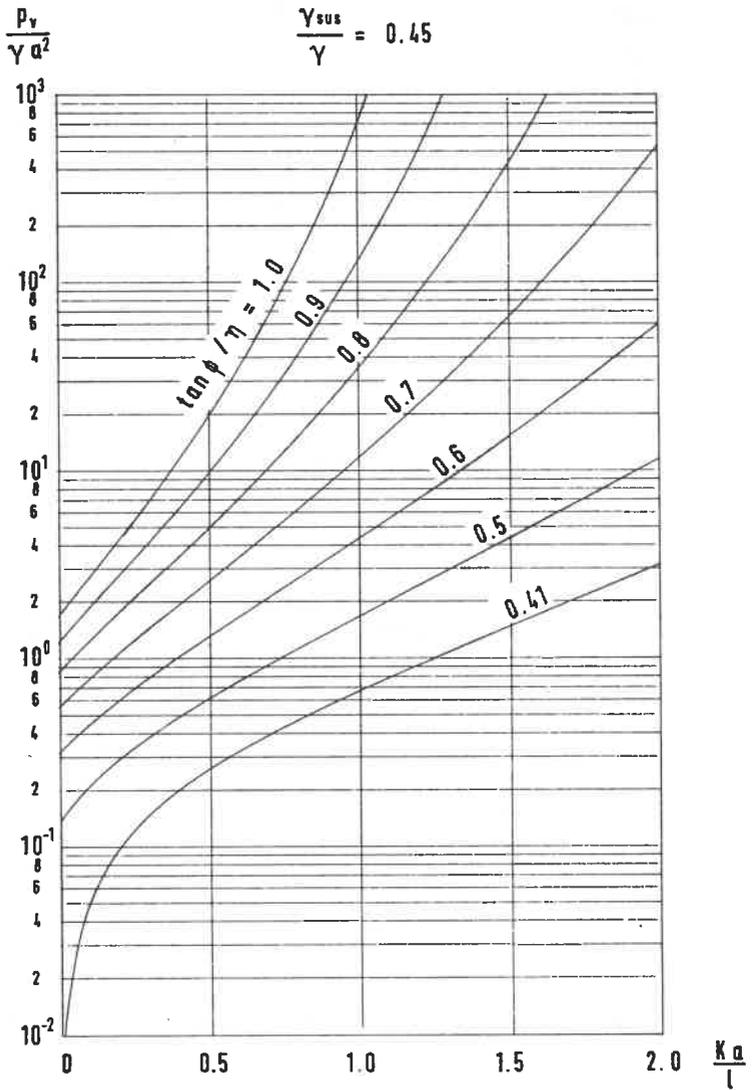


Bild 32: Lösungsdiagramm für Fall (d)

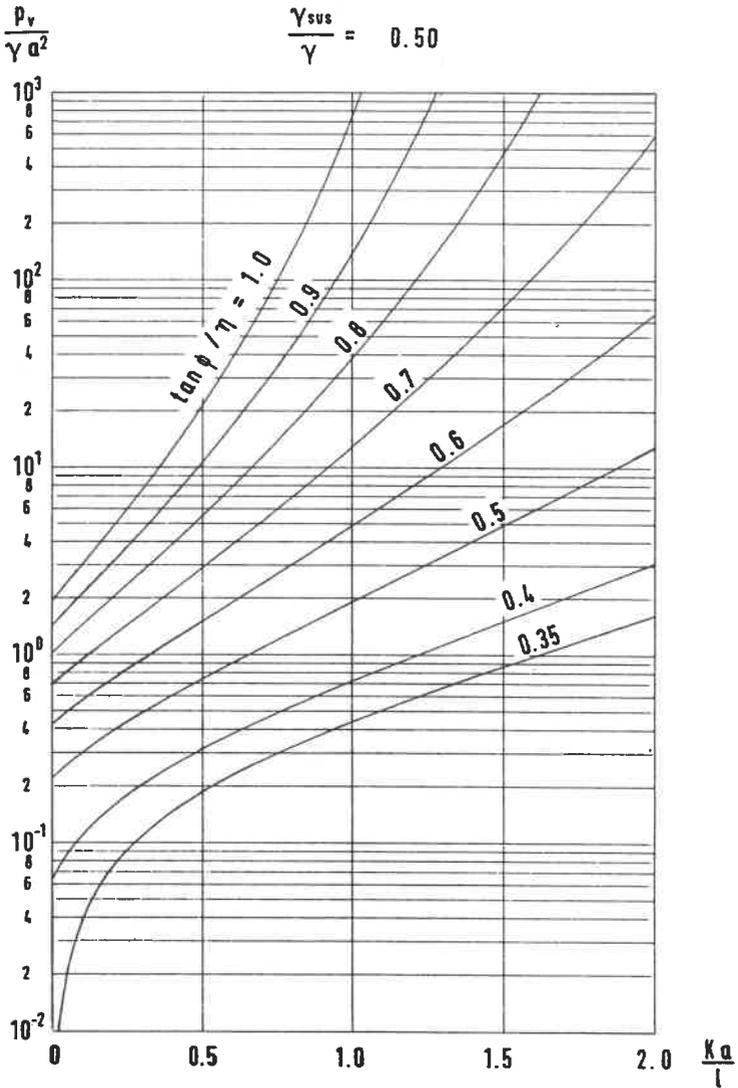


Bild 33: Lösungsdiagramm für Fall (d)

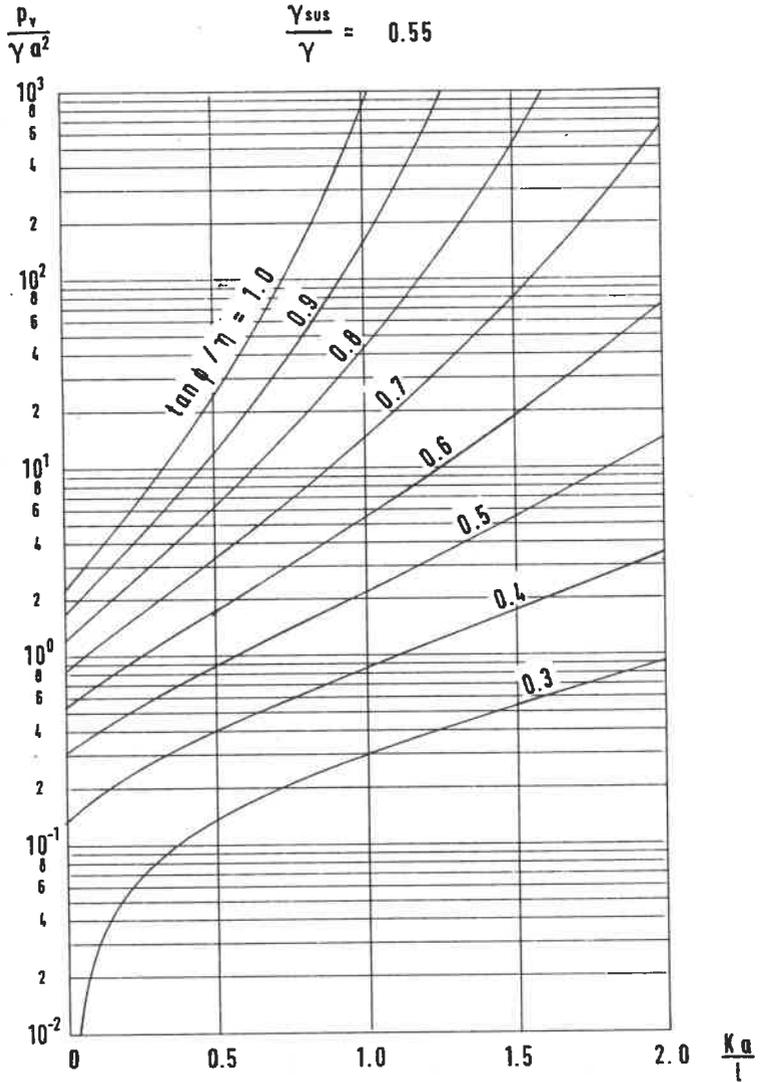


Bild 34: Lösungsdiagramm für Fall (d)

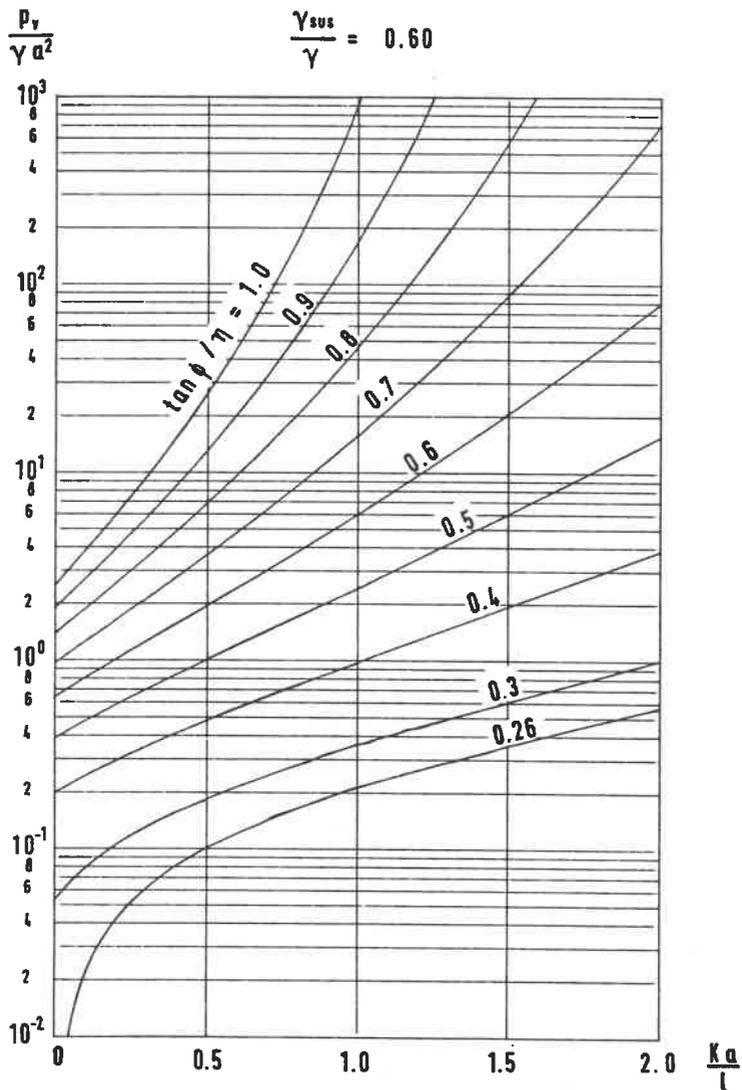


Bild 35: Lösungsdiagramm für Fall (d)

#### 4.2.3 Lastfall Eigengewicht und anstehendes Grundwasser

##### 4.2.3.1 Bruchkörpermodell

Der Lastfall Eigengewicht bei anstehendem Grundwasser wurde bereits von GUSSMANN/LUTZ (1981) vorab veröffentlicht. Der Vollständigkeit halber soll jedoch dieser Aufsatz hier nochmals aufgenommen werden.

Ausgehend von demselben räumlichen Bruchkörpermodell nach Abschnitt 4.2.2 werden nach Bild 36 die Länge und Tiefe der Schlitzlamelle mit  $l_s$  und  $t_s$ , die betrachtete Bruchkörperlänge und -tiefe mit  $l$  und  $t$  und der Keilwinkel mit  $\theta$  beibehalten. Die Höhe des anstehenden Wasserspiegels bis zur Keilunterkante wird mit  $t_w$  und das Restmaß bis zur Geländeoberkante mit  $w$  gekennzeichnet. Die Schlitzdicke  $d$  kann bei diesen im Verhältnis zur Schlitzlänge  $l_s$  kleinen Abmessungen wieder unberücksichtigt bleiben. Da die stützende Funktion der Suspension im Regelfall voll ausgenutzt werden sollte, wird der Suspensionspiegel immer bis zur Geländeoberkante angesetzt.

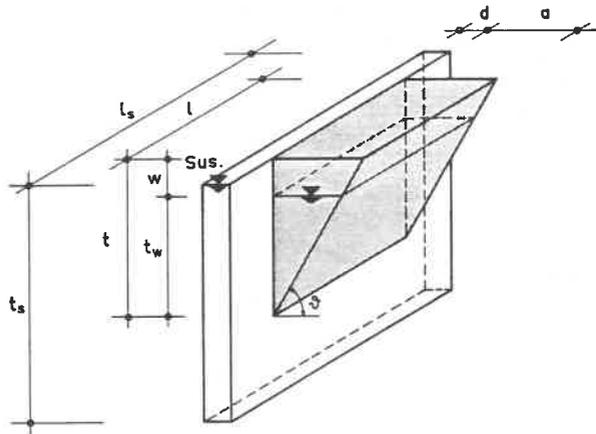


Bild 36: Geometrie des Schlitzes mit Bruchkörper für Eigengewicht und Grundwasser

Gemäß der Definition nach Glg.(1) wird wieder derjenige Bruchkörper hinsichtlich seiner angreifenden Kräfte maßgebend, bei dem die Sicherheit am kleinsten wird.

Mit den Bezeichnungen nach Bild 37 und den nach Abschnitt 4.2.2.1 getroffenen Annahmen erhält man zunächst

$$T = N' \tan \phi_{\text{mob}} = (N - U) \tan \phi_{\text{mob}} \quad (21)$$

$$S = S_y \tan \phi_{\text{mob}} \quad (22)$$

wobei N bzw. N' die totale bzw. effektive Normalkraft und U die Wasserdruckkraft auf die Unterseite bedeuten.

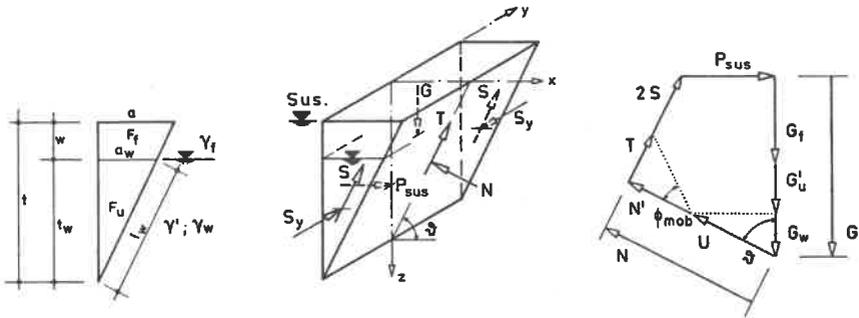


Bild 37: Kräfte am Bruchkeil, Krafteck

Aus dem Krafteck lassen sich durch Betrachtung in tangentialer und normaler Richtung die Gleichungen

$$T + 2S = G \sin \vartheta - P_{\text{sus}} \cos \vartheta \quad (23)$$

$$N' = G \cos \vartheta + P_{\text{sus}} \sin \vartheta - U \quad (24)$$

herleiten, wobei sich das Eigengewicht aus den drei Anteilen

$$G = G_f + G'_u + G_w \quad (25)$$

( $G_f$  = Gewicht oberhalb des GW-Spiegels

$G'_u$  = effektives Gewicht unterhalb des GW-Spiegels

$G_w$  = Wassergewicht unterhalb des GW-Spiegels)

zusammensetzt.

Außerdem ist aus dem Krafteck ersichtlich, daß die Vertikalkomponente  $U$  der Wasserdruckkraft -bis auf das Vorzeichen- dem Gewicht des Wassers im Keil-anteil unterhalb des Wasserspiegels entspricht, also

$$U_v = U \cos\vartheta = |G_w| \quad (26)$$

Wenn man die Glg. (21) und (22) in die Glg. (23) und (24) einsetzt, können die Kräfte  $N'$ ,  $T$  und  $S$  eliminiert werden und man erhält bei Berücksichtigung von (1) und (25) mit

$$\frac{\eta}{\tan\phi} = \frac{(G_f + G'_u) \cos\vartheta + G_w \left(\cos\vartheta - \frac{1}{\cos\vartheta}\right) + P_{sus} \sin\vartheta + 2S_y}{(G_f + G'_u + G_w) \sin\vartheta - P_{sus} \cos\vartheta} \quad (27)$$

eine Gleichung, die formal der Gln. (6) entspricht. Die angreifenden Kräfte betragen:

$$\begin{aligned} G_f &= F_f \gamma_f l \\ F_f &= \frac{a + a_w}{2} w \\ G'_u &= F_u \gamma' l \\ F_u &= \frac{1}{2} t_w a_w \\ G_w &= F_u \gamma_w l \\ U &= \frac{1}{2} \gamma_w t_w l_w l = \frac{1}{2} \gamma_w t_w \frac{a_w}{\cos\vartheta} l = \frac{G_w}{\cos\vartheta} \\ P_{sus} &= \frac{1}{2} t^2 \gamma_{sus} l = \frac{1}{2} \gamma_{sus} l (t_w + w)^2 \end{aligned} \quad (28)$$

Unbekannt ist wiederum nur noch die Kraft  $S_y$ .

#### 4.2.3.2 Ansatz der Schubkräfte in den Seitenflächen

Ausgehend von einer linearen Vertikalspannungsverteilung nach Bild 38 mit

$$\begin{aligned} \sigma_{zz}^1 &= \gamma_f z && \text{für } 0 \leq z \leq w \\ \sigma_{zz}^1 &= \gamma_f z + \gamma' (z - w) && \text{für } w \leq z \leq t \end{aligned} \quad (29)$$

werden die dazu senkrechten effektiven Spannungen errechnet zu

$$\sigma_{yy}^1 = K \sigma_{zz}^1 \quad (30)$$

wobei für K wieder der Ruhedruckbeiwert  $K_0$  gemäß Glg.(10) angesetzt wird. (Der hochgesetzte Index 1 soll wieder die noch nicht reduzierten Spannungen kennzeichnen).

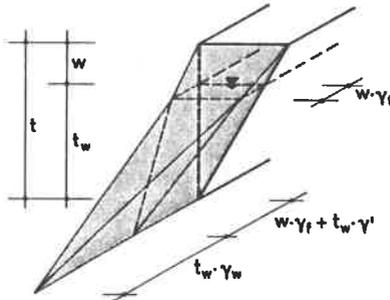


Bild 38: Linear angesetzte Spannungsverteilung über die Seitenfläche

Nach Aufspaltung der Normalkraft  $S_y$  in die oberhalb und unterhalb des Grundwasserspiegels wirkenden Anteile

$$S_y = S_{yf} + S'_{yu} \quad (31)$$

erhält man

$$S_{yf}^1 = \int_F \sigma_{YY}^1 dF = K \int_F \sigma_{zz}^1 dF = \frac{1}{3} \frac{K w}{l} \left( 1 + \frac{t_w}{2t_w + w} \right) G_f \quad (32)$$

$$S_{yu}^1 = \int_F \sigma_{YY}^1 dF = K \int_F \sigma_{zz}^1 dF = \frac{1}{3} \frac{K w}{l} \left( \frac{t_w}{w} + 3 \frac{\gamma_f}{\gamma'} \right) G_u'$$

Nach der bereits in Abschnitt 4.2.2.2 erklärten Reduktion ergeben sich die gesuchten reduzierten Kräfte aus den Gleichungen

$$\begin{aligned} 2 S_{yf} &= \frac{2}{3} \frac{K w}{l} \left( 1 + \frac{t_w}{2t_w + w} \right) (G_f - 2 S_{yf} \tan \phi_{mob} \sin \theta) \\ 2 S_{yu}' &= \frac{2}{3} \frac{K w}{l} \left( \frac{t_w}{w} + 3 \frac{\gamma_f}{\gamma'} \right) (G_u' - 2 S_{yu}' \tan \phi_{mob} \sin \theta) \end{aligned} \quad (33)$$

und nach deren Auflösung zu

$$\begin{aligned} 2 S_{yf} &= \frac{\frac{2}{3} \frac{K w}{l} \left( 1 + \frac{t_w}{2t_w + w} \right) G_f}{1 + \frac{2}{3} \frac{K w}{l} \left( 1 + \frac{t_w}{2t_w + w} \right) \tan \phi_{mob} \sin \theta} \\ 2 S_{yu}' &= \frac{\frac{2}{3} \frac{K w}{l} \left( \frac{t_w}{w} + 3 \frac{\gamma_f}{\gamma'} \right) G_u'}{1 + \frac{2}{3} \frac{K w}{l} \left( \frac{t_w}{w} + 3 \frac{\gamma_f}{\gamma'} \right) \tan \phi_{mob} \sin \theta} \end{aligned} \quad (34)$$

Damit sind alle Größen für die Sicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes mit anstehendem Grundwasser gemäß Glg.(27) ermittelt.

#### 4.2.3.3 Variation, Auswertung und Aufstellen von Lösungsdiagrammen

Vor Durchführung der Variation sollten noch 2 Sonderfälle besonders betrachtet werden:

- a) Kein Wasser ( $t_w = 0$ ;  $t = w$ )
- b) Grundwasser bis Oberkante Schlitz ( $w = 0$ ;  $t = t_w$ )

Im Fall a folgt aus Glg.(27) zunächst

$$\frac{\eta}{\tan\phi} = \frac{\cos\vartheta + \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma_f} \sin\vartheta \tan\vartheta + \frac{\frac{2}{3} \frac{K t}{l}}{1 + \frac{2}{3} \frac{K t}{l} \sin\vartheta \frac{\tan\phi}{\eta}}}{\left(1 - \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma_f}\right) \sin\vartheta} \quad (35a)$$

Im Fall b ergibt sich

$$\frac{\eta}{\tan\phi} = \frac{\cos\vartheta + \frac{\gamma_{\text{sus}} - \gamma_w}{\gamma'} \sin\vartheta \tan\vartheta + \frac{\frac{2}{3} \frac{K t}{l}}{1 + \frac{2}{3} \frac{K t}{l} \sin\vartheta \frac{\tan\phi}{\eta}}}{\left(1 - \frac{\gamma_{\text{sus}} - \gamma_w}{\gamma'}\right) \sin\vartheta} \quad (35b)$$

Da die gesamte Geometrie zu variieren ist, um die kleinste Sicherheit zu finden, ist in beiden Fällen der Grenzwert für die Bruchkörperlänge  $l = \infty$ , da der mit  $1/l$  behaftete Term bei jedem Keilwinkel einen positiven Beitrag leisten würde. Für diesen Fall folgt aus Glg.(35a) und (35b)

$$\frac{\eta}{\tan\phi} = \frac{\cot\vartheta + \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma_f} \tan\phi}{1 - \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma_f}} \quad (36a)$$

$$\frac{\eta}{\tan\phi} = \frac{\cot\vartheta + \frac{\gamma_{\text{sus}} - \gamma_w}{\gamma'} \tan\phi}{1 - \frac{\gamma_{\text{sus}} - \gamma_w}{\gamma'}} \quad (36b)$$

Um nun den maßgebenden Keilwinkel zu finden, muß die Sicherheit zu einem Minimum werden:

$$\frac{d}{d\vartheta} \left( \frac{\eta}{\tan\phi} \right) = 0 \quad (37)$$

Man erhält nach einiger Rechnung

$$\tan^2\vartheta_{(a)} = \frac{\gamma_f}{\gamma_{sus}} \quad (38a)$$

$$\tan^2\vartheta_{(b)} = \frac{\gamma'}{\gamma_{sus} - \gamma_w} \quad (38b)$$

und damit aus Glg.(36) und (1)

$$\frac{\gamma_{sus}}{\gamma_f} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{mob(a)}}{2} \right) = K_{a(a)} \quad (39a)$$

$$\frac{\gamma_{sus} - \gamma_w}{\gamma'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{mob(b)}}{2} \right) = K_{a(b)} \quad (39b)$$

bzw. die inverse Auflösung

$$\phi_{mob(a)} = 2 \left( \frac{\pi}{4} - \arctan \sqrt{\frac{\gamma_{sus}}{\gamma_f}} \right) \quad (40a)$$

$$\phi_{mob(b)} = 2 \left( \frac{\pi}{4} - \arctan \sqrt{\frac{\gamma_{sus} - \gamma_w}{\gamma'}} \right) \quad (40b)$$

#### 4.2.3.4 Dimensionslose Darstellung der Gleichung

Für die Auswertung und Darstellung der Ergebnisse in Diagrammen ist es vorteilhaft, die Glg.(27) auf eine dimensionslose Form zu bringen.

Mit den Abkürzungen

$$\tau_w = \frac{w}{t} \quad \text{bzw.} \quad \frac{t}{w} = \frac{1 + \tau_w}{\tau_w} \quad (41)$$

und den Kenngrößen

$$\frac{\eta}{\tan\phi} ; \quad \frac{K w}{l} ; \quad \frac{Y'}{Y_f} ; \quad \frac{Y_w}{Y_f} ; \quad \frac{Y_{sus}}{Y_f}$$

kann Glg.(27) unter Beachtung der anderen Gleichungen umgeformt werden, und es ergibt sich die implizite Gleichung

$$\frac{\eta}{\tan\phi} = \frac{\hat{z}_1 + \hat{z}_2 + \hat{z}_3 + \hat{z}_4 + \hat{z}_5}{\hat{N}_1 - \hat{N}_2} \quad (42)$$

mit

$$\hat{z}_1 = \left( \tau_w^2 + 2\tau_w + \frac{Y'}{Y_f} \right) \cos\theta$$

$$\hat{z}_2 = \frac{Y_w}{Y_f} \left( \cos\theta - \frac{1}{\cos\theta} \right)$$

$$\hat{z}_3 = \frac{Y_{sus}}{Y_f} (1 + \tau_w)^2 \sin\theta \tan\phi$$

$$\hat{z}_4 = \frac{\frac{2}{3} \frac{K w}{l} (\tau_w + 3) \tau_w}{1 + \frac{2}{3} \frac{K w}{l} \frac{\tau_w + 3}{\tau_w + 2} \sin\theta \frac{\tan\phi}{\eta}}$$

$$\hat{z}_5 = \frac{\frac{2}{3} \frac{K w}{l} \left( 1 + 3 \frac{Y_f}{Y'} \tau_w \right) \frac{Y'}{Y_f}}{\tau_w + \frac{2}{3} \frac{K w}{l} \left( 1 + 3 \frac{Y_f}{Y'} \tau_w \right) \sin\theta \frac{\tan\phi}{\eta}}$$

$$\hat{N}_1 = \left( \tau_w^2 + 2\tau_w + \frac{Y'}{Y_f} + \frac{Y_w}{Y_f} \right) \sin\theta$$

$$\hat{N}_2 = \frac{Y_{sus}}{Y_f} (1 + \tau_w)^2 \sin\theta$$

Die weitere Auswertung erfolgt am zweckmäßigsten wieder numerisch mit einem Rechenprogramm.

Durch Vorgabe eines Startwertes und rekursives Einsetzen kann die implizite Glg.(27) bezüglich  $\eta/\tan \varphi$  nach wenigen Rechenschritten abgebrochen werden, da die Konvergenz sehr gut ist. Außerdem ist der Keilwinkel  $\theta$  bei festem  $t$  bzw.  $\tau_w$  so lange zu variieren, bis das Minimum der Sicherheit gefunden ist. Übergeordnet wird die Variation über die Bruchkörpertiefe  $t$  durchgeführt, um auch hier das Minimum zu finden. Die Variation hinsichtlich der Bruchkörperlänge  $l$  ist trivial, denn es ergibt sich stets für  $l = l_g$  ein Minimum der Sicherheit.

Da im allgemeinen die maßgebende Bruchkörpertiefe  $t$  kleiner als die endgültige Schlitztiefe  $t_g$  ist, muß somit im Bereich  $0 \leq t \leq t_g$  variiert werden, um die für die Bemessung maßgebende kleinste Sicherheit zu finden.

Es genügt also nicht, allein nur einen Nachweis für den Endzustand zu führen, wenn bereits in einem Bauzustand vorher eine kleinere Sicherheit für die Bemessung maßgebend wird.

Die endgültige Schlitztiefe hat nur dann eine Auswirkung auf die Sicherheit, wenn die kritische Schlitztiefe größer als die endgültige ist. Die Beachtung dieses Unterschiedes zwischen Schlitztiefe  $t_g$  und maßgebender Bruchkörpertiefe  $t$  ist außerordentlich wichtig.

Die Werte  $\tan \varphi / \eta$  und zugehöriges  $\tau_w = w/t_w$  in Abhängigkeit des Beiwertes  $K_w/l$  wurden in Diagrammen (Bilder A27 bis A30) dargestellt. Wegen der großen Anzahl der Parameter mußte man sich bei der Auswahl der Boden- und Suspensionswichten auf jeweils 4 Parametergruppen, die jedoch die in der Praxis vorkommenden Bodenkennwerte vollkommen abdecken, beschränken.

Die Anwendung der Lösungsdiagramme soll anhand eines Beispiels gezeigt werden. Mit folgenden vorgegebenen Werten

Schlitzlänge	$l$	= 2,50 m
Scherwinkel des Bodens	$\varphi$	= 30°
Wichte des feuchten Bodens	$\gamma$	= 22,2 kN/m <sup>3</sup>
Wichte unter Auftrieb	$\gamma'$	= 12,8 kN/m <sup>3</sup>
Wichte der Suspension	$\gamma_{sus}$	= 11 kN/m <sup>3</sup>
Wichte des Wassers	$\gamma_w$	= 10 kN/m <sup>3</sup>

erhält man nach Bild A29, obere Parametergruppe, zunächst für  $\tan\varphi/\eta = 0,41$  aus der Kurve  $\gamma_{\text{sus}}/\gamma_w = 1,1$  den Wert  $Kw/l = 0,27$ . Hieraus kann  $w_{\text{zul}} = 1,35$  m bestimmt werden. Aus dem rechten Diagramm ergibt sich dann mit  $w/t_w = 0,147$  m die zugehörige, kritische Bruchkörpertiefe  $t = 10,5$  m.

Der Sonderfall "ohne Grundwasser" ist stets nach Glg.(40a) und (1) nachzuweisen, da dieser maßgebend werden kann.

#### 4.2.3.5 Vergleich mit anderen Berechnungs-Verfahren

Für den Lastfall Eigengewicht ohne Grundwasser ( $t_w = 0$  bzw.  $t = w$ ) zeigt Bild 39 einen Vergleich mit den Verfahren nach HUDER, PRATER und WALZ. Hierzu wurde die Gleichung (35a) dimensionslos über den Wichten und den Schlitzabmessungen für das Beispiel  $K = K_0$  und  $\varphi = 30^\circ$  aufgetragen. Man erkennt gute Übereinstimmung mit dem Verfahren nach WALZ, wogegen für die Größen von HUDER die kleinere und von PRATER die größere Sicherheit erhalten wird. Bei PRATER zeigt sich durch das lineare Anwachsen der seitlichen Schubspannungen ab einer gewissen Bruchkörpertiefe, daß die Schubkräfte stets die aktiven Kräfte überwiegen und so das Ergebnis nicht mehr brauchbar erscheint.

Bei Bild 39 ist jedoch zu beachten, daß alle Kurven nur für einen einzigen Punkt, nämlich für  $n = 2t/l = 0$ , praktische Bedeutung haben, denn dieser liefert die kleinste Sicherheit (vgl. Abschnitt 4.2.2.4, letzter Absatz).

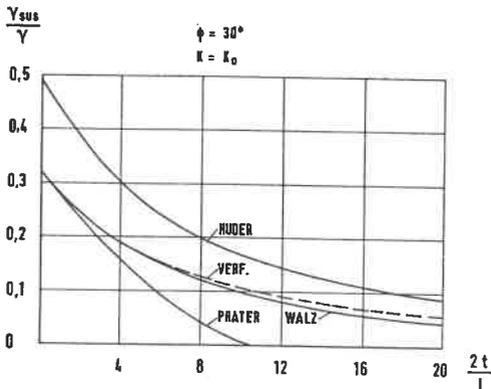


Bild 39: Vergleich mit anderen Berechnungs-Verfahren  
(für Lastfall Eigengewicht ohne Grundwasser)

4.2.4 Lastfall Eigengewicht, Linienlast neben dem Schlitz und Grundwasser

4.2.4.1 Dimensionslose Darstellung der Gleichung

Unter Beachtung der Glg.(6) und (27) ergibt sich nach Bild 40 allgemein:

$$\frac{\eta}{\tan \varphi} = \frac{(G_f + G'_u + p_v) \cos \theta + G_w \left( \cos \theta - \frac{1}{\cos \theta} \right) + P_{\text{sus}} \sin \theta + 2(S_{ygf} + S'_{ygu} + S_{yp})}{(G_f + G'_u + G_w + p_v) \sin \theta - P_{\text{sus}} \cos \theta}, \quad (43)$$

wobei die seitlichen Kräfte  $S_y$  analog Glg.(34) und (17b) definiert sind.

Nach dem Einsetzen aller bereits früher bestimmten Unbekannten, erhält man dann leicht die Gleichung für die Sicherheit eines Schlitzes mit Linienlast und anstehendem Grundwasser zu

$$\frac{\eta}{\tan \varphi} = \frac{Z_1^* + Z_2^* + Z_3^* + Z_4^* + Z_5^* + Z_6^* + Z_7^*}{N_1^* + N_2^* + N_3^*} \quad (44)$$

mit

$$Z_1^* = \left[ \left( 1 + \frac{2}{\tau_w} \right) + \frac{\gamma'_f}{\gamma_f} \frac{1}{\tau_w^2} \right] \cos \theta$$

$$Z_2^* = \frac{\gamma_w}{\gamma_f} \frac{1}{\tau_w^2} \left( \cos \theta - \frac{1}{\cos \theta} \right)$$

$$Z_3^* = \frac{2p_v}{\gamma_f w^2} \sin \theta$$

$$Z_4^* = \left( 1 + \frac{1}{\tau_w} \right)^2 \frac{\gamma_{\text{sus}}}{\gamma_f} \sin \theta \tan \theta$$

$$Z_5^* = \frac{\frac{2}{3} \frac{Kw}{l} (\tau_w + 3) \frac{1}{\tau_w}}{1 + \frac{2}{3} \frac{Kw}{l} \sin \theta \frac{\tan \varphi}{\eta} \frac{\tau_w + 3}{\tau_w + 2}}$$

$$Z_6^* = \frac{\frac{2}{3} \frac{Kw}{l} (1 + 3 \frac{\gamma_f}{\gamma'} \tau_w) \frac{\gamma' l}{\gamma_f \tau_w^2}}{\tau_w + \frac{2}{3} \frac{Kw}{l} (1 + 3 \frac{\gamma_f}{\gamma'} \tau_w) \sin \theta} \frac{\tan \varphi}{\eta}$$

$$Z_7^* = \frac{2 p_v K a}{\gamma_f w^2 l} \frac{\tan^2 \theta}{1 + \frac{K a}{l} \tan \theta \sin \theta} \frac{\tan \theta}{\eta} \quad \text{(für konstante Spannungsverteilung in den Seitenflächen infolge } p_v)$$

$$N_1^* = \left[ \left(1 + \frac{2}{\tau_w}\right) + \frac{\gamma' + \gamma_w}{\gamma_f} \frac{l}{\tau_w} \right] \sin \theta$$

$$N_2^* = \frac{2 p_v}{\gamma_f w^2} \sin \theta \tan \theta$$

$$N_3^* = \left(1 + \frac{l}{\tau_w}\right)^2 \frac{\gamma_{sus}}{\gamma_f} \sin \theta$$

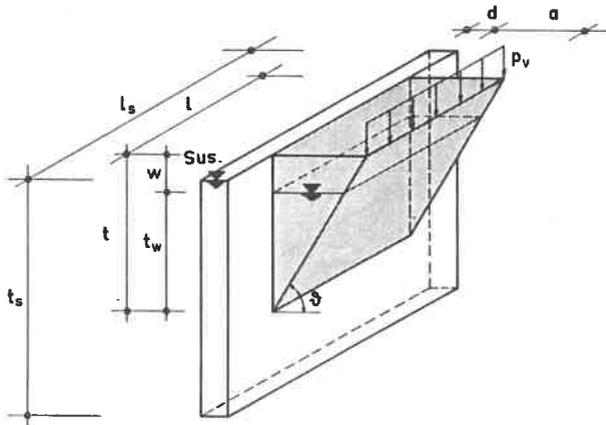


Bild 40: Geometrie des Schlitzes mit Bruchkörper für Eigengewicht, Linienlast und Grundwasser

#### 4.2.4.2 Beispiel

Für den Lastfall Eigengewicht, anstehendes Grundwasser und Linienlast ist die Auswertung der Glg. (43) bzw. (44) in Diagrammen wegen der großen Anzahl von Parametern nicht mehr möglich. Die Berechnung der Standsicherheit wurde deshalb für einen Kleinrechner programmiert und anhand eines Beispiels ausgewertet.

Nach Vorwahl der Bruchkörpertiefe  $t$  und des Lastabstandes  $a$  vom Schlitz mit nachfolgender Variation des Gleitflächenwinkels  $\theta$  läßt sich die Sicherheit des entsprechenden Bruchkörpers ermitteln.

Als Beispiel wird ein Schlitz mit folgenden gegebenen Größen gewählt:

Schlitzlänge	$l$	= 2,50 m
Lastabstand vom Schlitz	$a$	= 2,00 m
Linienlast	$p_v$	= 50 kN/m
Scherwinkel des Bodens	$\varphi$	= 30°
Wichte des feuchten Bodens	$\gamma$	= 22,2 kN/m <sup>3</sup>
Wichte unter Auftrieb	$\gamma'$	= 12,8 kN/m <sup>3</sup>
Wichte der Suspension	$\gamma_{\text{SUS}}$	= 11 kN/m <sup>3</sup>
Wichte des Wassers	$\gamma_w$	= 10 kN/m <sup>3</sup>

Mit diesen Werten wurden die minimalen Sicherheiten für verschiedene gewählte Wassertiefen ermittelt und in Bild 41 dargestellt.

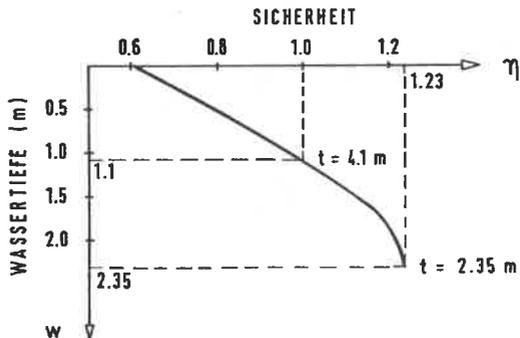


Bild 41: Sicherheit bei verschiedenen Wasserständen für das Beispiel

Für den Wasserstand  $w = 1,1$  m ergibt sich eine Bruchkörpertiefe  $t = 4,1$  m bei einer Sicherheit von  $\eta = 1$ .

Bei höherem Wasserstand ( $w < 1,1$  m) ist ein Schlitz bei der gewählten Last und dem gegebenen Lastabstand nicht mehr standsicher, weil die Sicherheit  $\eta < 1$  wird.

Beträgt die Wassertiefe  $w = 2,35$  m, erhält man die Sicherheit  $\eta = 1,23$  für  $t = 2,35$  m, d.h. das Wasser befindet sich gerade nicht mehr innerhalb des Bruchkörpers.

Die Ergebnisse lassen sich mit dem Diagramm nach Bild 29, das ja für Lasten ohne Grundwasser gilt, kontrollieren.

Mit  $\tan \varphi / \eta = \tan 30^\circ / 1,23 = 0,47$   
und  $K a / l = (1 - \sin 30^\circ) 2,0 / 2,5 = 0,4$   
erhält man nach Bild 29

$$\frac{p_v}{\gamma a^2} = 0,57 \rightarrow p_v = 50 \text{ kN/m}$$

bzw. für  $\tan \varphi / \eta = \tan 30^\circ / 1,0 = 0,58$

erhält man  $\frac{p_v}{\gamma a^2} = 1,3 \rightarrow p_v = 115 \text{ kN/m}$

Für das gewählte Beispiel lassen sich daraus 3 Bereiche abgrenzen:

- 1) Wenn das Grundwasser nicht höher als die Bruchkörpertiefe ( $w = t = 2,35$  m) ansteigt, ist eine Linienlast von  $p_v = 115$  kN/m bei einer Sicherheit von  $\eta = 1$  möglich. Es kann dann das Diagramm Bild 29 angewendet werden.
- 2) Befindet sich das Grundwasser innerhalb des Bruchkörpers, so verringert sich die mögliche Linienlast bis zum Wasserstand  $w = 1,1$  m auf 50 kN/m bei einer Sicherheit von  $\eta = 1$ .
- 3) Bei weiterem Anstieg des Grundwassers ( $w < 1,1$  m) wird die Sicherheit  $\eta < 1$ . Ausreichende Standsicherheit des Schlitzes ist dann nur noch durch Verringerung der Linienlast oder Vergrößerung des Lastabstandes gewährleistet.

Das von GUSSMANN/LUTZ (1981) gewählte Beispiel mit denselben Schlitzabmessungen und Bodenkennwerten -jedoch ohne Linienlasten- zeigt, daß bei einem Wasserstand von  $w = 0,5$  m die Sicherheit  $\eta = 1$  beträgt. Bei  $w < 0,5$  m ist also der im Beispiel gewählte Schlitz selbst ohne Lasten nicht mehr stand-sicher.

#### 4.3 Erweiterungsmöglichkeiten

Mit dem gewählten Verfahren ist es ohne große Schwierigkeiten möglich, alle Arten von Oberflächenlasten rechnerisch zu erfassen. So können die Glg. (18) und (42) bzw. (44) auch für gleichmäßig verteilte, im Abstand  $a$  vom Schlitz begrenzte Auflasten verwendet werden, wobei  $p_v/\gamma a^2$  durch  $p_v/\gamma a$  zu ersetzen ist und wegen der globalen Kräftebetrachtung formal kein Unterschied bei der weiteren Rechnung gemacht wird. Eine über die gesamte Oberfläche gleichmäßig verteilte Auflast kann ebenfalls leicht erfaßt werden, indem sie einfach zur Eigengewichtskomponente (z.B. durch größere Wichte) hinzuaddiert wird.

Selbst Einzellasten können durch einen Reduktionsfaktor, der die Aufstandsfläche der Last im Verhältnis zur Schlitzlänge steuert, auf eine Linienlast zurückgeführt werden.

Es ist jedoch stets zu beachten, daß das gewählte Rechenverfahren grundsätzlich immer von 2 Annahmen ausgeht:

1. Der Bruchkörper ist ein Keil.
2. Eine Last stellt für den Bruchkörper ein Zwangspunkt dar, d.h. der Bruchkörper geht immer durch den Belastungspunkt.

Beide Annahmen dürften für alle Arten von Lasten nicht immer ausreichend gut sein, weshalb die Ableitung diesbezüglich immer überprüft und, falls erforderlich, speziell ergänzt werden muß.

Auch kompliziertere Fälle wie geschichteter Baugrund mit Kohäsion, Berücksichtigung von Leitwänden oder Rückverankerungen sind bei Erweiterung auf ein allgemeines Lamellenverfahren -z.B. GUSSMANN (1978)- lösbar, wenn die reduzierten Schubkräfte in den Seitenflächen jeder Lamelle zugeordnet werden.

## 5. RECHENMODELL MIT FINITEN ELEMENTEN

Parallel zum Versuchsprogramm wurde mit Hilfe der FINITEN ELEMENTE ein räumliches Rechenmodell entwickelt mit dem Ziel, einige der durchgeführten Versuche nachzurechnen.)\*

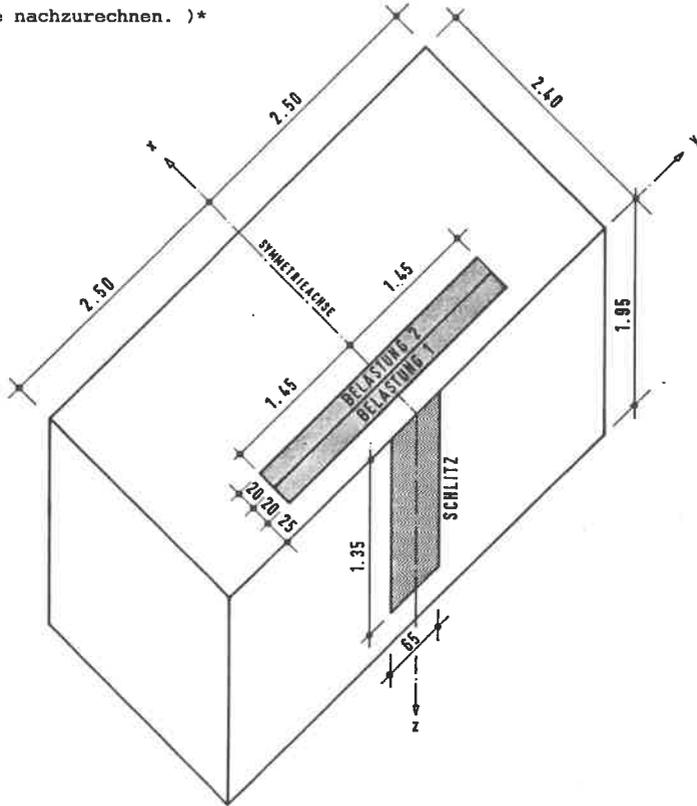


Bild 42: Modell für die Berechnung mit finiten Elementen

Das räumliche Modell (s. Bild 42) bestand aus 203 Hexaeder-Elementen (27 Knotenpunkte, 3 Freiheitsgrade in jedem Knotenpunkt, Verschiebungsansatz 4. Ordnung) und 68 Pentaeder-Elementen (18 Knotenpunkte, 3 Freiheitsgrade in jedem Knotenpunkt, Verschiebungsansatz 3. Ordnung) mit insgesamt 2119 Knotenpunkten.

---

)\* Diese Berechnung wurde dem Verfasser von Herrn Dr.-Ing. SCHAD zur Verfügung gestellt und mit dem Programm FAN von MARECZEK (1976) ausgeführt.

In der unteren Begrenzungsfläche (Bodenfläche) des Modells wurden die Knoten in allen 3 Richtungen unverschieblich, in den Seitenflächen normal zur Fläche unverschieblich und in den beiden anderen Richtungen verschieblich angesetzt. Für das Bodenmaterial wurde mit folgenden Materialwerten gerechnet:

Elastizitätsmodul	$E = 40 \text{ MN/m}^2$
Querkontraktionszahl	$\nu = 0,4$
Wichte	$\gamma = 17,75 \text{ kN/m}^3$

Allerdings mußte linear-elastisches Stoffverhalten vorausgesetzt werden, da räumliche FE-Modelle derzeit mit vertretbaren Rechenzeiten nur unter dieser Voraussetzung lösbar sind.

Das Modell wurde so ausgelegt, daß einmal die Abmessungen des Versuchskastens, des Schlitzes und der Belastungseinrichtung genau simuliert wurden und zum anderen jeweils die Knotenpunkte in die Schwerpunkte der Meßdosen gelegt wurden. Aus Symmetriegründen wurde nur mit einer Hälfte des Modells gerechnet. Mit den vorhandenen Daten der Versuche B2 und B3 wurde dann entsprechend der Belastungseinrichtung für die 20 cm breiten Träger eine Flächenlast von  $350 \text{ kN/m}^2$  aufgebracht, was einer Linienlast von  $70 \text{ kN/m}$  entsprach. Diese Last lag nach beiden Versuchen etwa in der Nähe der Bruchlast. Weiterhin wurde normal zum Schlitz der Wasserdruck angesetzt. Das Programm war außerdem in der Lage, über einen Iterationsprozeß Zugspannungen im oberen Randbereich der y-z-Ebene auszuschalten.

Mit diesen Annahmen wurden die Spannungen und Verschiebungen in den einzelnen Knotenpunkten ermittelt. Es ist jedoch zu beachten, daß infolge des nicht realistischen Stoffverhaltens und eines nicht zu definierenden Bruchzustandes die Rechenergebnisse nur qualitative Aussagekraft haben können. Jedoch kann anhand der Ergebnisse der Kräftefluß in seiner Tendenz aus dem Verformungs- und Spannungsverlauf des Systems gedeutet werden.

Bild 43 zeigt in 100-facher Überhöhung die räumliche Darstellung der Verformung der Oberflächenkonturen für die simulierten Versuche B2 (Belastung 1) und B3 (Belastung 2). Man sieht aus den Darstellungen deutlich eine Einsenkung unter der Last, die sich zum Schlitz hin fortpflanzt. Die Größe der Einsenkung nimmt mit wachsendem Lastabstand vom Schlitz ab, was erwartungsgemäß bedeutet, daß auch die Spannungen abnehmen, während die Bruchlast zunimmt.

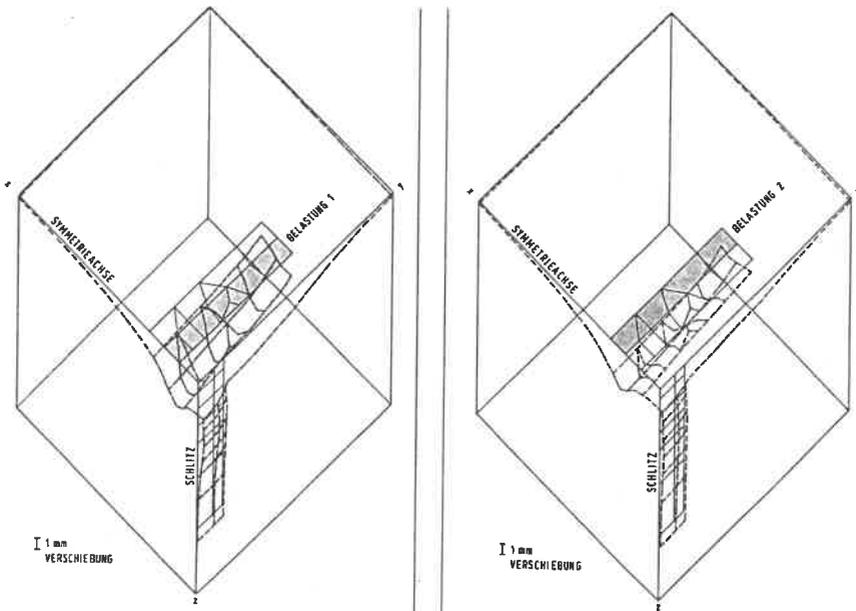


Bild 43: Verformung der Oberflächenkonturen infolge Belastung

Die Hauptspannungen mit ihren zugehörigen Trajektorien-Netzen sind für den Horizontalschnitt  $z = 24$  cm für die beiden Lastfälle in den Bildern 44 und 45 dargestellt. Es zeigt sich deutlich eine Spannungskonzentration seitlich des Schlitzes, herrührend von der Umlenkung der Kräfte um den Schlitz in die steiferen Seitenbereiche.

Bei den  $\sigma_{xx}$ -Spannungen senkrecht zur Schlitzebene (s. Bild 46) kann diese Spannungszunahme im unmittelbaren Bereich neben den Schlitzrändern beobachtet werden, die jedoch bei den Versuchen nicht so ausgeprägt festgestellt werden konnte.

Anhand Bild 47 kann die Annahme der  $\sigma_{yy}$ -Spannungsverteilung in einem Schnitt, der genau durch die Keilseitenflächen des in Abschnitt 4.2.2.2 gewählten räumlichen Bruchkörpermodells geführt wurde, verglichen werden. Man erkennt in guter Näherung die Richtigkeit der Wahl einer konstant angenommenen Spannungsverteilung in den Seitenflächen, zumal die Spannungsspitzen direkt unterhalb der Belastung beim Keilmodell nicht erfaßt werden.

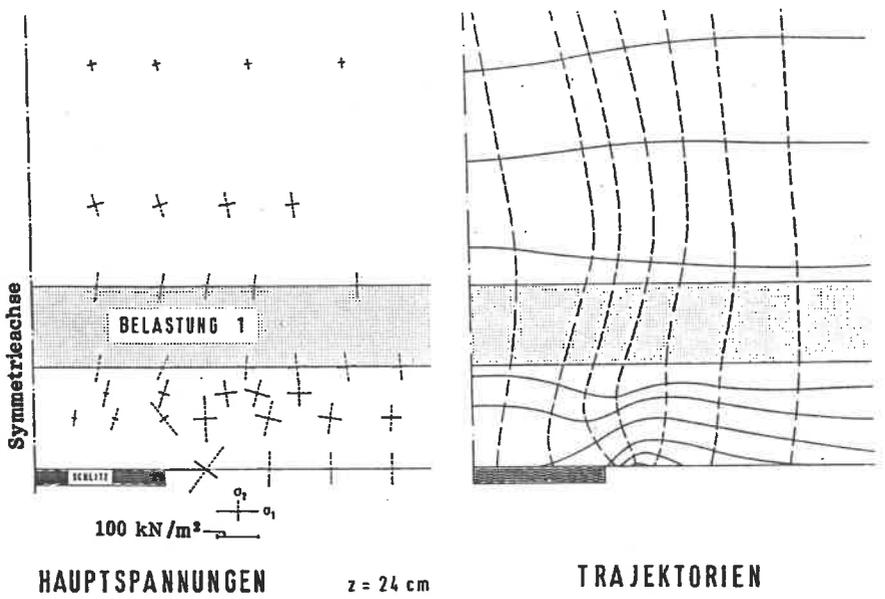


Bild 44: Belastung 1 (Versuch B 2)

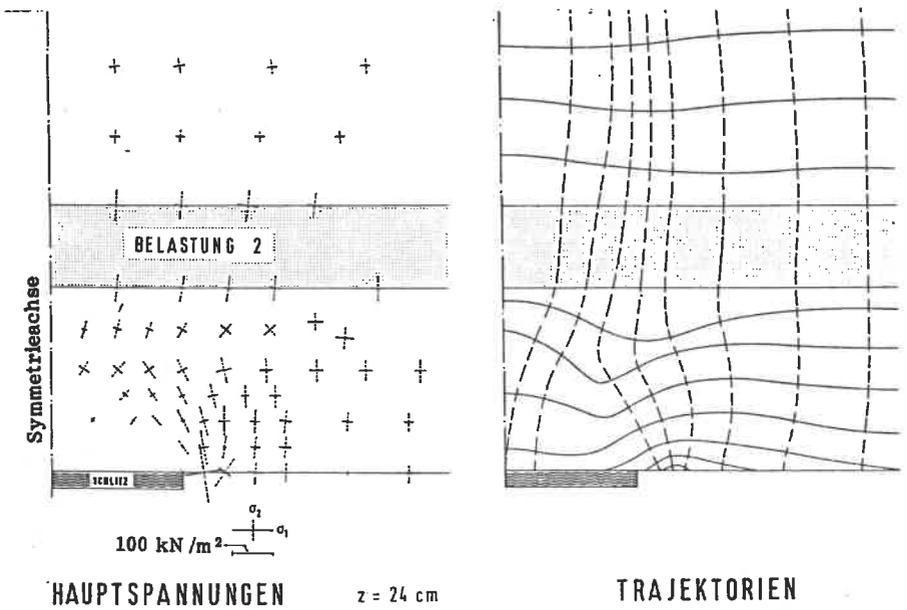


Bild 45: Belastung 2 (Versuch B 3)

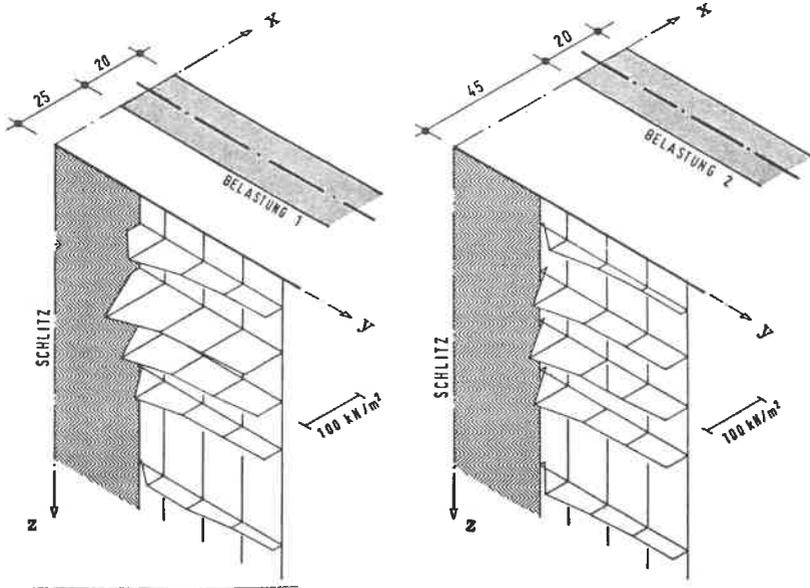


Bild 46: Räumliche Darstellungen der Spannungen  $\sigma_{xx}$  senkrecht zur Schlitzebene

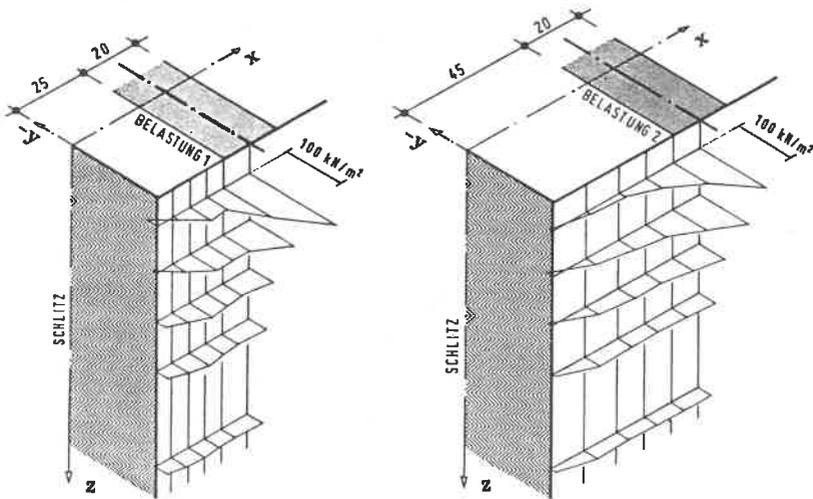


Bild 47: Räumliche Darstellung der Spannungen  $\sigma_{yy}$  senkrecht zur Seitenfläche des Keilmodells

## 6. VERGLEICH RECHNUNG - VERSUCHE

### 6.1 Wahl des Erddruckbeiwertes K

Die Richtigkeit der Ergebnisse hängt beim vorliegenden Rechenmodell in starkem Maß vom Ansatz der Spannungen bzw. der Kräfte in den Seitenflächen des Modells und damit auch von der richtigen Einschätzung des Erddruckbeiwertes K ab.

Aus der Bruchlast eines jeden Versuchs wurde deshalb anhand der nach Glg.(19) aufgestellten Diagramme (Bilder 28 bis 31) ein erforderlicher Beiwert K ermittelt und mit dem Erdruehdruckbeiwert

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

verglichen. Die Abweichung der aus einer solchen Rückrechnung der Versuche erhaltenen K-Werte von den zugehörigen  $K_0$ -Werten ist in Bild 48 dargestellt.

Man sieht, daß bei kleiner werdendem Lastabstand a vom Schlitz die K-Werte in Richtung des passiven Erddruckbeiwertes ansteigen, was eine immer größer werdende Verspannung der Seitenflächen des Keilmodells bedeutet.

Ursache hierfür könnte u.a. die Eigensteifigkeit der Belastungskonstruktion sein, die sich im Versuch nie total ausschalten läßt und sich bei kleinem Lastabstand wesentlich stärker auswirkt.

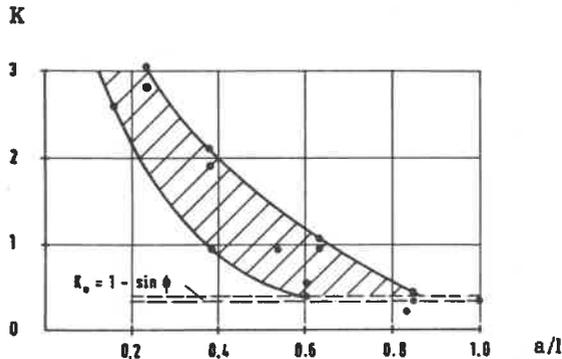


Bild 48: Streubreite der K-Werte  
(durch Rückrechnung aus den Versuchen erhalten)

Eine Differenzierung des K-Wertes etwa durch einen Korrekturfaktor in Abhängigkeit des Lastabstandes, der Schlitzlänge und der Wichte des Bodens wäre durchaus möglich, es empfiehlt sich jedoch bei der praktischen Durchführung der Berechnung mit dem Beiwert  $K = K_0$  zu rechnen, zumal man nach den Versuchen (bis auf eine Ausnahme) auf der sicheren Seite liegt.

## 6.2 Wahl des richtigen Spannungsansatzes in den Seitenflächen des Modells

Der Ansatz der Normalspannungen  $\sigma_{yy}(z)$  in den Seitenflächen des Rechenmodells stellt das eigentliche Problem aller Rechenverfahren dar.

Der lineare Spannungsansatz von PRATER (1973)

$$\sigma_{yy}(z) = K_y \gamma z \quad (45)$$

führt zu Gleitkörpern, bei denen bereits bei gebräuchlichen Schlitztiefen die seitlichen Erddruckkräfte die aktiven Kräfte überwiegen, d.h. der Spannungsansatz nach PRATER ist ab einer gewissen Tiefe nicht mehr realistisch, weil sich der Gleitkörper mit seinem Gewicht voll an den Seiten aufhängt.

Verwendet man dagegen in Analogie zur Silotheorie einen unterlinearen Spannungsansatz -z.B. nach TERZAGHI (1936) oder WALZ/PRAGER (1978)-, so ergibt sich eine abgeminderte Erddruckkraft, die stets kleiner als die aktiven Kräfte bleibt.

Im Entwurf zur DIN 4126 werden die Spannungen auf die Seitenflächen nach einem empirischen Ansatz bis zu einer Tiefe von  $t = 2l$  linear anwachsend nach Glg. (45) und von dort an als konstant bleibend angegeben. In der überarbeiteten Form der DIN 4126 wird als Grenzwert  $t = 1$  vorgeschlagen.

Beim Verfahren des Verfassers wird durch Heranziehen einer unvollständigen Gleichgewichtsbedingung das Gleitkörpergewicht um den Vertikalanteil der durch Integration auf die Seitenflächen erhaltenen Normalkraft  $S_y$  reduziert. Dieses wegen seiner globalen Kräftebetrachtung relativ einfache Verfahren ergibt gute Übereinstimmung mit anderen, mathematisch wesentlich aufwendigeren Verfahren (s. PULSFORT/WALZ (1981) bzw. Bild A31 ).

Neben dem wirklichkeitsnahen Ansatz der Schubspannungen bzw. -kräfte in den beiden Seitenflächen des Keilmodells ist bei Auflasten auch die Verteilung der Spannungen über die Seitenflächen für die Ergebnisse von entscheidender Bedeutung.

Deshalb wurde die in Abschnitt 4.2.3.3 entwickelte Gleichung (18) für 3 verschiedene Schubspannungsverteilungen in den Seitenflächen infolge Linienlast ausgewertet (s. Bilder 24 bis 35). Aufgrund der durchgeführten Versuche kann jedoch davon ausgegangen werden, daß der rechnerisch einfachste Ansatz einer konstanten Spannungsverteilung über die beiden Keilseitenflächen die brauchbarsten Ergebnisse beim Vergleich lieferte. Auch die Rechnung mit finiten Elementen ergab näherungsweise eine konstante Spannungsverteilung für die Keilseitenflächen (s. Bild 47).

### 6.3 Außerhalb des Einflußbereiches eines Schlitzes liegende Lasten

Bei den Versuchen B3 und B7 wurde bei großem Lastabstand, der etwa der Schlitzlänge entsprach, kein Einbruch des Schlitzes mehr, sondern Grundbruch der Belastungsvorrichtung in entgegengesetzter Richtung des Schlitzes beobachtet. Für die Richtung des Grundbruches dürfte die Steifigkeit der Meßwand eine entscheidende Rolle gespielt haben.

Es kann also davon ausgegangen werden, daß eine Last, die sich außerhalb des Bereichs  $a/l > 1$  befindet, keinen Einfluß mehr auf den Schlitz ausübt. Die bereits vom Mauerwerksbau her bekannte Anwendung der Gewölbewirkung über Stürzen (s. DIN 1053, Blatt 1, Abschn. 5.5.3) deckt sich gut mit den gemachten Erfahrungen bei Schlitzten im Boden.

Dieser Vorschlag zur Eingrenzung des Einflußbereiches eines Schlitzes ist auch in den Entwurf der DIN 4126 unter der Bezeichnung "kritischer Bereich eines Schlitzes" aufgenommen worden.

## **7. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN FÜR DIE PRAXIS**

Zur Ermittlung der Standsicherheit von Schlitzten wurde ein mathematisch einfach formulierbares Rechenverfahren bei globaler Kräftebetrachtung und reduziert angesetzten Schubkräften für ein keilförmiges Rechenmodell vorge-schlagen. Es wurde hauptsächlich der Lastfall

### **Eigengewicht und Linienlast**

mit veränderlichem Lastabstand vom Schlitz behandelt. Mittels aufgestellten Diagrammen (Bilder 24 bis 35) können mögliche Lasten in Abhängigkeit der Schlitzgeometrie und der Bodenkennwerte bei gewählter Sicherheit ermittelt werden. Die Ergebnisse konnten durch 27 Modellversuche etwa im Maßstab 1:7 überprüft werden.

Das Rechenverfahren wurde für den Lastfall

### **Eigengewicht und anstehendes Grundwasser**

erweitert. Auch hier wurden Lösungsdiagramme (Bilder A27 bis A30) auf-gestellt, wonach die Bruchkörpertiefe bei Vorgabe von Schlitzgeometrie, Boden-kennwerten, Wasserstand und Sicherheit bestimmt werden kann.

Für den Lastfall

### **Eigengewicht, anstehendes Grundwasser und Linienlast**

läßt sich eine Darstellung in Diagrammen nicht mehr anschaulich genug verwirk-lichen, weshalb der Rechengang an einem Beispiel mittels eines Rechenprogramms für einen Kleinrechner gezeigt wurde.

Durch die globale Betrachtungsweise der Kräfte kann das Verfahren auch für kompliziertere Fälle wie geschichteter Baugrund oder Berücksichtigung von Leitwänden oder Ankern ohne prinzipielle Schwierigkeiten erweitert werden.

Folgende Schlußfolgerungen, die für die Baupraxis als wichtig angesehen werden, können aus den Versuchen und den theoretischen Untersuchungen gezogen werden:

1. Bei Lasten, die nach Abschnitt 3.5, Fall 1 sehr nahe am Schlitz ( $a/l < 0,5$ ) stehen, kann innerhalb des Bodens keine Umlagerung der Kräfte mehr stattfinden, es sei denn, die Fundamente selbst oder die Leitwand sind in der Lage, solche Bereiche zu überbrücken.
2. Wenn sich nach Abschnitt 3.5, Fall 3, eine Last in einem sehr großen Abstand vom Schlitz befindet ( $a/l > 1$ ), beeinflußt der Schlitz eine solche Last nicht mehr.
3. Stehen Lasten innerhalb des Bereichs nach Abschnitt 3.5, Fall 2 ( $0,5 \leq a/l \leq 1$ ), ist ein Schlitz in der Lage, Kräfte umzulagern. Es wird dann die Anwendung der Diagramme (Bilder 28 bis 31) empfohlen.
4. Der Zusammensetzung der Suspension kommt nicht die erdstatische Bedeutung zu, wie früher vielfach angenommen wurde. Durch Erhöhung der Suspensionswichte kann nicht jeder Schlitz standsicher gemacht werden (vgl. die relativ geringen Abweichungen der Diagramme, Bilder 24 bis 35, für verschiedene  $\gamma_{\text{sus}}/\gamma$ ). Der Wichte sind ohnehin enge Grenzen durch das Herstellungsverfahren (Greiferaushub) gesetzt. Die Suspension ist vor allem gegen Herausfallen von Einzelkörnern und damit zur Bildung eines "Filterkuchens" erforderlich, damit sich überhaupt ein Flüssigkeitsdruck (z.B. in rolligen Böden) aufbauen kann.
5. Es genügt nicht, die Standsicherheit eines Schlitzes nur für den Endzustand zu berechnen, sondern es sind stets Zwischenbauzustände, die das Minimum der Sicherheit während des Aushubvorgangs liefern können, zu berücksichtigen (s. GUSSMANN/LUTZ (1981)).
6. Wegen des kinematischen Modells ist die Abgrenzung gegen Grundbruch in der Berechnung nicht enthalten und daher stets getrennt zu untersuchen.

7. Nach Abschnitt 4.2.3.3 ergeben sich 2 Sonderfälle als kritische Bruchkörpertiefe:

a) Kein Wasser innerhalb des Bruchkörpers ( $t_w = 0$  bzw.  $w = t$ ):

Ohne Auflasten und ohne Grundwasser kann ein Schlitz unbegrenzt lang hergestellt werden, sofern keine herstellungstechnischen Gründe dagegen sprechen.

b) Grundwasser bis OK. Schlitz ( $w = 0$  bzw.  $t = t_w$ ):

Es ist nicht mehr möglich, einen Schlitz herzustellen, wenn das Grundwasser bis OK. Schlitz ansteht. Ausreichende Standsicherheit kann dann nur noch über eine Grundwasserabsenkung oder über abgestützte Leitwände erreicht werden. Da der Kostenanteil der Leitwände nur ca. 5% der Gesamtkosten einer Schlitzwand ausmacht, wäre es sicherlich vorteilhaft, die Leitwände bei hohem Grundwasserstand tiefer als bisher zu führen, um somit bereits die Kräfte der oberen Schlitzzone mit Hilfe der Leitwände abzuleiten. Dadurch könnten Schlitz selbst bei hohem Wasserstand mit größeren und dadurch wirtschaftlicheren Längen ausgeführt werden.

**SCHRIFTTUM**

- Fellenius, W. (1927): Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Kreisflächen.  
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Gruhle, H.-D. (1981): Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes.  
Baugrundinstitut der Universität Stuttgart, Mitteilung 16.
- Gußmann, P. (1978): Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften.  
Geotechnik 1, S. 68 - 74
- Gußmann, P./ Lutz, W. (1981): Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser  
Geotechnik 4, S. 70 - 81
- Gußmann, P. (1982): Kinematical Elements for Soils and Rocks.  
Proc. of the 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada
- Kany, M./ Jänke, S. (1972): Sondeneichungen im Sand.  
Veröffentlichung des Grundbauinstituts der Bayer. Landesgewerbeanstalt Nürnberg, Heft 18
- Karstedt, J.-P. (1982): Untersuchungen zum aktiven räumlichen Erd-  
druck im rolligen Boden bei hydrostatischer Stützung der Erdwand.  
Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin, Heft 10

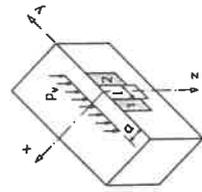
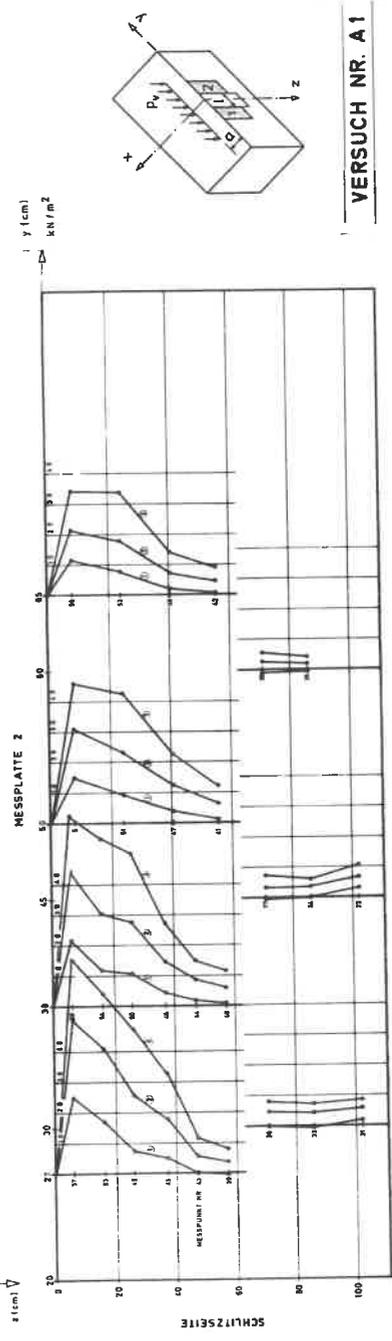
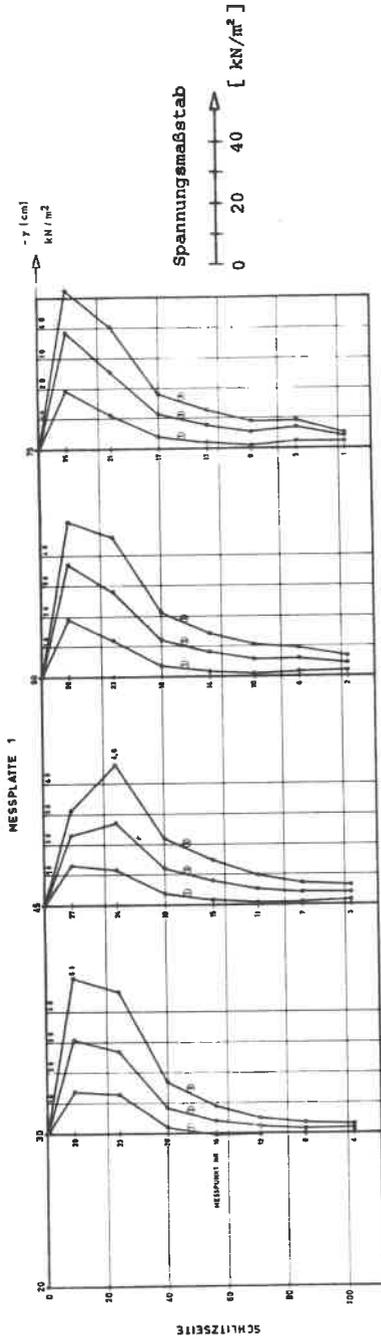
- Kobler, W. (1982): Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen.  
Baugrundinstitut der Universität Stuttgart,  
Mitteilung 18
- Kötter, F. (1903): Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. Berliner Akadem. Berichte, Sitzg. Physik, Math. Klasse, S. 229
- Lorenz, H. (1950): Über die Verwendung thixotroper Flüssigkeiten im Grundbau.  
Die Bautechnik 27, Heft 10, S. 313 - 317
- Lorenz, H./ Walz, B. (1982): Ortswände. Grundbau-Taschenbuch, 3. Auflage, Teil 2, S. 687 - 715.  
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München
- Mareczek, G. (1976): Finite Element Programm System FAN, Benutzer-Handbuch.
- Martin, A. (1971): Vorgespannte Schlitzwände für die Zeltdachverankerung der Olympia-Sportstätten in München.  
Baumaschine + Bautechnik, Heft 10
- Müller-Kirchenbauer, H. (1972): Stability of slurry trenches.  
Proc. of the 5th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, IV - 12, S. 543 - 553
- Müller-Kirchenbauer, H./ (1979): Vergleichende Untersuchungen der Berechnungsverfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen Gleitflächenbildung bei suspensionsgestützten Erdwänden.  
Walz, B. / Kilchert, M.  
Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin, Heft 5

- Piaskowski, A. (1965): Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting. Proc. of the 6th Int. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, II, S. 526 - 529
- Prater, E.G. (1973): Die Gewölbewirkung der Schlitzwände. Der Bauingenieur 48, Heft 4, S. 125 - 131
- Prodinger, W. (1981): Das Trag- und Setzungsverhalten von Schlitzwandgruppen. Dissertation TU. Graz.
- Pulsfort, M./ Walz, B. (1981): Erwiderung zu Gußmann/Lutz (1981). Geotechnik 4, S. 206 - 208
- Reißner, H. (1924): Zum Erdruckproblem. Sitzungsberichte Berliner Math. Gesellschaft, XXIII, S. 14
- Smoltczyk, H.-U. (1966): Waagrechte Erddruckumlagerung bei kombinierten Spundwänden. Mitteilungen VGB Aachen, Heft 46, S. 107-130
- Smoltczyk, H.-U./ Lutz, W. (1974): Druckumlagerung neben Schlitzten im Baugrund. Forschungsbericht Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau; B II 5-800173-20
- Streck, A. (1935): Verankerte Spundwände. Mitt. Hannov. Hochschulgemeinschaft 16, S. 6
- Sokolovski, V.V. (1955): Theorie der Plastizität. VEB Verlag Technik, Berlin. Übersetzung einer russ. Buchausgabe 1946 (1. Auflage) und 1950 (2. Auflage)
- Terzaghi, K./ Jelinek, R. (1954): Theoretische Bodenmechanik. Springer Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg.

- Tröger, S.M./  
Adamczyk, R. (1971): Tunnel Grenzstraße im Zuge der Städtautobahn  
Köln.  
Der Bauingenieur 46, Heft 12, S. 421 - 426
- Tschebotarioff, G.P. (1952): Einfluß der Gewölbebildung auf die Erddruck-  
verteilung. Dissertation Technische Hoch-  
schule Aachen.
- Veder, Ch. (1953): Bentonit-Pfahlwand aus Betonpfählen der  
Bauart ICOS-Veder. Vorträge Baugrundtagung  
Hannover. Deutsche Gesellschaft für Erd- und  
Grundbau, Hamburg (jetzt Essen).
- Walz, B./ Prager, J. (1978): Der Nachweis der äußeren Standsicherheit  
suspensionsgestützter Erdwände nach der  
Elementscheibentheorie.  
Grundbauinstitut der Technischen Universität  
Berlin, Heft 4
- Weiss, F. (1967): Die Standfestigkeit flüssigkeitsgestützter  
Erdwände. Bauingenieur-Praxis, Heft 70.  
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn Berlin/München.

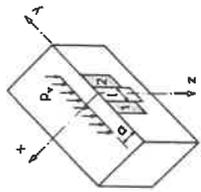
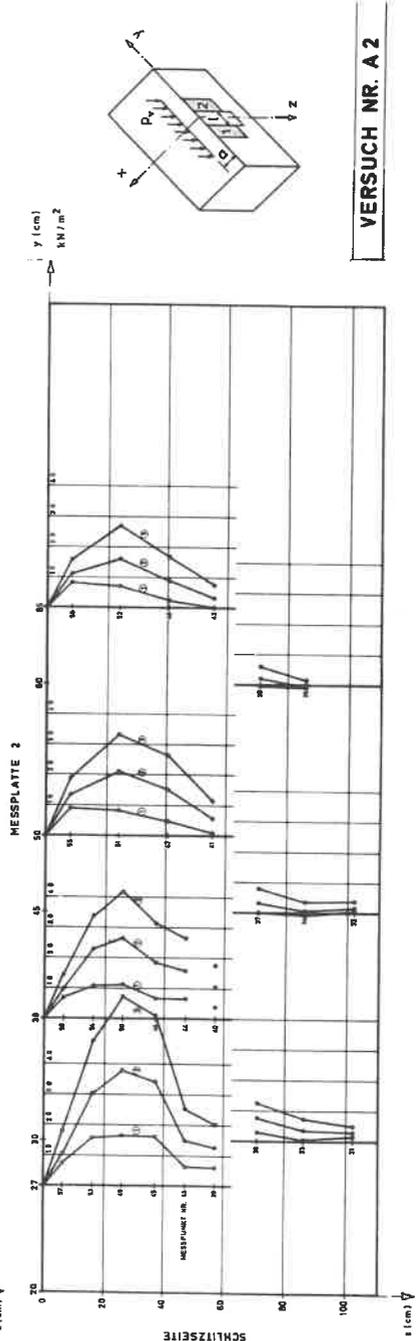
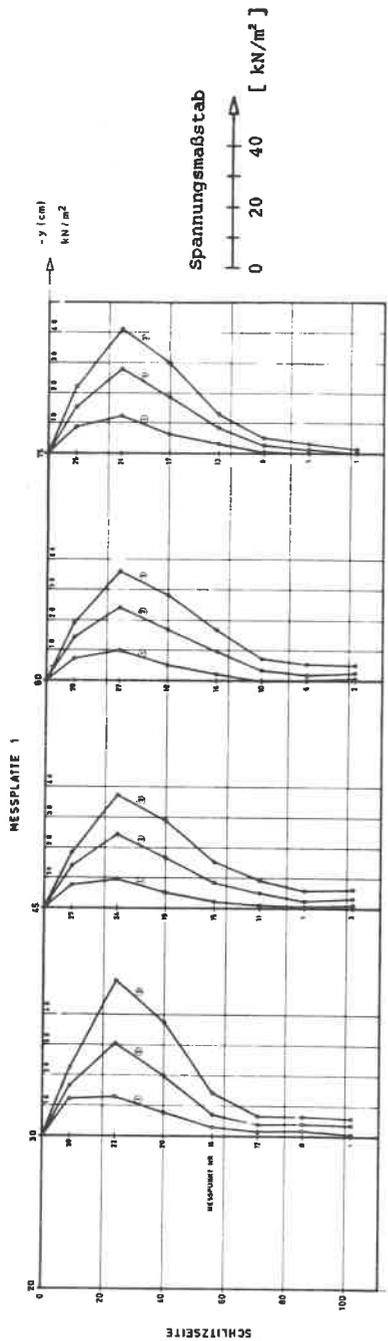


**ANHANG**



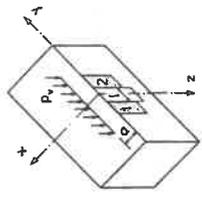
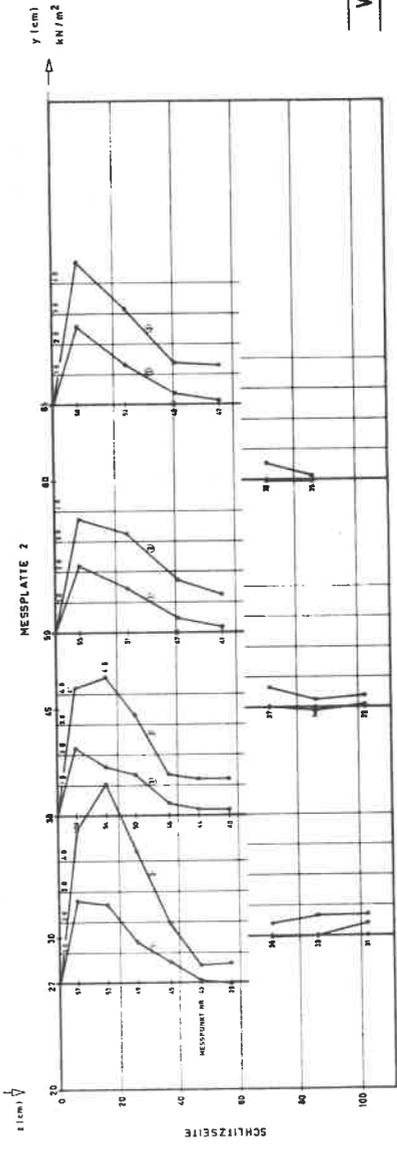
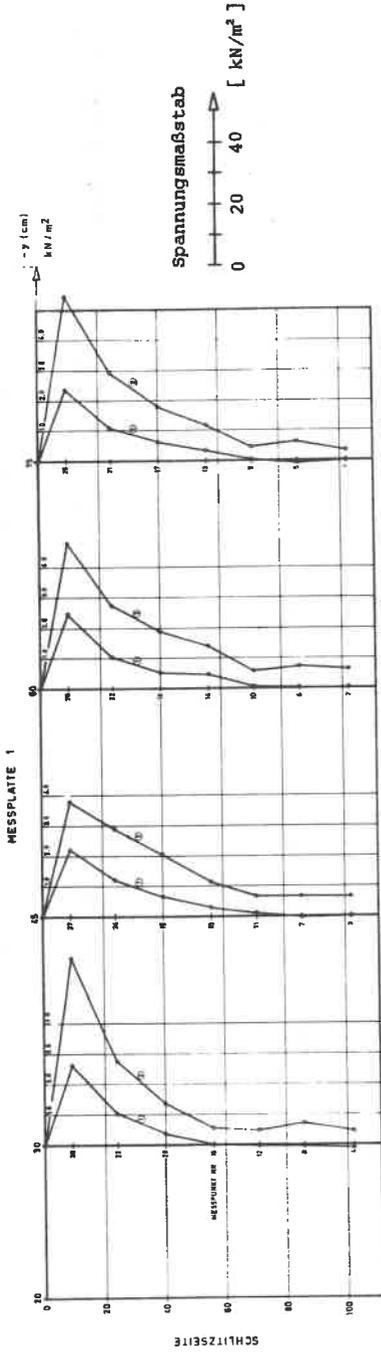
VERSUCH NR. A 1

Bild A1: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_y = 17,2 - 34,4 - 51,6$  kN/m  
(1) (2) (3)



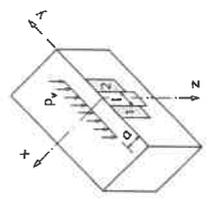
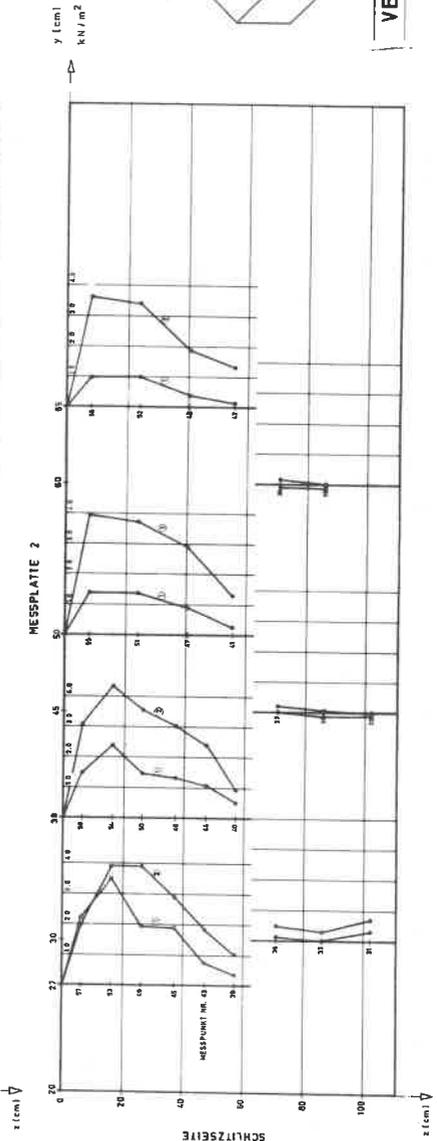
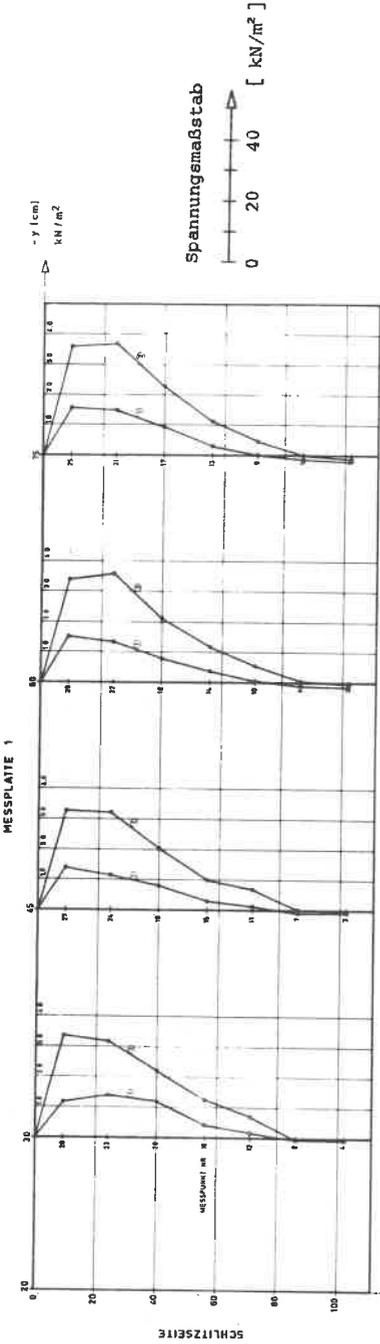
VERSUCH NR. A 2

Bild A2: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_v = 17,2 - 34,4 - 51,6 \text{ kN/m}$   
 (1) (2) (3)



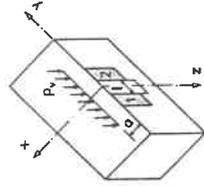
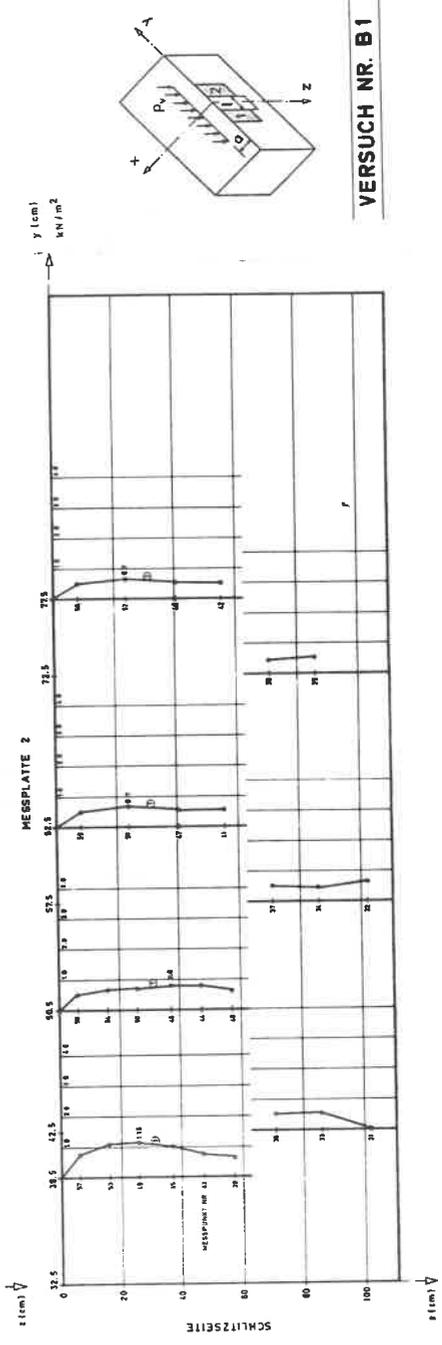
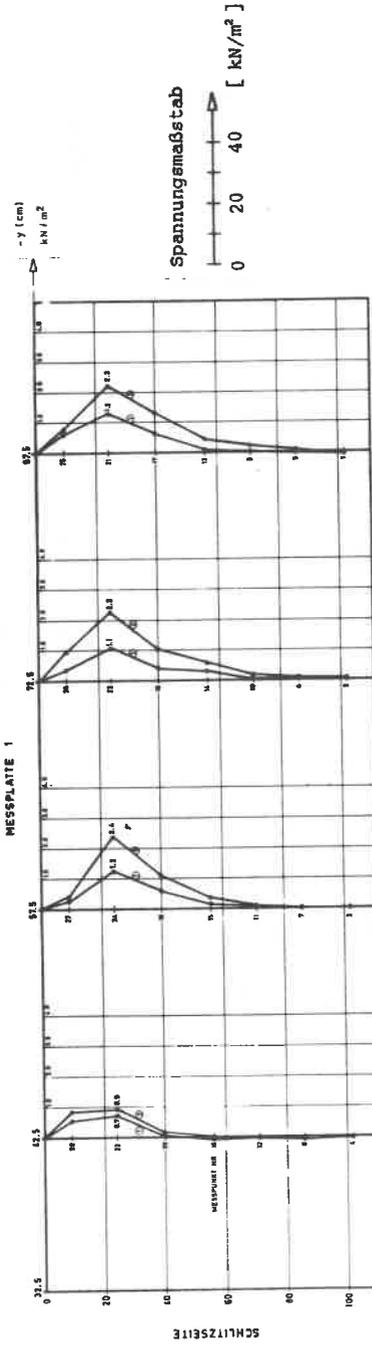
**VERSUCH NR. A 3**

Bild A3: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_v = 17,2 - 34,4 \text{ kN/m}$   
(1) (2)



VERSUCH NR. A 4

Bild A4: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_v = 17,2 - 34,4 \text{ kN/m}$   
 (1) (2)



VERSUCH NR. B1

Bild A5: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_y = 17,2 - 34,4 \text{ kN/m}$   
(1) (2)



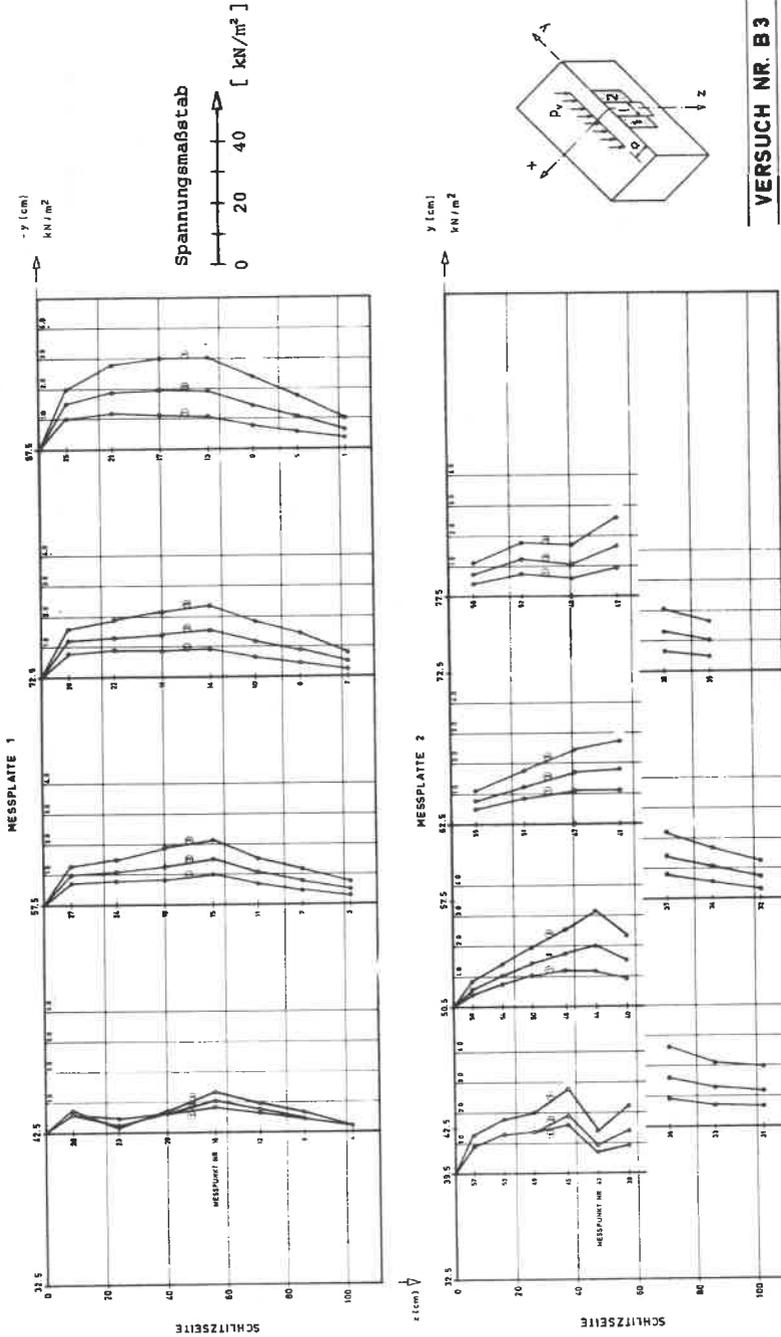
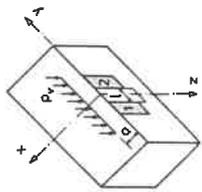
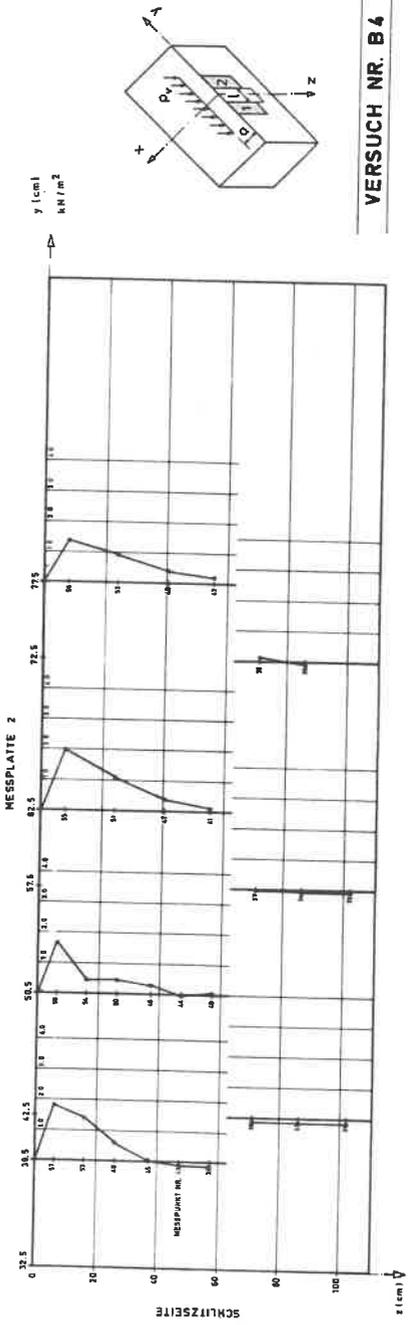
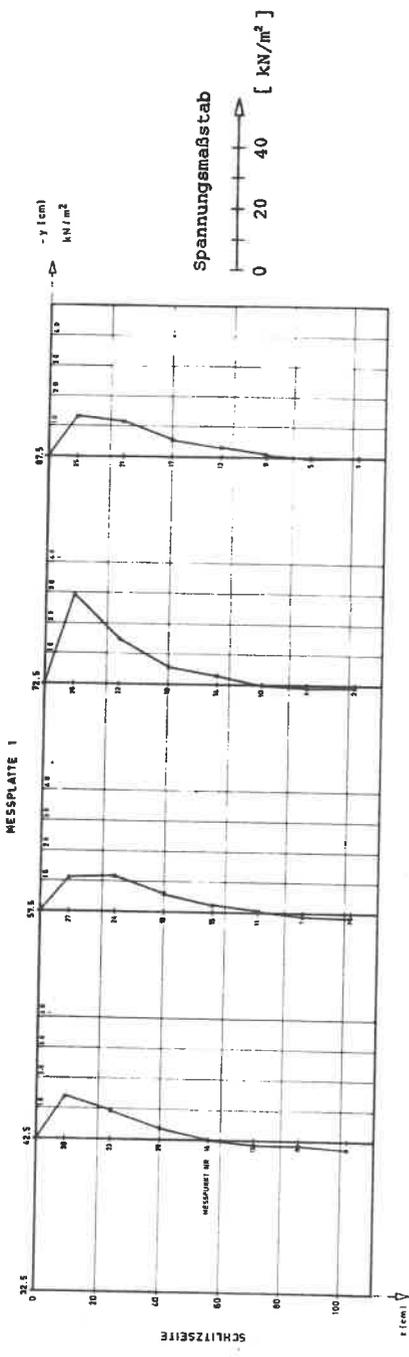
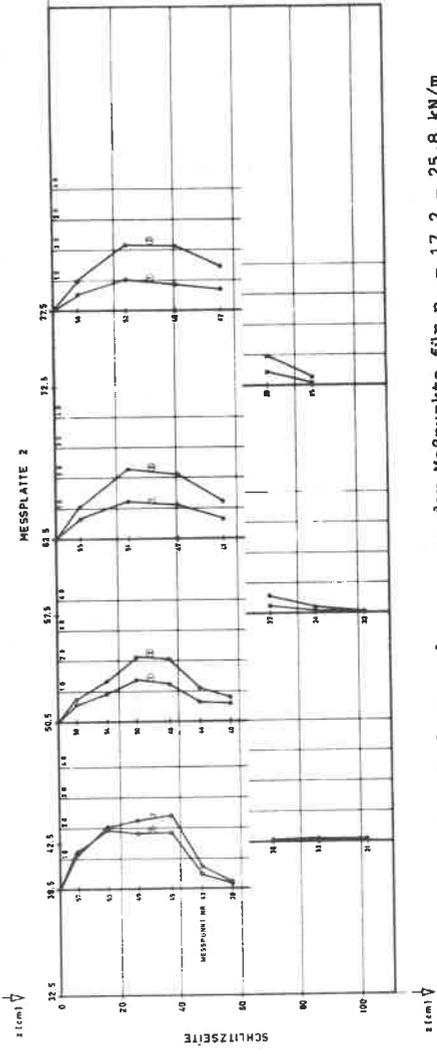
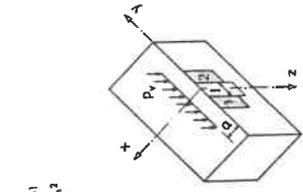
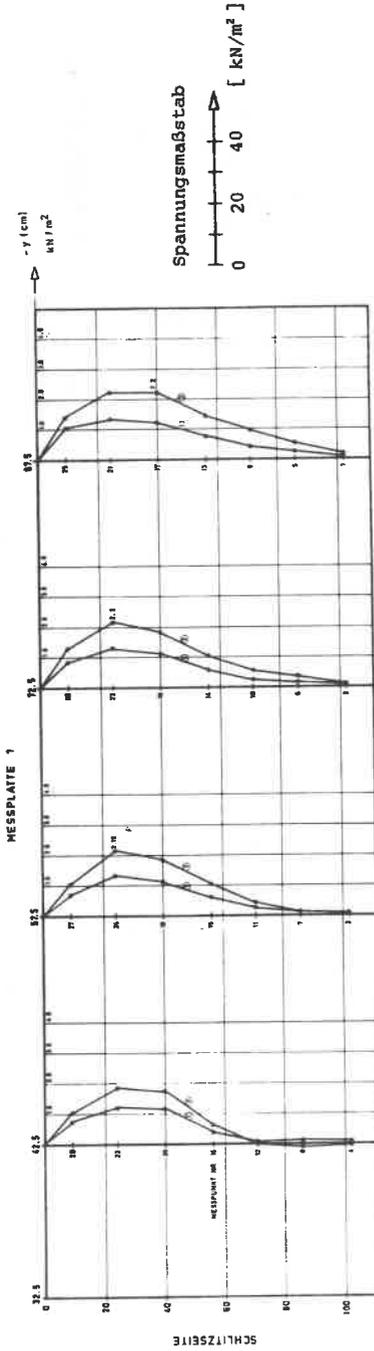


Bild A7: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_V = 34,4 - 51,6 - 68,8 \text{ kN/m}$   
 (1) (2) (3)



**VERSUCH NR. B 4**

Bild A8: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_y = 8,6 \text{ kN/m}$



VERSUCH NR. B 5

Bild A9: Normalspannungen der Meßpunkte für  $p_y = 17,2 - 25,8 \text{ kN/m}$   
(1) (2)

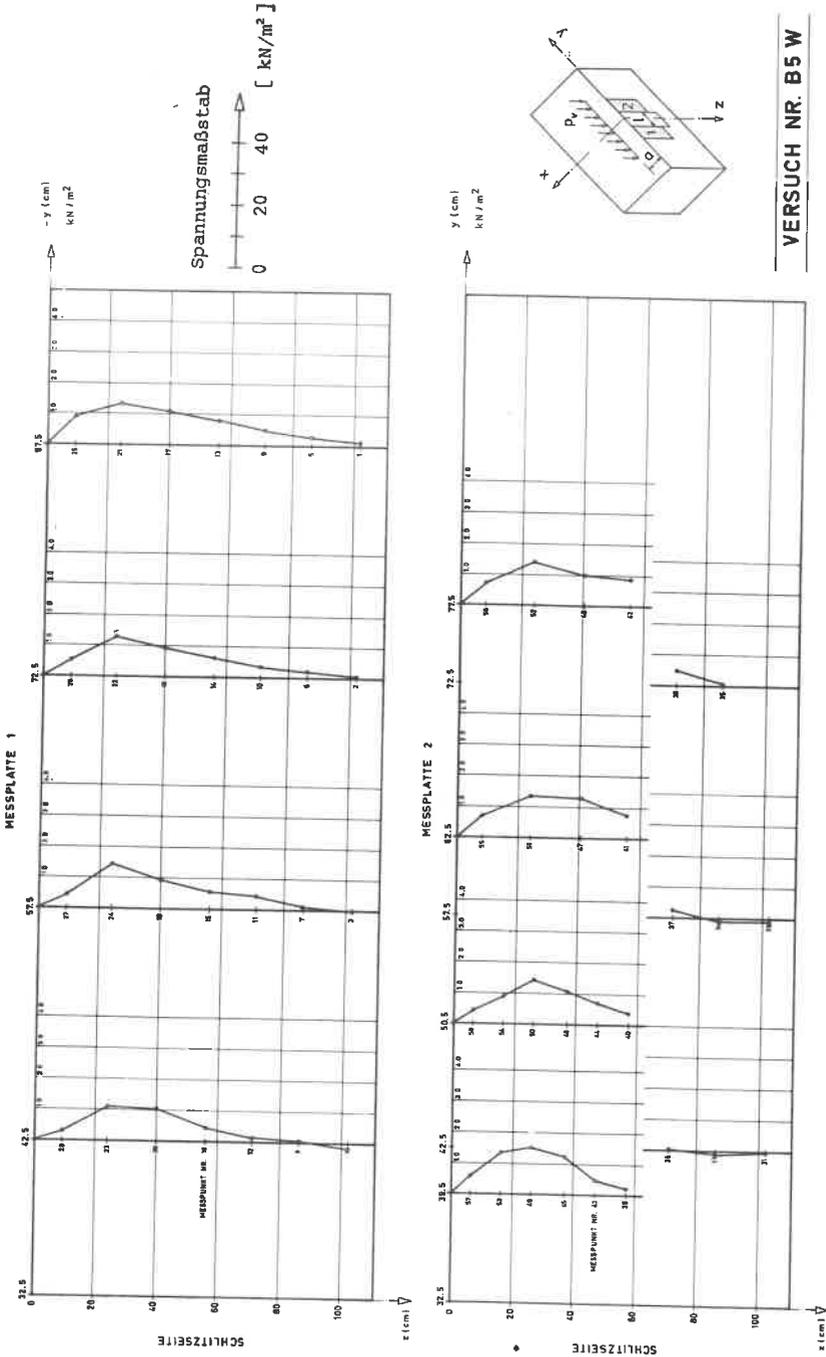
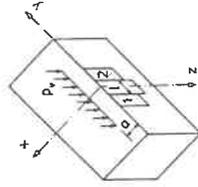
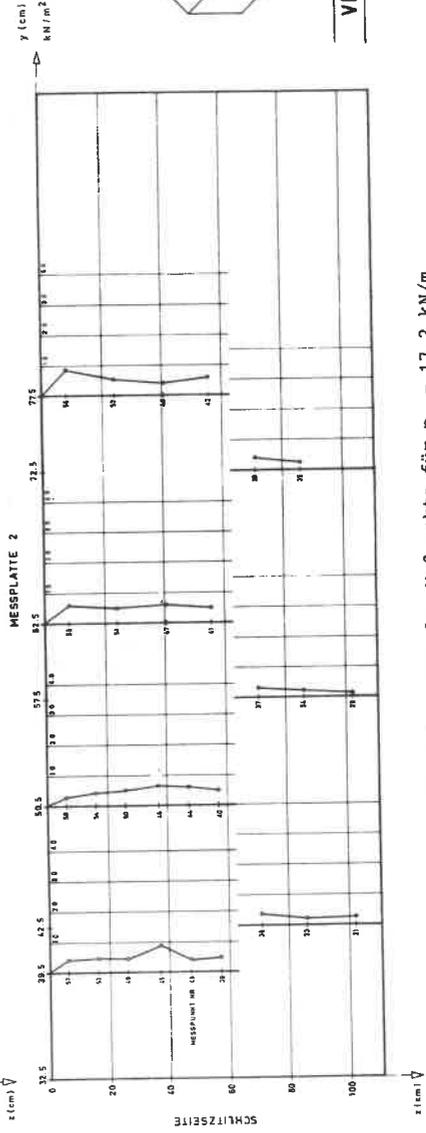
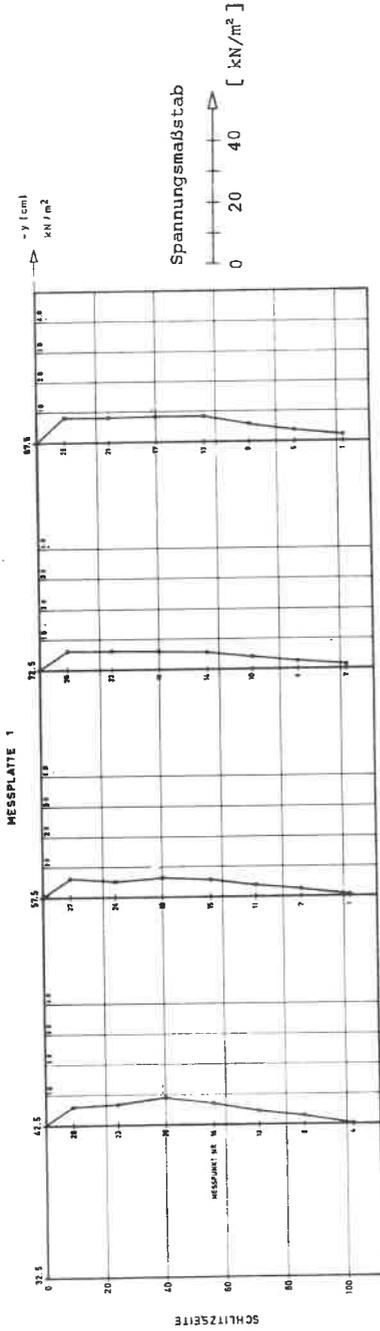


Bild A10: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_v = 17,2 \text{ kN/m}$



**VERSUCH NR. B6**

Bild A11: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_y = 17,2 \text{ kN/m}$

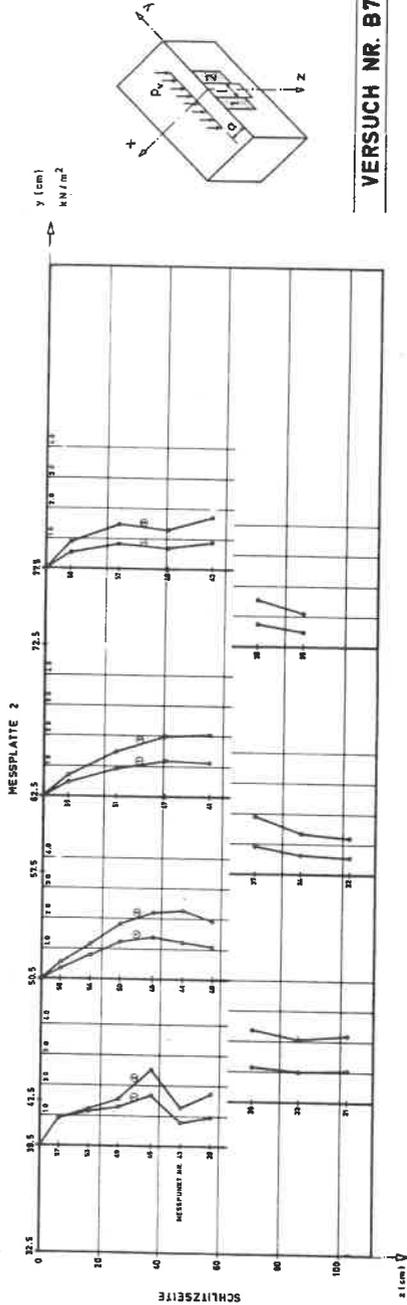
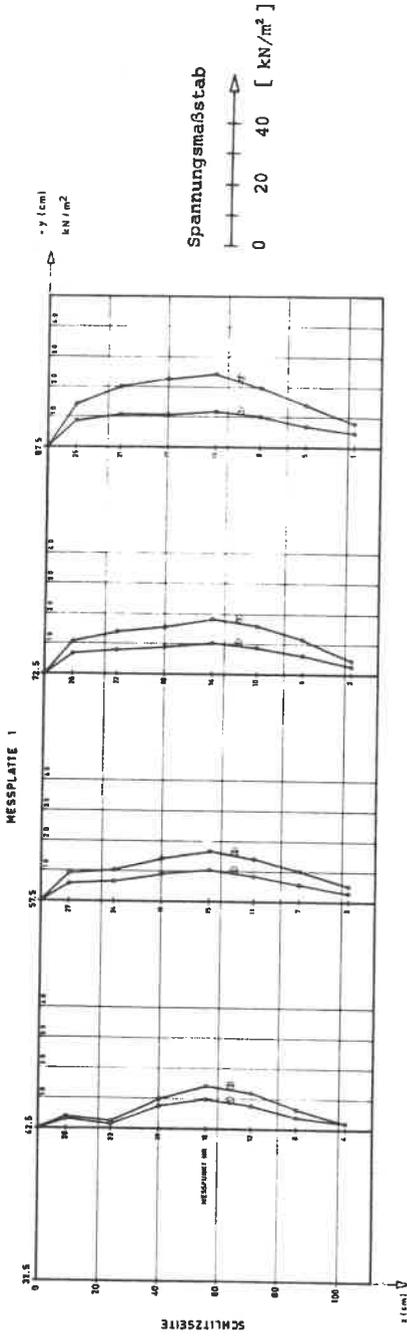
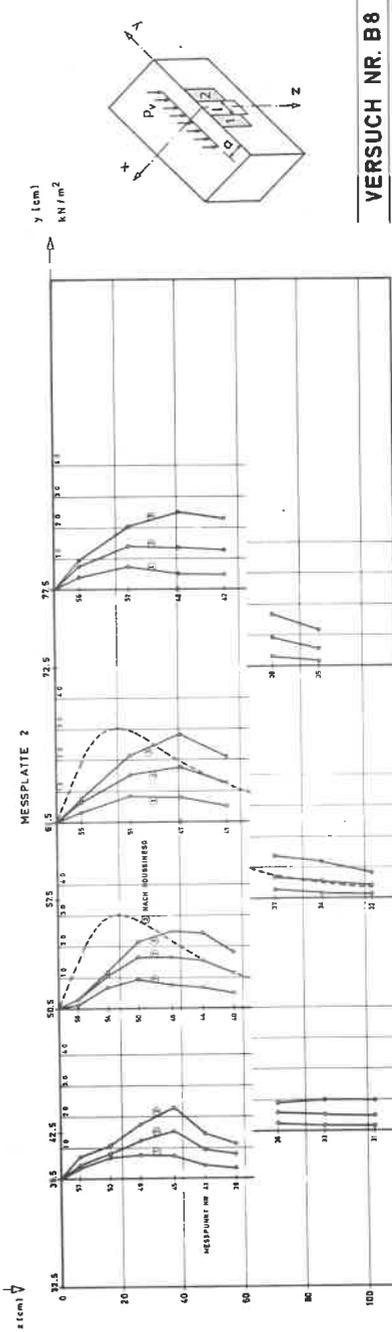
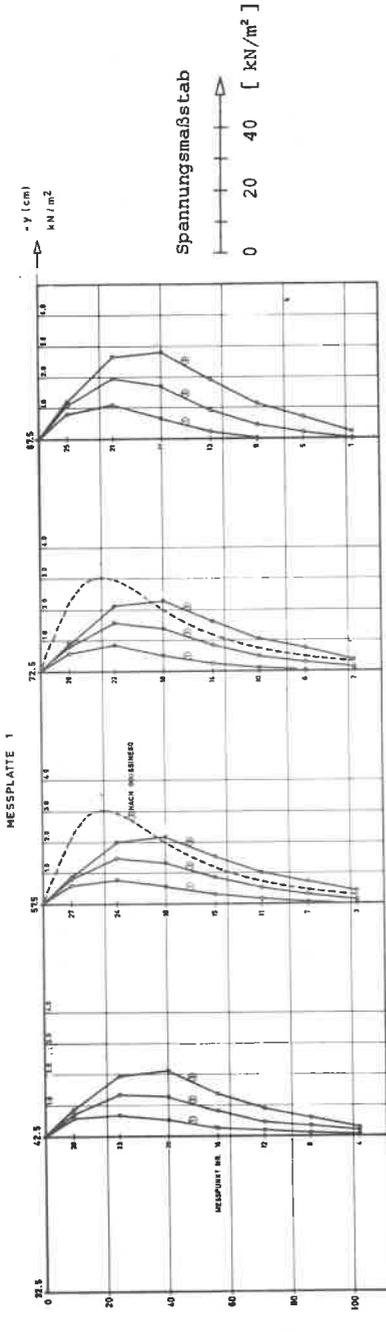
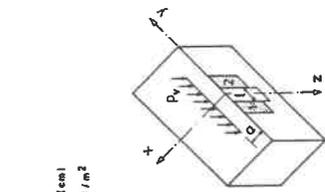
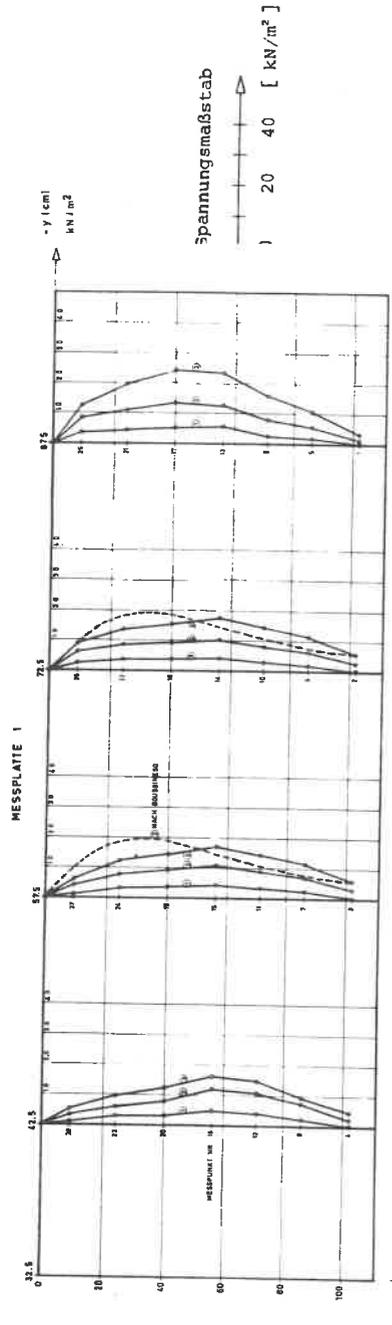


Bild A12: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_v = 34,4 - 51,6 \text{ kN/m}$   
(1) (2)



VERSUCH NR. B8

Bild A13: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_V = 17,2 - 34,4 - 51,6$  kN/m  
(1) (2) (3)



**VERSUCH NR. B9**

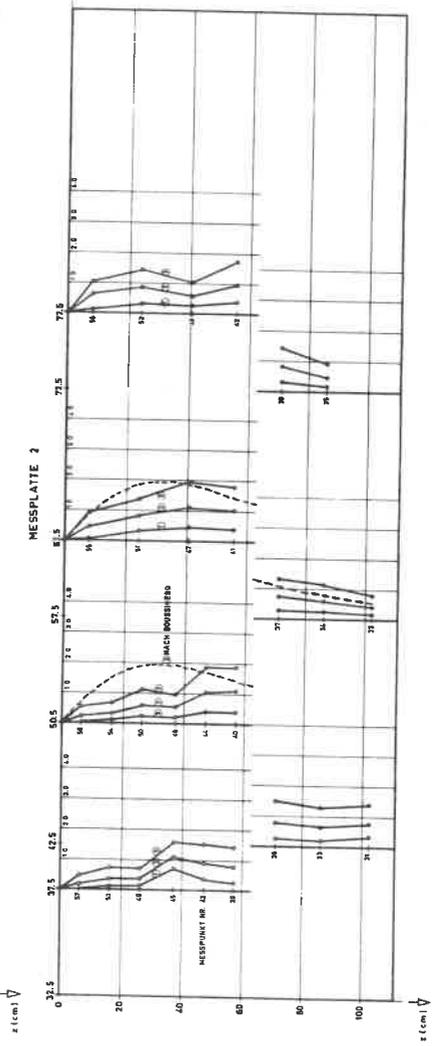
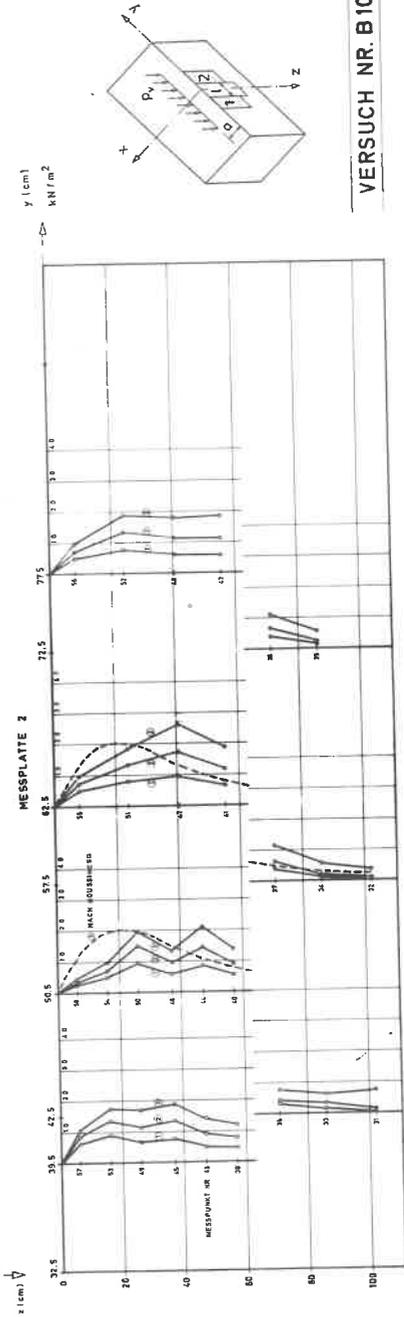
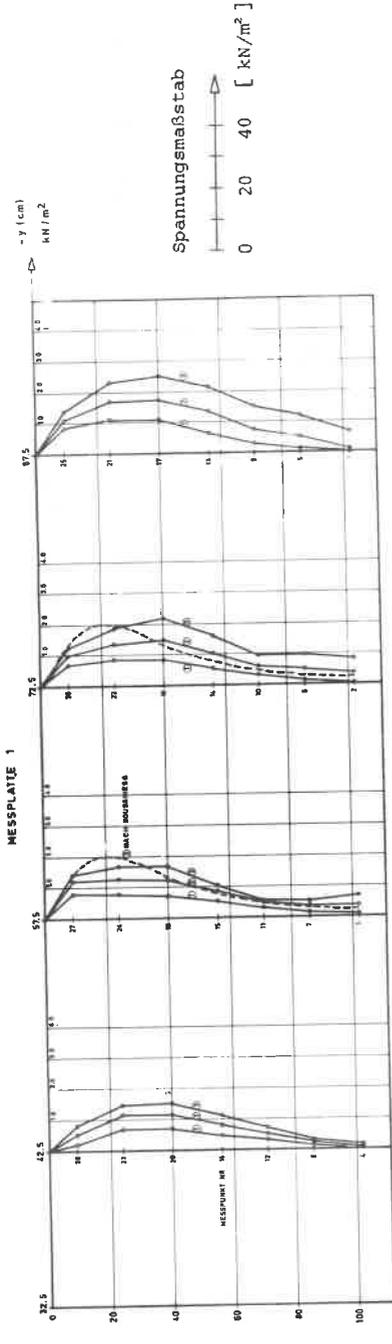
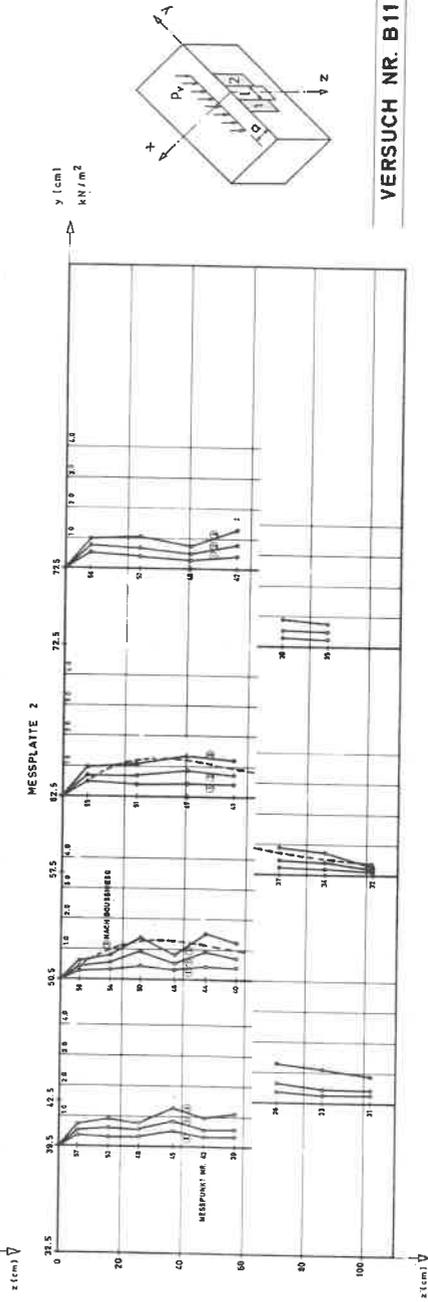
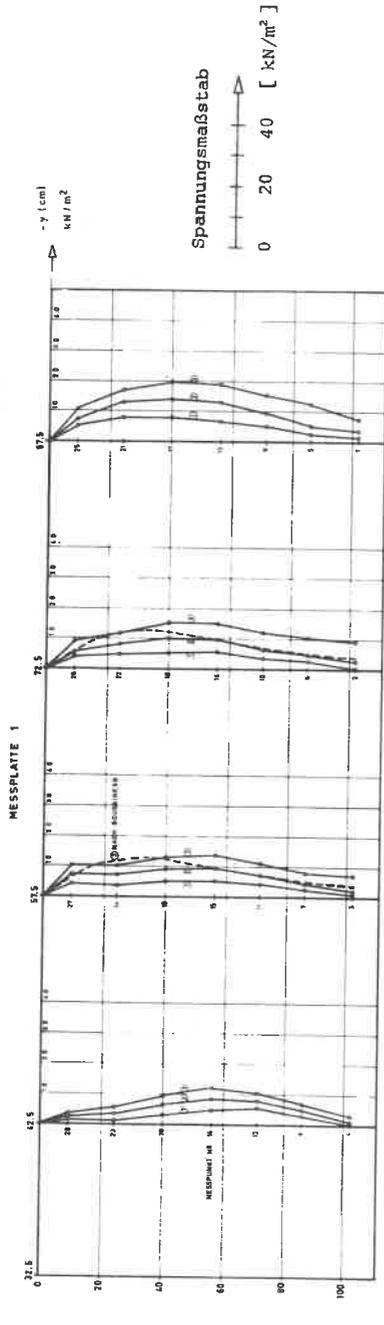


Bild A14: Normalspannungen der Meßpunkte für  $p_y = 17,2 - 34,4 - 51,6$  kN/m  
 (1) (2) (3)



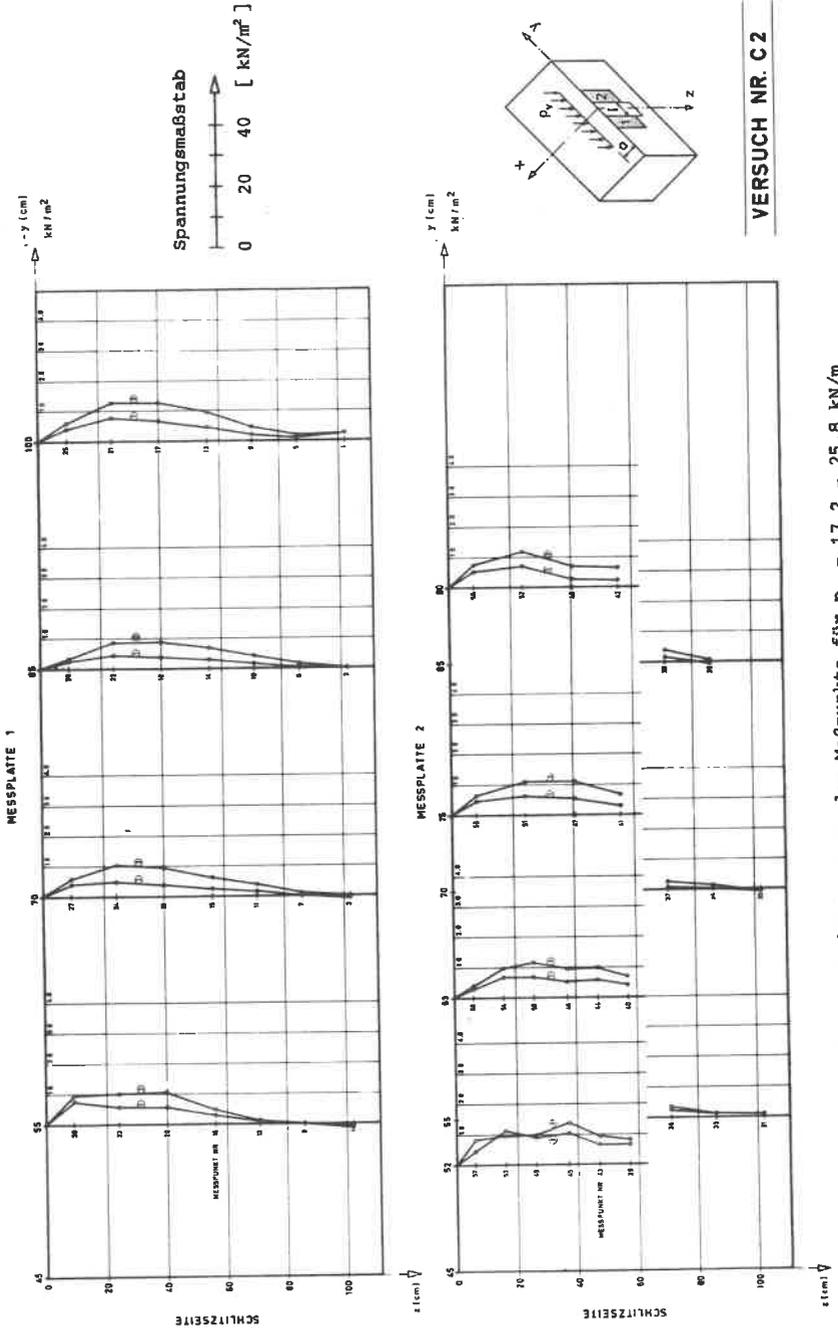
**VERSUCH NR. B 10**

Bild A15: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_V = 17,2 - 25,8 - 34,4 \text{ kN/m}$   
 (1) (2) (3)



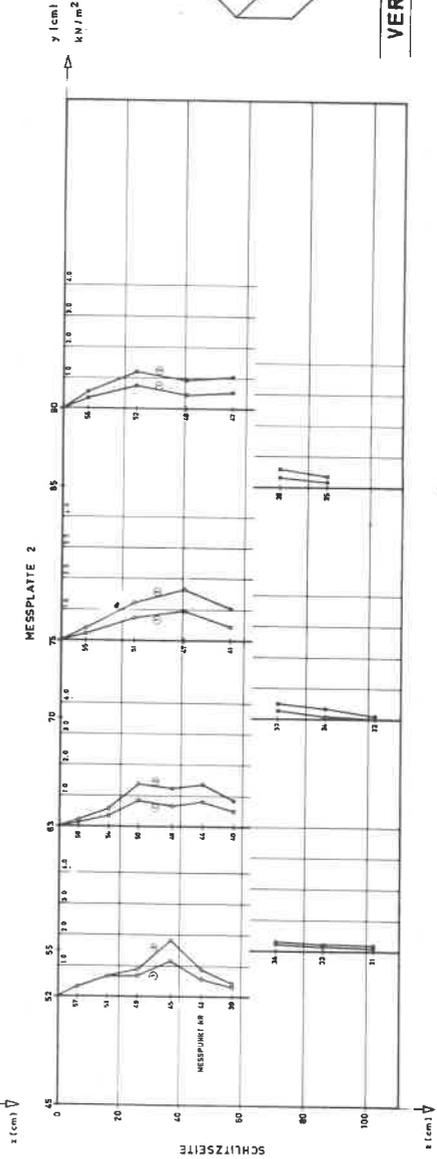
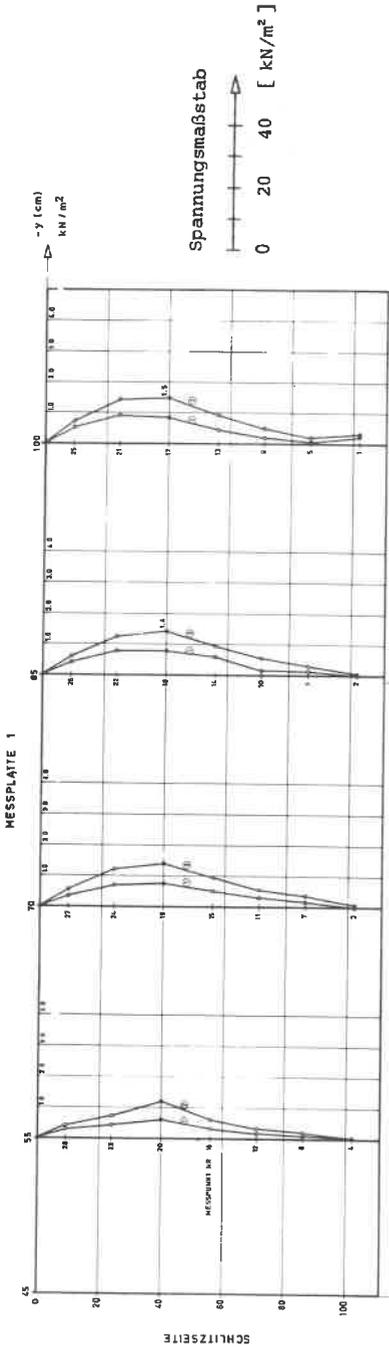
VERSUCH NR. B11

Bild A16: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_y = 17,2 - 25,8 - 34,4$  kN/m  
(1) (2) (3)



VERSUCH NR. C2

Bild A17: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_V = 17,2 - 25,8$  kN/m  
(1) (2)



VERSUCH NR. C2 W

Bild A18: Normalspannungen der Meßplatte für  $p_y = 17,2 - 25,8 \text{ kN/m}$   
(1)  
(2)

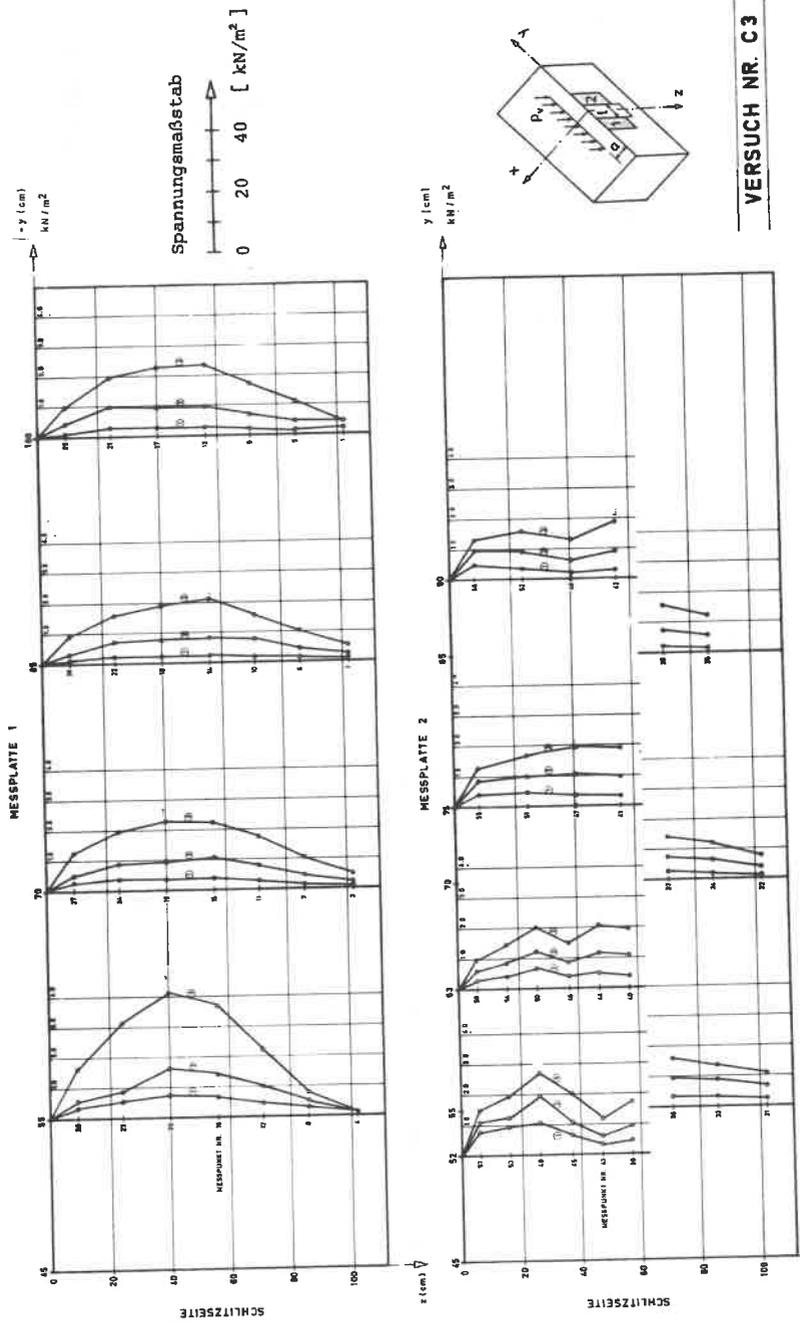
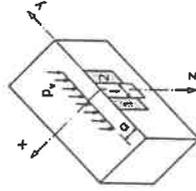
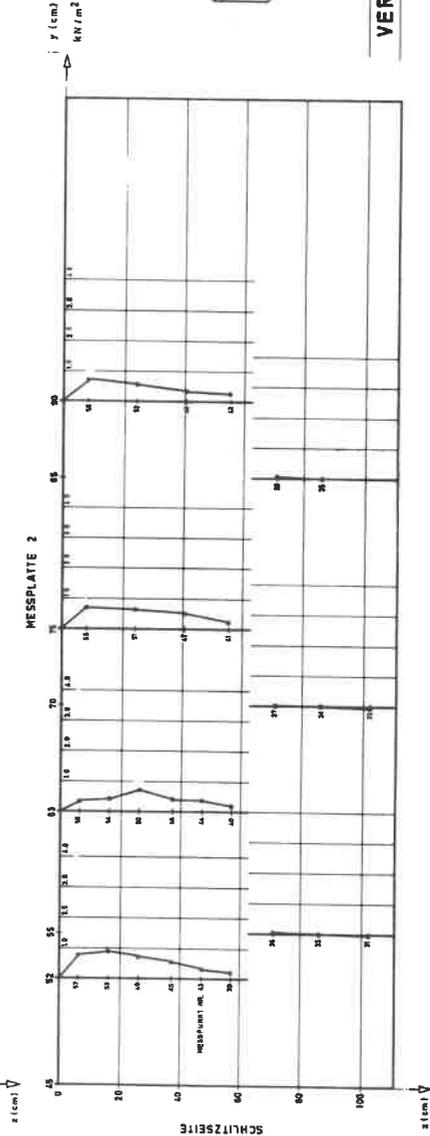
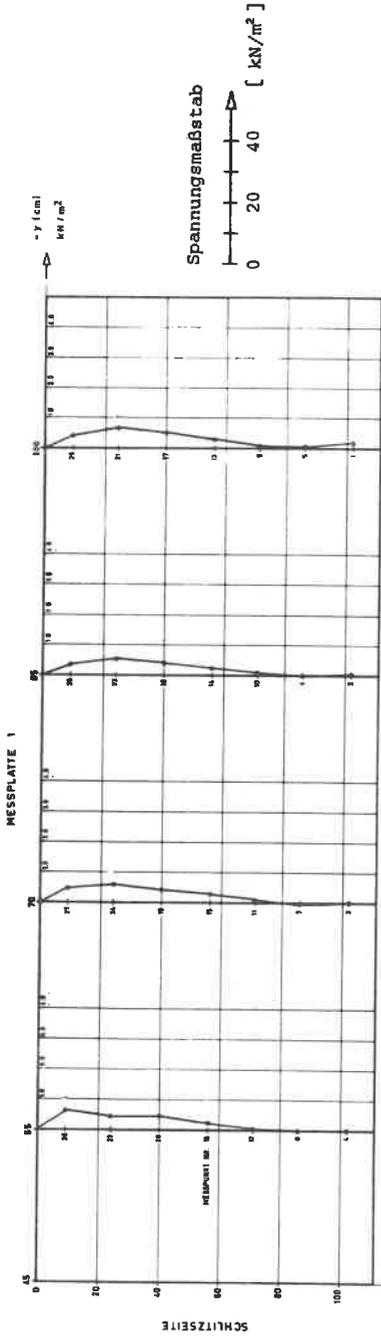


Bild A19: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_y = 17,2 - 34,4 - 51,6$  kN/m  
 (1) (2) (3)



VERSUCH NR. C 4

Bild A20: Normalspannungen der Meßpunkte für  $p_v = 8,6 \text{ kN/m}$



**VERSUCH NR. C 5**

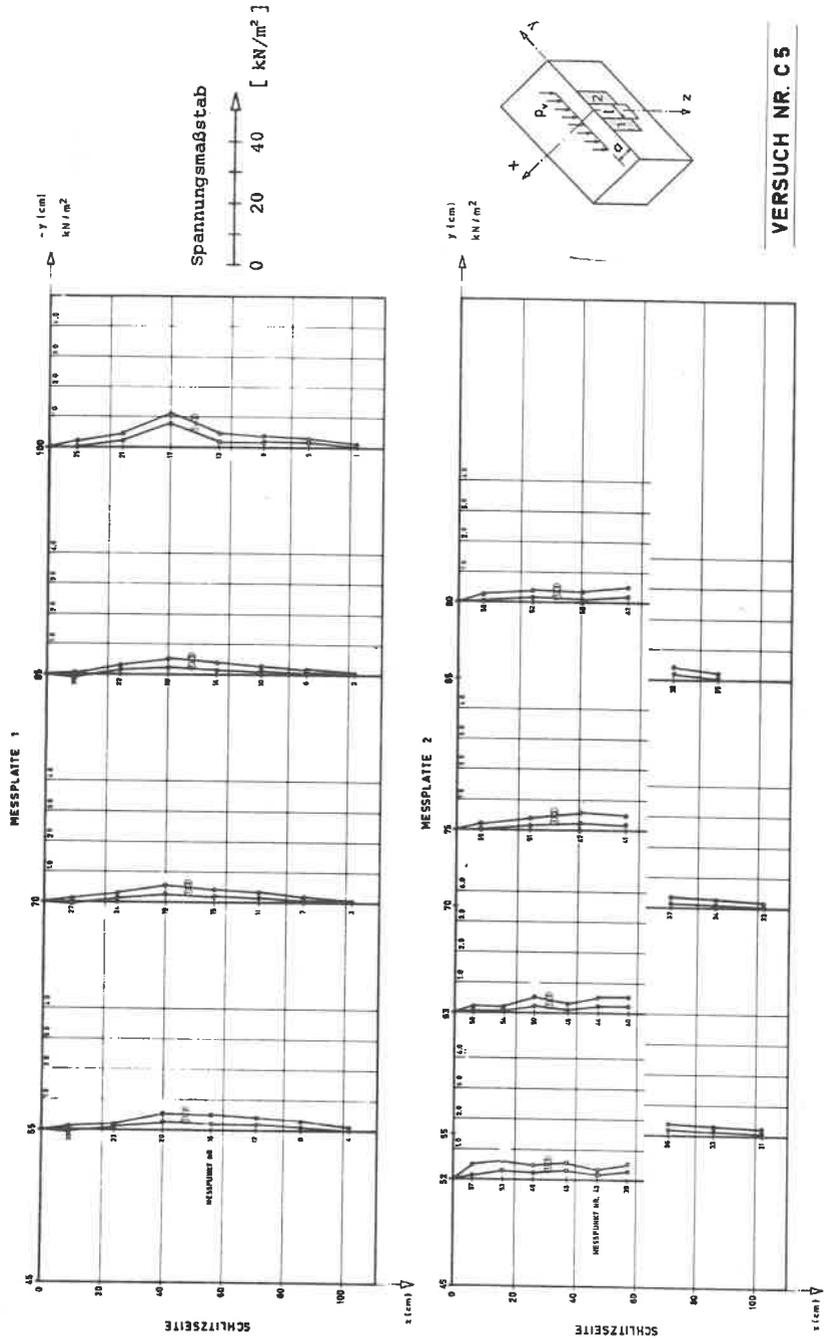
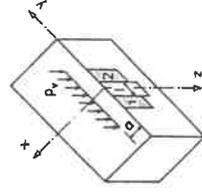
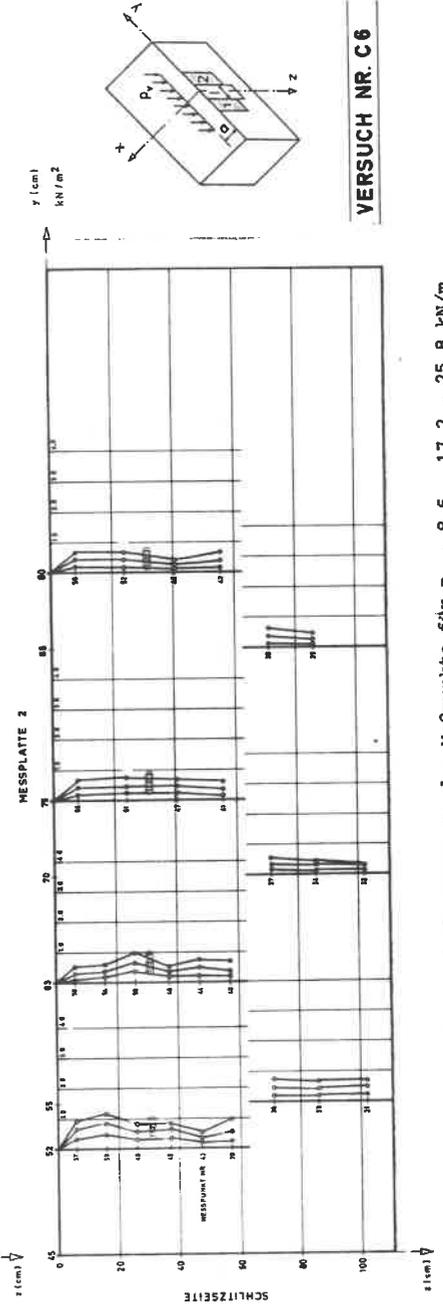
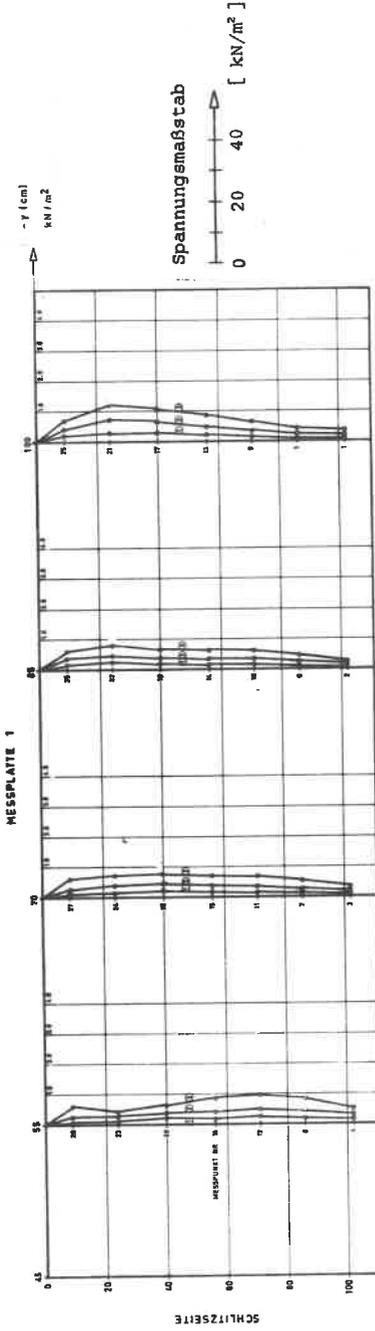
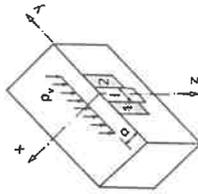
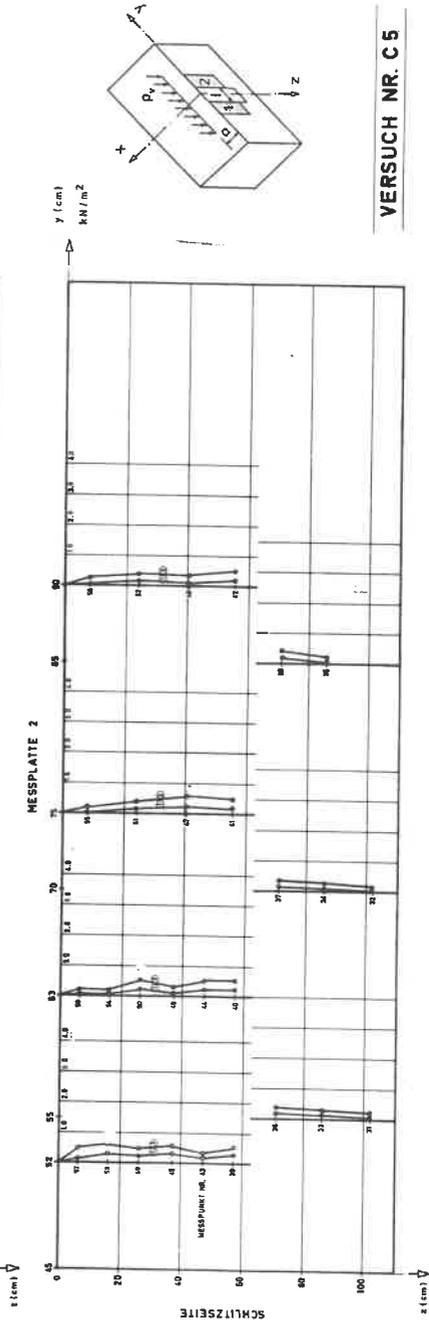
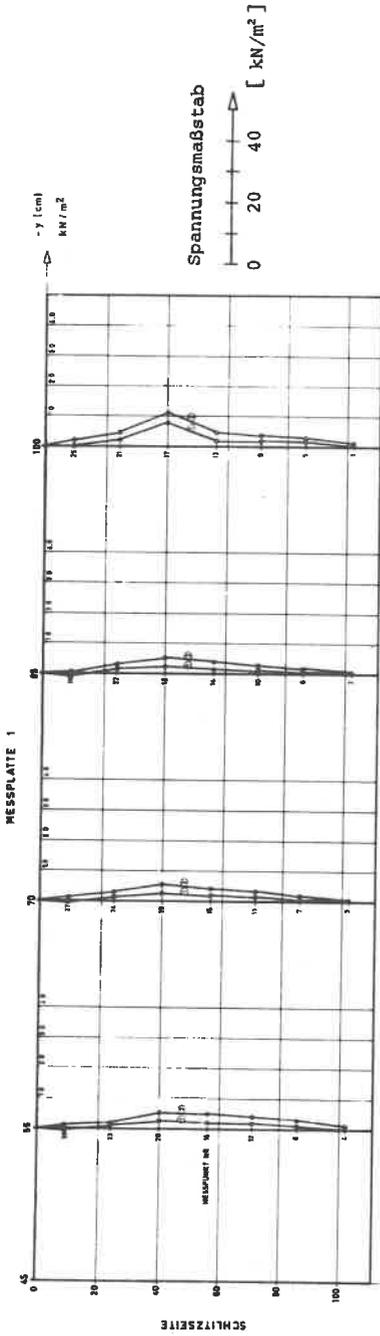


Bild A22: Normalspannungen der Meßpunkte für  $p_y = 8,6 - 17,2$  kN/m (1) (2)



VERSUCH NR. C 6

Bild A23: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_y = 8,6 - 17,2 - 25,8$  kN/m (1) (2) (3)



VERSUCH NR. C 5

Bild A22: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_v = 8,6 - 17,2 \text{ kN/m}$   
(1) (2)

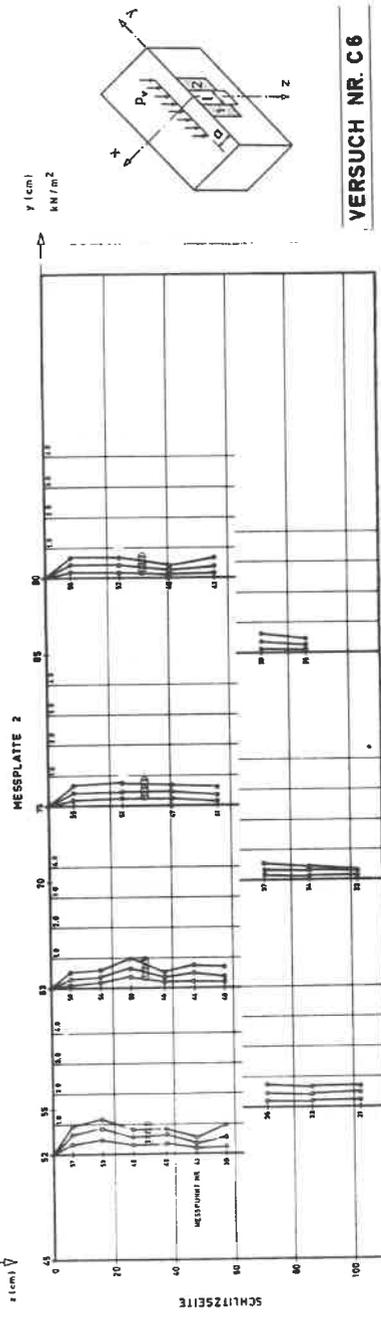
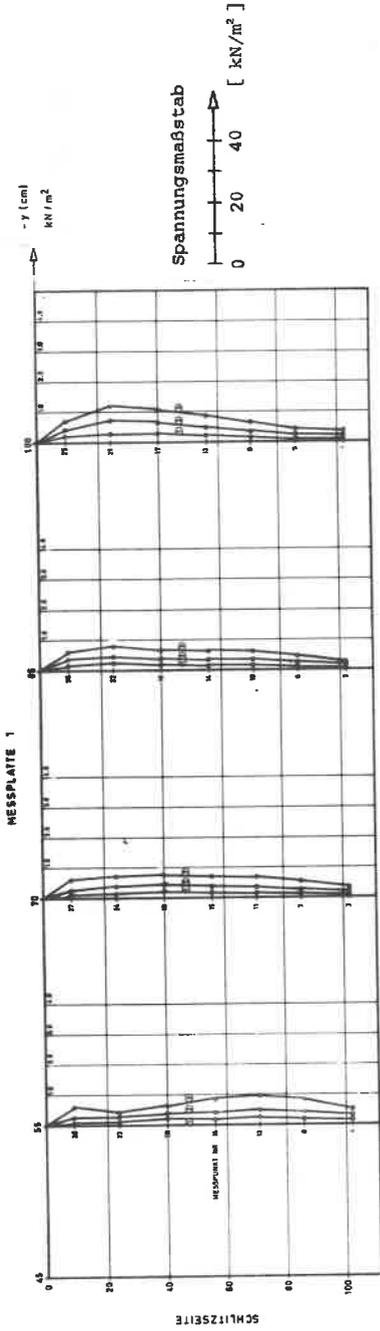
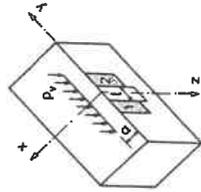
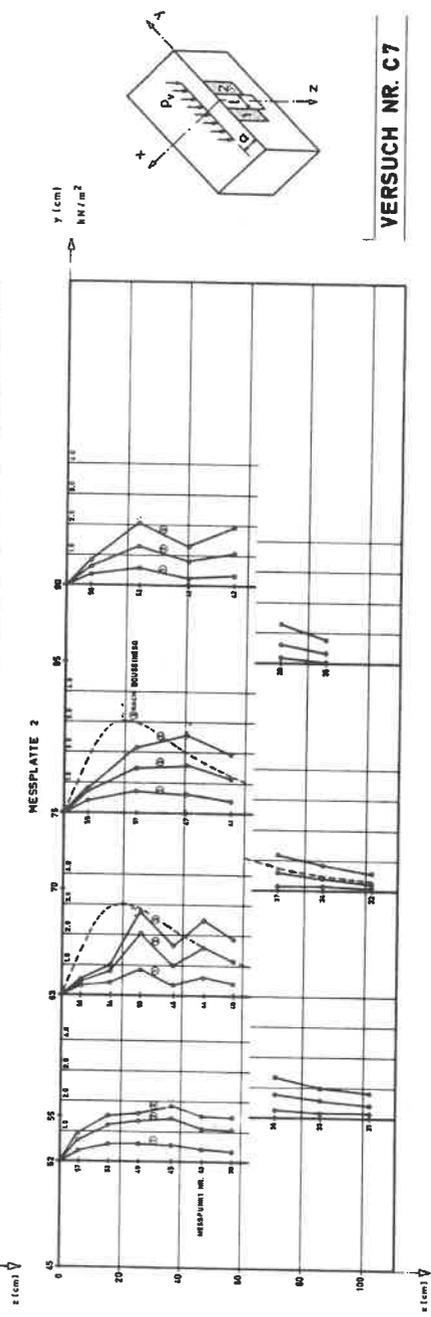
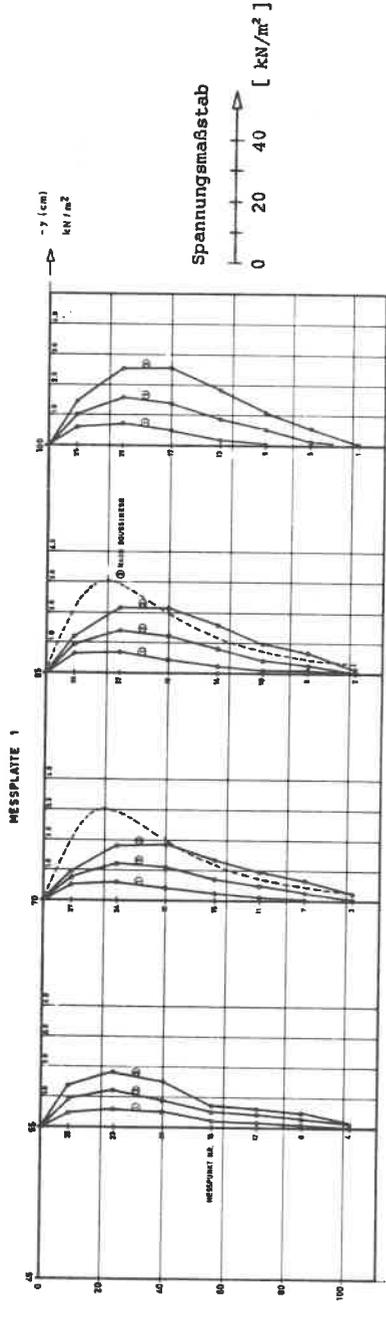
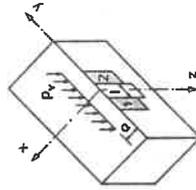
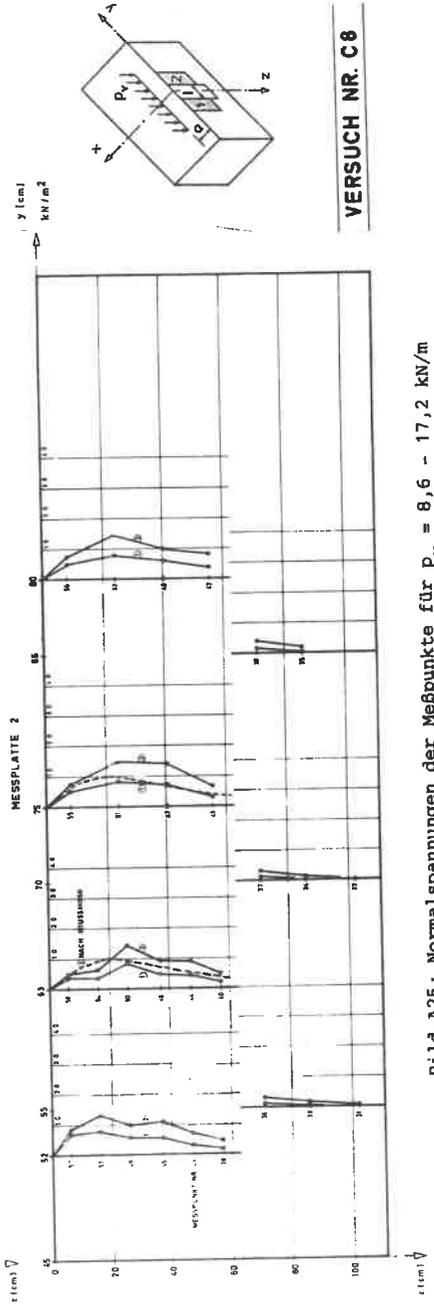
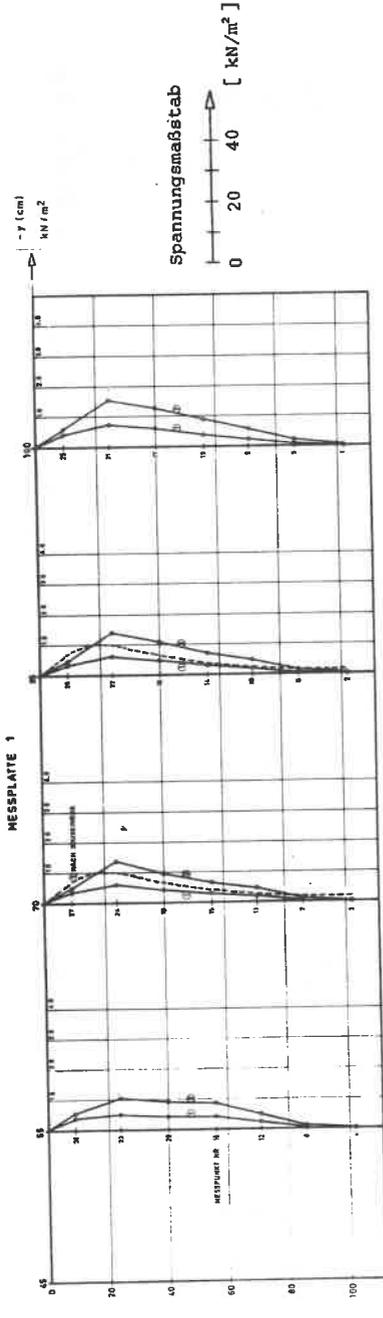


Bild A23: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_v = 8,6 - 17,2 - 25,8 \text{ kN/m}$   
(1) (2) (3)



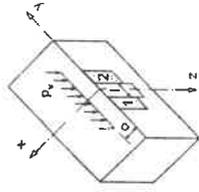
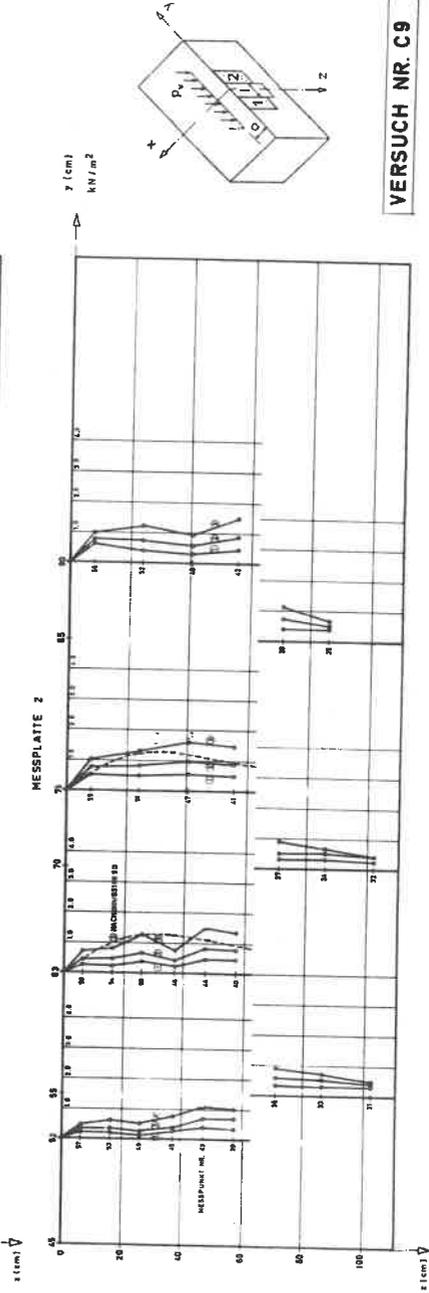
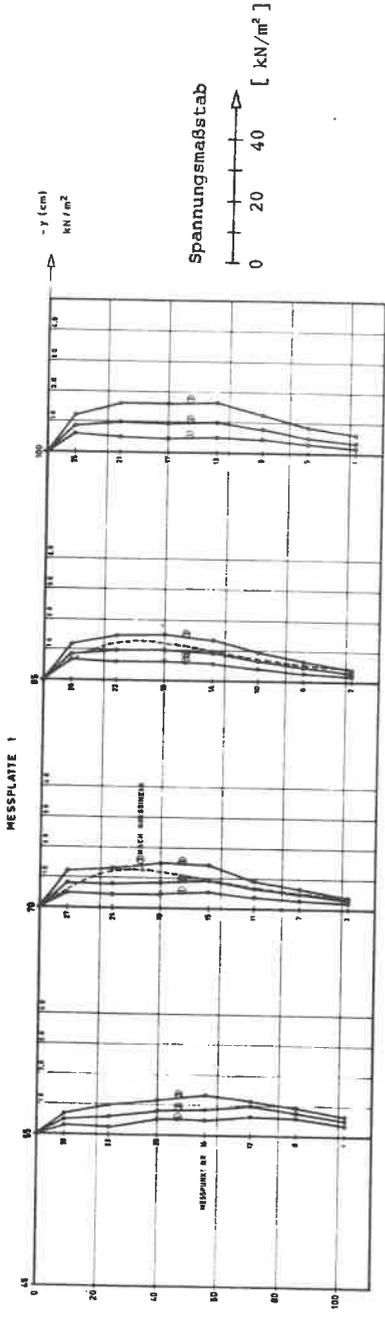
VERSUCH NR. C7

Bild A24: Normalspannungen der Meßpunkte für  $P_v = 17,2 - 34,4 - 51,6$  kN/m  
 (1) (2) (3)



VERSUCH NR. C8

Bild A25: Normalspannungen der Meßpunkte für  $p_y = 8,6 - 17,2$  kN/m  
(1) (2)



**VERSUCH NR. C9**

Bild A26: Normalspannungen der Meßpunkte für  $p_v = 17,2 - 25,8 - 34,4$  kN/m  
(1) (2) (3)

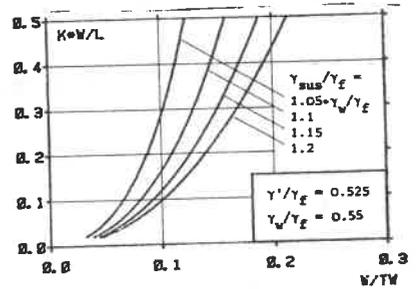
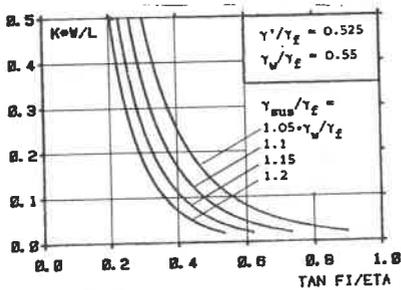
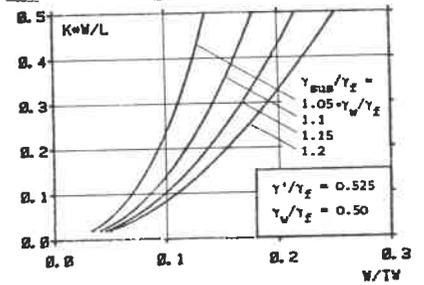
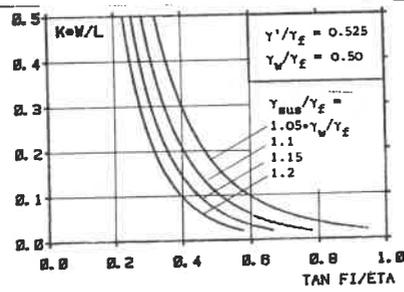
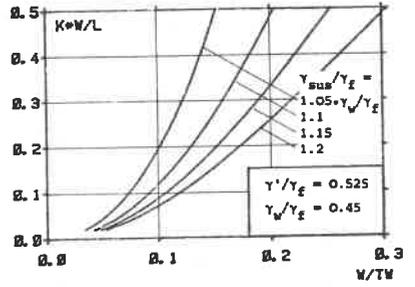
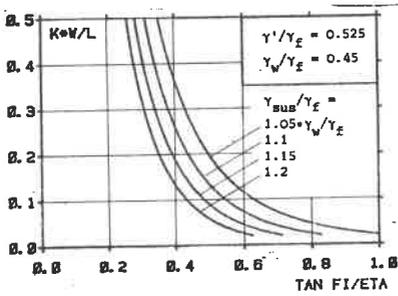


Bild A27

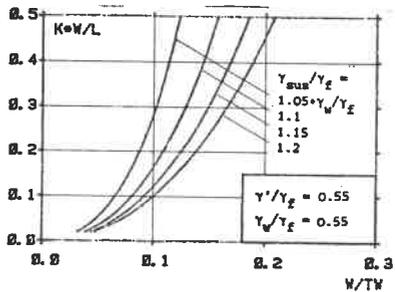
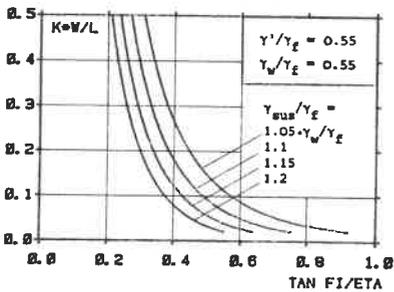
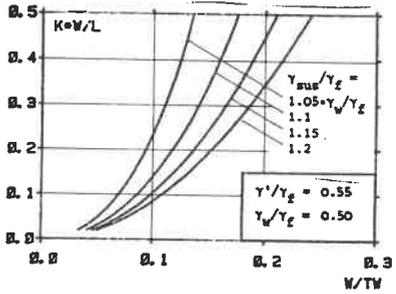
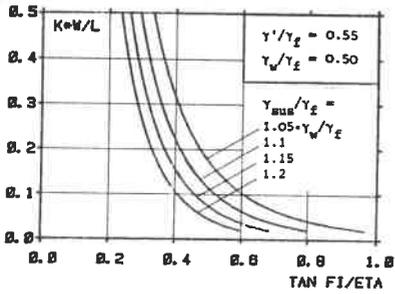
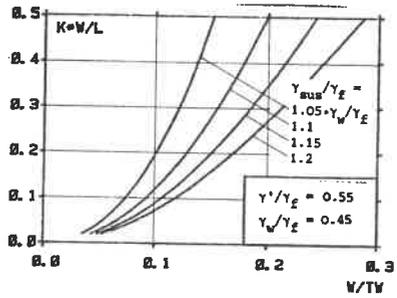
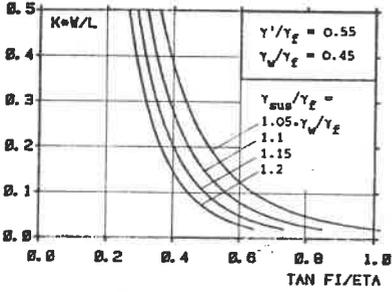


Bild A28

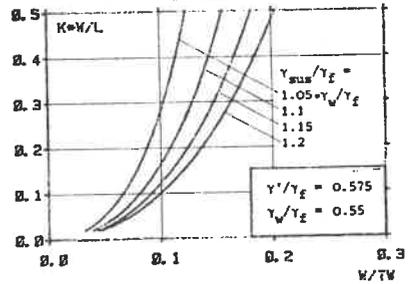
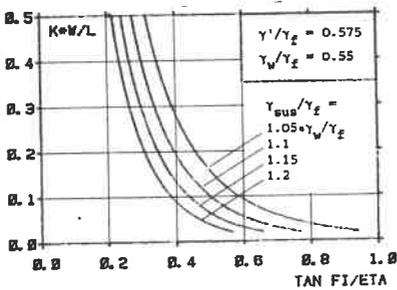
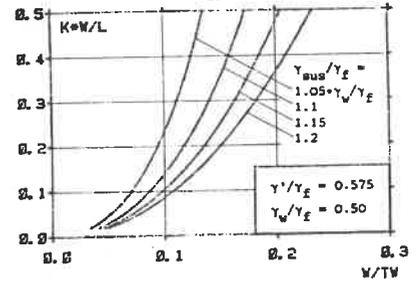
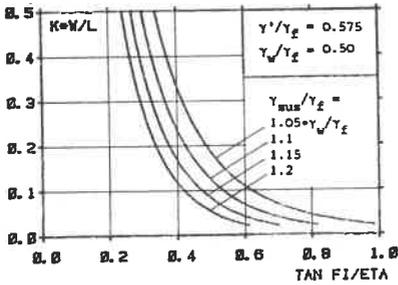
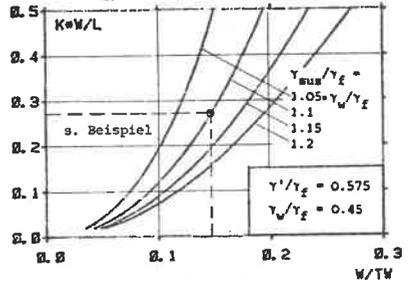
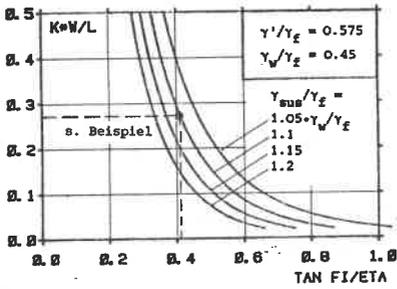


Bild A29

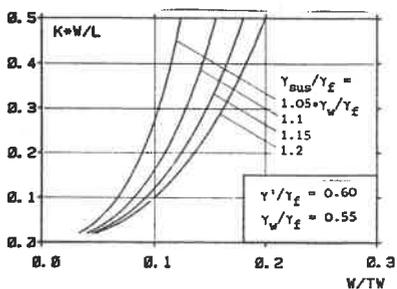
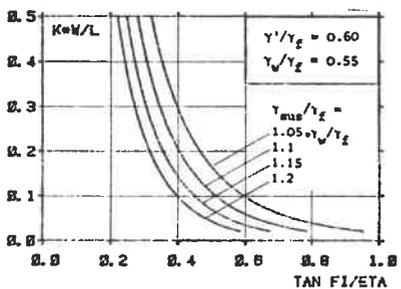
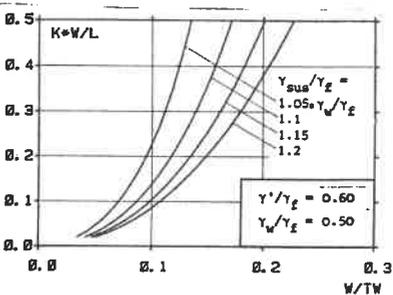
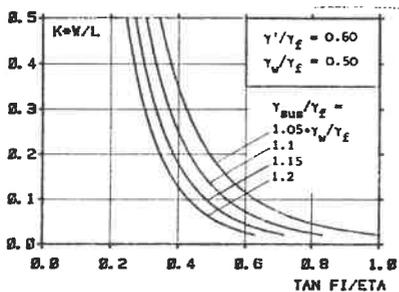
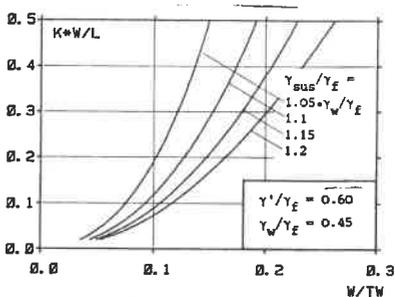
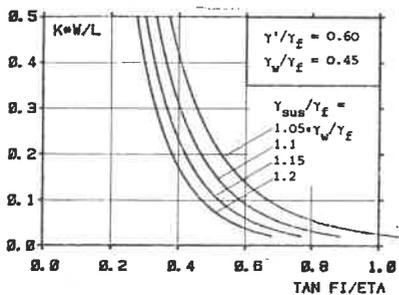
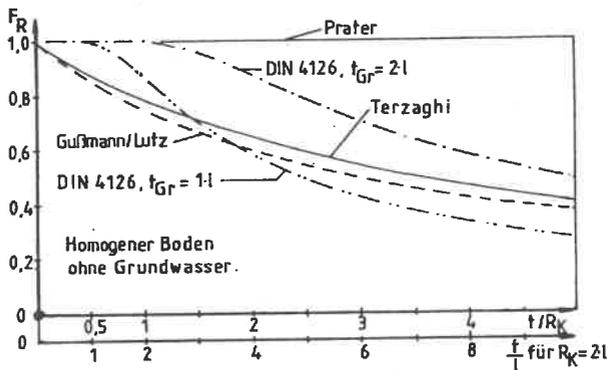
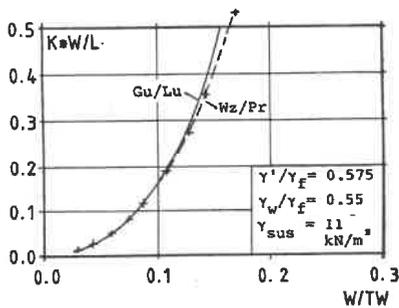
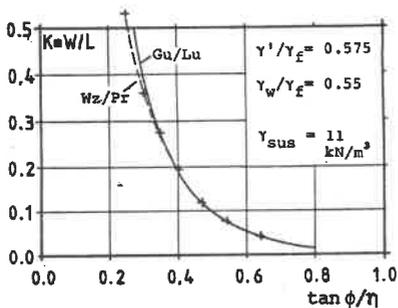


Bild A30



Abweichung der Normalkraft in den Seitenwänden von der Lösung nach PRATER für andere Ansätze in Abhängigkeit vom Räumlichkeitsverhältnis  $t/l$  bzw.  $t/R_k$



Vergleich der Verfahren Gußmann/Lutz und Walz/Prager

Bild A31: Auszug aus PULSFORT/WALZ (1981)

Herleitung der Gleichung (20):

Aus Glg. (18) erhält man durch Kürzen mit  $\sin \theta / 2$  für den Sonderfall

$p_V = 0$  und  $a/l = 0$ :

$$\frac{\gamma_{sus}}{\gamma} = \frac{y \sin \theta - 1}{\tan^2 \theta + \tan \theta y}$$

$$y = \frac{1 + \frac{\gamma_{sus}}{\gamma} \tan^2 \theta}{\tan \theta (1 - \frac{\gamma_{sus}}{\gamma})} = \frac{\frac{1}{\tan \theta} + \frac{\gamma_{sus}}{\gamma} \tan \theta}{(1 + \frac{\gamma_{sus}}{\gamma})}$$

$$\frac{dy}{d\theta} = 0$$

$$-\left(\frac{1}{\tan \theta} + \frac{\gamma_{sus}}{\gamma} \tan \theta\right)' = 0 \rightarrow -\frac{1}{\sin^2 \theta} + \frac{\gamma_{sus}}{\gamma} \frac{1}{\cos^2 \theta} = 0$$

$$\frac{\gamma_{sus}}{\gamma} = \cot^2 \theta$$

$$\cot^2 \theta = \frac{y \tan \theta - 1}{\tan^2 \theta + \tan \theta y}$$

$$1 + \cot \theta y = y \tan \theta - 1$$

$$\tan^2 \theta - \frac{2}{y} \tan \theta - 1 = 0$$

$$\tan \theta = \frac{1}{y} + \sqrt{\left(\frac{1}{y}\right)^2 + 1}$$

$$\eta = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_{mob}} \quad - \quad \tan \varphi_{mob} = \frac{\tan \varphi}{\eta} = \frac{1}{y}$$

$$\sqrt{\tan^2 \varphi_{mob} + 1} = \frac{1}{\cos \varphi_{mob}}$$

$$\tan \theta = \tan \varphi_{mob} + \frac{1}{\cos \varphi_{mob}} = \frac{\sin \varphi_{mob} + 1}{\cos \varphi_{mob}}$$

$$\frac{\gamma_{sus}}{\gamma} = \frac{\cos^2 \varphi_{mob}}{(1 + \sin \varphi_{mob})^2} = \frac{1 - \sin^2 \varphi_{mob}}{(1 + \sin \varphi_{mob})^2} =$$

$$= \frac{1 - \sin \varphi_{mob}}{1 + \sin \varphi_{mob}} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{mob}}{2} \right) = K_{a,mob}$$



Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner  
Mitarbeiter

- 
- |    |                                       |        |   |             |
|----|---------------------------------------|--------|---|-------------|
| 1  | Smoltczyk, U.                         | (1983) | <i>Studienunterlagen.<br/>s.a. "Mitteilungen des Baugrundinstituts Stg."</i>  |             |
| 2  | Gußmann, P.                           | (1973) | <i>Ausgleichsvorgänge eindimensionaler<br/>Strömungen bei beliebiger Anfangsbe-<br/>dingung unter besonderer Berücksich-<br/>tigung der Konsolidation einseitig<br/>dräniertes Tonschichten</i> | Sonderdruck |
| 3  | Thamm, B.R.                           | (1973) | <i>Die "Cam-Clay"-Theorie und das<br/>"Critical-State"-Konzept</i><br>Der Bauingenieur 48, 311 - 314  | Sonderdruck |
| 4  | Gußmann, P./<br>Spotka, H.            | (1973) | <i>Eindimensionale Konsolidation mehr-<br/>schichtiger Tonböden</i><br>Die Bautechnik 50, 265 - 272   | Sonderdruck |
| 5  | Thamm, B.R.                           | (1973) | <i>Anwendung der Finite-Element-Methode<br/>zur Berechnung von Spannungen in<br/>wassergesättigten Böden</i><br>Der Bauingenieur 48, 370 - 374  | Sonderdruck |
| 6  | Gußmann, P.                           | (1974) | <i>Different methods of evaluating the<br/>influence of seepage forces on slope<br/>stability</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 61 -73   |             |
| 7  | Gußmann, P./<br>Schad, H.             | (1974) | <i>Practical considerations in the application of<br/>finite element techniques to soil problems</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 74 - 90   |             |
| 8  | Gußmann, P./<br>Spotka, H.            | (1974) | <i>One-dimensional consolidation of multi-layered<br/>clays</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 91 - 102   |             |
| 9  | Gußmann, P./<br>Thamm, B.             | (1974) | <i>Two-dimensional consolidation of triaxial test<br/>specimen</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 103 - 117   |             |
| 10 | Schad, H. et al.                      | (1974) | <i>Stresses in concrete caisson bells</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 118 - 121  |             |
| 11 | Smoltczyk, U.                         | (1974) | <i>Improved technique for foundations on slopes</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 122 - 129  |             |
| 12 | Smoltczyk, U./<br>Diem, P./Spotka, H. | (1974) | <i>Pressure cell for the measurement of normal<br/>and shear stress</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 130 - 136  |             |
| 13 | Smoltczyk, U./<br>Ljöterud, L.        | (1974) | <i>Stabilizing sand grains by overhead water<br/>pressure in bell bottoms of caisson piles</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 137 - 141   |             |

Die Nrn. 6 bis 13 enthält das o.g. Heft 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT  
FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preise von DM 20,-- verkauft wird.

- [14] Smoltczyk,U. (1975) *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*  
et al. CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe
- [15] Gußmann,P./ (1974) *Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben*  
Thamm,B.R. Der Bauingenieur 49, 293 - 298 Sonderdruck
- [16] Gußmann,P. (1974) *Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruckansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen*  
Der Bauingenieur 49, 298 - 301 Sonderdruck
- [17] Smoltczyk,U./ (1974) *DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele*  
Gußmann,P./Schulz,H. 20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,--
- [18] Laumans,Q. (1975) *Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächengründungen*  
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14
- [19] Smoltczyk,U. (1975) *Graving Dock Foundation on Deep Fill*  
Proc. 1 Baltic Conf. Soil Mech. Found. Engg. III, 213 - 222
- [20] Smoltczyk,U./ (1975) *Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden*  
Du Thinh Fortschritt-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25, 70 S.
- [21] Smoltczyk,U. (1975) *Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren*  
in: Festschrift Lorenz, Techn.Univ.Berlin, 203-218
- [22] Smoltczyk,U. (1975) *Wie kann man Baugruben verbilligen?*  
Der Architekt 2, 94 - 103
- [23] Smoltczyk,U. (1975) *Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein*  
Veröff. Inst.Felsmech.Bodenmech.Univ.Karlsruhe 63, 21 - 50
- [24] Smoltczyk,U. (1976) *Pfahlgründung eines Eisenbahndammes*  
Proc. 6. Europ. Conf. SMFE, 1.2, 561 - 566
- [25] Smoltczyk,U./ (1976) *Erddruck auf Schleusenkamerwände*  
Hilmer,K. Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, 245 - 265
- [26] Laumans,Q./ (1976) *Calculation of mat foundations on clayey silts*  
Schad,H. Proc. Sec.Int.Conf.Num.Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol 1
- [27] Smoltczyk,U./ (1977) *Earth Pressure Variations Due to Temperatur Change*  
Hilmer,K./Franke,E./ ICOSFME Tokyo, Vol. 2, 225 - 233  
Schuppener,B.
- [28] Smoltczyk,U./ (1977) *Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes*  
Seeger,H. Int. Symp.The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, 443 - 447
- [29] Smoltczyk,U. (1978) *Wagnis Baugrund*  
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift, 8/9, 12 - 16
- [30] Hilmer,K./ (1978) *Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden.*  
Vogt,N. Geotechnik 1, 75 - 83

- [31] Schad, H. (1978) *Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben*  
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 141 - 161
- [32] Schulz, H./Smoltczyk, U. (1978) *Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen*  
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 275 - 296
- [33] Smoltczyk, U. (1978) *DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik*  
GEOTECHNIK 1, 29 - 42
- [34] Gußmann, P. (1978) *Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften*  
GEOTECHNIK 1, 68 - 74
- [35] Hilmer, K./Vogt, N. (1978) *Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden*  
GEOTECHNIK 1, 75 - 84
- [36] Schmidt, H.-H. (1978) *Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben eindringenden Wassers*  
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart
- [37] Schmidt, H.-H. (1978) *Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten*  
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart
- [38] Gußmann, P. (1979) *Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich dränierter Laborversuche*  
GEOTECHNIK 2, 148 - 154
- [39] Smoltczyk, U. (1979) *Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, 77 - 80*
- [40] Schmidt, H.-H. (1979) *Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forschungsbericht FA 5.042 G 77 H B.f.Verkehr*
- [41] Smoltczyk, U. (1979) *Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften*  
Berichte Bundesvereinigung Prüfingenieure für Baustatik, Arbeitstagung 4, 23 - 51
- [42] Smoltczyk, U./Vogt, N./Hilmer, K. (1979) *Lateral Earth Pressure Due to Surcharge*  
Proc. 7.ECSMFE Brighton, 2, 131 - 140

- [43] Smoltczyk, U. (1979) *Influence of foundation depth on raft analyses* Proc.3.Int.Conf.Numerical Methods in Geomechanics, 4, 1503 - 1512
- [44] Smoltczyk, U. (1979) *Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart* 2.Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, 113 - 115
- [45] Smoltczyk, U./Gartung, E. (1979) *Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone.* Proc.4.Int.Congr.Rock Mechanics Montreux, 639 - 644
- [46] Smoltczyk, U./Schmidt, H.-H. (1979) *Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden* Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsgesellschaft f.d.Straßenwesen Koblenz
- [47] Smoltczyk, U./Gußmann, P./Schad, H. (1980) *Grundbautaschenbuch 3.Auflage Teil 1 mit Beiträgen:*  
1.1 *Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole*  
1.2 *Baugrundgutachten; 1.7 Numerische Verfahren in der Bodenmechanik; 1.10 Berechnung von Zeitsetzungen.* Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin München
- [48] Smoltczyk, U. (1980) *Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzuziehung von mineralogischen Untersuchungen.* VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau..".
- [49] Smoltczyk, U. (1980) *Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde.* III.Int.Symp. DDR-Komitee Bodenmech.Grundbau Dresden, S.22-28.
- [50] Smoltczyk, U. (1980) *Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen.* III.Int.Symp.DDR-Komitee Bodenmech.Grundbau Dresden, S.58-61.
- [51] Buchmaier, R.F./Smoltczyk, U./Schad, H. (1980) *Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand.* Proc.6.Donaueurop.CSMFE Varna, 1a, S.65-74.
- [52] Smoltczyk, U./Malcharek, K. (1981) *Lebendverbau von Steilböschungen.* Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S.396-400.
- [53] Smoltczyk, U. (1981) *Saving cities and old buildings.* State-of-the-Art Report.10th ICSMFE Stockholm, 4, S.441-465.
- [54] Gußmann, P./Lutz, W. (1981) *Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser.* GEOTECHNIK 4, S.70-81.
- [55] Melzer, K.-J./Smoltczyk, U. (1982) *Dynamic penetration testing.* State-of-the-Art Report.Proc.2nd ESOPT Amsterdam, 1, S.191-202.
- [56] Smoltczyk, U./Malcharek, K. (1982) *Living Sheets on Steep Slopes.* Proc.2nd Int.Conf.Geotextiles, 1, S.253-257.
- [57] Steinmann, B. (1982) *Consolidation testing of Opalinuston with different types of drainage.* Proc.Int.Symp.Num.Models Geomechanics Zürich, S.280-285. A.A.Balkema Rotterdam.
- [58] Smoltczyk, U. (1982) *Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice, Some personal experiences.* Intern.Symposium Numerical Models Geomechanics Zürich, S.535-548.

- [59] Vogt, N. (1982) *Large scale model tests with partial mobilization of the passive earth pressure and cyclic movements of the wall.* IUTAM Conference Deformation Failure Granular Materials Delft, S.643-652.
- [60] Smoltczyk, U. (1982) *Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität.* Geotechn.Konferenz Brn, CSSR
- [61] Smoltczyk, U. (1982) *Unterfangungen und Unterfahrungen.* Grundbautaschb. Teil 2, Abschn.2.3, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn.
- [62] Smoltczyk, U./Netzel, D. (1982) *Flachgründungen.* Grundbtschb. Teil 2, Abschn.2.1, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn
- [63] Smoltczyk, U./Hilmer, K. (1982) *Baugrundverbesserung.* Grundbtschb. Teil 2, Abschn.2.5, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn
- [64] Schenck, W./Smoltczyk, U./Lächler, W. (1982) *Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion.* Grundbtschb.2, 2.12, W.Ernst u.Sohn
- [65] Schenck, W./Smoltczyk, U. (1982) *Gründungen im offenen Wasser.* Grundbtschb. Teil 2, Abschn.2.17, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn.
- [66] Gussmann, P. (1982) *Kinematical Elements for Soils and Rocks.* Proc.of the 4th Int.Conf.on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton/Canada
- [67] Gussmann, P. (1982) *Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures.* IUTAM Symp. 'Deformation and Failure of Granular Materials', Delft
- [68] Smoltczyk, U. (1983) *Deep Compaction.* General Report: 8th ECSMFE Helsinki, vol. 3, S.63 - 74.
- [69] Gußmann, P. (1983) *Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzten unter statischen Lasten.* 7.Donaueurop.CSMFE Kishinjew, III, S.55-60.

## MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTART

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

- Nr. 1 Thamm, B. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones  
Preis: DM 10,--
- Nr. 2 Gußmann, P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch  
Preis: DM 5,--
- Nr. 3 Feeser, V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß  
Preis: DM 10,--
- Nr. 4 Du Thinh, K. (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation  
Preis einschließlich Quellenprogramm: DM 200,--
- Nr. 5 Smoltczyk, U. (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR  
Pertschi, O./  
Hilmer, K.  
Preis: DM 18,--
- Nr. 6 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusen-kammerwände  
Preis: DM 18,--
- Nr. 7 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens  
Preis: DM 18,--
- Nr. 8 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse  
Preis: DM 15,--
- Nr. 9 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand  
Preis: DM 15,--
- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben  
Preis: DM 20,--
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden  
Gußmann, P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation  
Preis: DM 20,--
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten  
Preis: DM 25,--
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch  
Preis: DM 25,--

- Nr. 14 Schmidt, H.-H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund  
Preis: DM 25,--
- Nr. 15 Smoltczyk, U. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen  
Schweikert, O.  
Preis: DM 12,--
- Nr. 16 Malcharek, K. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die  
Smoltczyk, U. Berechnung von Fundamenten  
Preis: DM 15,--
- Nr. 17 Gruhle, H.-D. (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung  
vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches  
Problem des Erdwiderstandes  
Preis: DM 30,--
- Nr. 18 Kobler, W. (1982) Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch  
bei begrenzten Lastflächen  
Preis: DM 25,--
- Nr. 19 Lutz, W. (1983) Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds  
neben Linienlasten  
Preis: DM 25,--
- Nr. 20 Smoltczyk, U. (1983) Studienunterlagen "Bodenmechanik und  
Grundbau"  
Preis: DM 35,--
- Nr. 21 Schweikert, O. (1984) Der Einfluß des Böschungswinkels  $\beta$   
auf die Berechnung des aktiven Erd-  
druckes  
Preis: DM 20,--
- Nr. 22 Vogt, N. (1984) Erdwiderstandsermittlung bei monotonen  
und wiederholten Wandbewegungen in  
Sand  
Preis: DM 25,--



