



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART

1994
MITTEILUNG 35

MARTIN WITTLINGER

EBENE VERFORMUNGSUNTERSUCHUNGEN
ZUR WECKUNG DES
ERDWIDERSTANDES BINDIGER BÖDEN

Druck: polyfoto - Dr. Vogt KG
Breitscheidstr. 44 · 70176 Stuttgart
Telefon (07 11) 61 06 41



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART

1994
MITTEILUNG 35

MARTIN WITTLINGER

EBENE VERFORMUNGSUNTERSUCHUNGEN
ZUR WECKUNG DES
ERDWIDERSTANDES BINDIGER BÖDEN

**EBENE VERFORMUNGSUNTERSUCHUNGEN
ZUR WECKUNG DES
ERDWIDERSTANDES BINDIGER BÖDEN**

Von der Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung,

vorgelegt von

Martin Wittlinger

geboren in Stuttgart.

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk
Mitberichter : Prof. Dr.-Ing. J. Giesecke

Tag der mündlichen Prüfung: 17. Januar 1994

Das Institut für Geotechnik ist eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-35-9

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

Herausgegeben 1994 im Eigenverlag des Institutes für Geotechnik

Vorwort des Herausgebers

Das Institut für Geotechnik befaßt sich seit vielen Jahren mit der Ermittlung von Erddrücken in Abhängigkeit von der Größe und Art der verursachenden Wandverschiebung. Die Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Wittlinger reiht sich hier ein, indem sie experimentell und theoretisch untersucht, inwieweit die gängigen Abschätzungen - die ja meist aus Messungen und Erfahrungen mit nichtbindigen Bodenarten abgeleitet werden - auf die steifen bindigen Bodenarten anwendbar sind, die im süddeutschen Raum vorherrschen. Hier besteht in der Baupraxis ein starkes Interesse, die durch relativ kleine Verschiebungen mobilisierbaren Erdwiderstandskräfte zu nutzen, wenn es darum geht, große Horizontalkräfte in den Untergrund einzuleiten wie etwa bei den Anfahrschächten für Durchpressungen.

Dem Einwand, man könne die Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden heute einfacher mit der Zentrifugentechnik untersuchen, halte ich entgegen, daß die Untersuchung ungestörter Bodenkörper unter Einbeziehung der für Baustellenverhältnisse typischen Bedingungen selbst in einer Großzentrifuge auf erhebliche praktische Schwierigkeiten stoßen dürfte. Der in der vorliegenden Arbeit durchgeführte Vergleich zwischen gewachsenem und gestörtem Boden an einem regional typischen Lößlehm war zuverlässig nur mit großmaßstäblichen Freilandversuchen realisierbar. Hierauf gestützt, wird man sicher bei weiteren Untersuchungen auch die Zentrifugentechnik für ungestörte bindige Bodenarten einsetzen können.

Ein wichtiges Ergebnis scheint mir die sowohl experimentelle als auch anhand unterschiedlicher Rechenmodelle theoretische Aufspaltung der Erdwiderstands-Weckung in ein Reibungs- und Kohäsionsanteil zu sein, wobei auch eine gewisse Unstimmigkeit in der Auswertungsmethodik von Schmertmann bereinigt werden konnte.

Zwar bemerkt der Verfasser bescheiden, daß seine Untersuchungen noch nicht für die Aufstellung einer allgemein gültigen Mobilisierungsfunktion reiche, doch weist er in seinem Abschnitt 6.2 jedenfalls den Weg dazu überzeugend nach.

Smolczyk

Vorwort des Autors

Das vorliegende Mitteilungsheft entstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.

Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk danke ich für die Anregungen und besonders für die gebotene Möglichkeit zu dieser Arbeit, für die Unterstützung und für die Übernahme des Hauptberichtes.

Für die Übernahme des Mitberichts gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Giesecke.

Ferner bin ich den Kollegen des Institutes für Geotechnik für die wertvollen Diskussionen und Hinweise dankbar sowie den wissenschaftlichen Hilfskräften für ihre Unterstützung und Mithilfe.

Für die tatkräftige und ideenreiche Unterstützung beim Bau und bei der Durchführung der Großversuche bedanke ich mich besonders bei Herrn Sooss. Ebenso gilt mein Dank der Robert Bopp Steinbruchbetriebe GmbH + Co., die sowohl das Versuchsgelände zur Verfügung stellten als auch jederzeit tatkräftige Unterstützung leistete.

Nicht zuletzt bin ich für Geduld und Verständnis aus meinem privaten Umfeld sehr dankbar. Ohne diese Unterstützung wäre die Arbeit, vor allem in der Endphase, nicht möglich gewesen.

M. Wittlinger

Kurzfassung

In der Praxis konnte man bisher für bindige Böden von mindestens steifer Konsistenz auf keine wissenschaftlich gesicherten Erkenntnisse über die Erdwiderstandscharakteristik zurückgreifen. Um nicht weiter nur auf plausible Übertragungen von an Sand gewonnenen Erkenntnissen angewiesen zu sein, wurde in der vorliegenden Arbeit die ebene Verformung zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden untersucht. Hierfür wurde ein typischer vorbelasteter Tonboden von steifer bis halbfester Konsistenz (Lößlehm) ausgewählt.

Zur experimentellen Versuchsdurchführung wurden im Rahmen dieser Arbeit in einem natürlich gewachsenen und einem künstlich verdichteten Boden großmaßstäbliche Modellversuche mit einer Druckplatten-Expansionsvorrichtung gefahren. Die Versuche wurden unter verschiedenen kinematischen Randbedingungen (Parallelbewegung und Drehung um den Fußpunkt) durchgeführt.

Das Ziel dieser Versuche bestand darin, eine allgemeingültige Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstand in bindigen Böden in Abhängigkeit vom Verschiebungsweg aufzustellen. Zur Verifizierung der experimentellen Versuchsergebnisse wurden u.a. Laboruntersuchungen, Berechnungen nach DIN 4085, FE-Berechnungen und Berechnungen mit der Kinematischen Elemente Methode durchgeführt. Mit Hilfe der experimentellen Untersuchungen und der Berechnungen wurden u.a. die Bruchlasten und die Bruchkörpergeometrien verglichen, aus denen letztendlich die Mobilisierung des Erdwiderstandes anteilig aus Kohäsion und innerer Reibung auf Grundlage gleicher Verhältniswerte $\varepsilon_1/\varepsilon_r$ aus den Triaxialversuchen hervorgeht.

Summary

In engineering practice no reliable scientific data about the characteristics of passive earth pressures exist for cohesive soils having at least stiff consistency. To date, only knowledge obtained from sands has been applied to this kind of soil, using plausibility considerations. To avoid being dependant on this procedure, the present thesis deals with the mobilization of passive earth pressure of cohesive soils for plane deformation assumptions. For this research, a typical consolidated clay (Loess-loam) of a stiff to semi-solid consistency was chosen.

The experimental part of this work consisted of carrying out large-scale model tests with a pressure plate expansion apparatus in both a natural and an artificially compacted soil. The tests were carried out with different kinematic boundary conditions: horizontal displacement and pivoting around the base point.

The principal aim of this study was to develop a generally valid mobilization function for passive earth pressure of cohesive soils as a function of displacement. To verify the experimental results, calculations according to DIN 4085, Finite Element Calculations and calculations with the Kinematic Element Method were carried out with parameters from laboratory investigations. By these methods and tests the ultimate load and the geometry of the failure body were determined and compared. Finally, these results were used to propose the mobilization function for passive earth pressure as a function of cohesion and internal friction, based on the identical ratio of $\varepsilon_1/\varepsilon_f$ from triaxial tests.

Inhaltsverzeichnis

Begriffe und Symbole	9
1 Einleitung	11
1.1 Aufgabe und Ziel	11
1.2 Gliederung der Arbeit	12
2 Stand der Technik	13
2.1 Großmaßstäbliche Modellversuche	13
2.2 Erdwiderstandsansätze	14
2.3 Mobilisierungsansätze	15
3 Großmaßstäbliche Modellversuche	16
3.1 Allgemeines	18
3.2 Versuchsgelände	18
3.2 Versuchsboden	21
3.3 Versuchseinrichtung	29
3.3.1 Belastungseinrichtung	29
3.3.2 Widerlager der Belastungseinrichtung	32
3.3.3 Ebener Verformungszustand, Herstellen der seitlichen Schlitzte	32
3.3.4 Hydraulikanlage	34
3.3.5 Meßeinrichtung und -erfassung	35
3.4 Versuchsdurchführung	39
3.4.1 Versuchsaufbau, -vorbereitungen	39
3.4.2 Versuchsprogramm	39
4 Versuchsergebnisse	42
4.1 Allgemeines	42
4.2 Parallelverschiebungen	44
4.3 Drehungen um den Fußpunkt	47
4.4 Interpretation und Vergleich der Ergebnisse	50
4.5 Festlegung des Bruchzustandes bei den durchgeführten Versuchen	51
5 Berechnungen	56
5.1 Allgemeines	56

5.2	Berechnung der Bruchspannungen bzw. -kräfte mit unterschiedlichen Verfahren	56
5.2.1	DIN 4085	56
5.2.2	Kinematische Elemente Methode (KEM)	58
5.2.3	Plastizitätstheoretische Methode	62
5.3	FE-Berechnung	63
5.4	Vergleich der unterschiedlichen Verfahren	71
5.5	Nachrechnung des Bruchkörpers aus den Versuchen V 1, V 2, V 3 und V 6 mit KEM	73
6	Mobilisierungsansatz	76
6.1	Allgemeines	76
6.2	Vorgehen und Auswertung	77
6.3	Interpretation des Mobilisierungsverhaltens	81
7	Zusammenfassung	84
8	Literaturverzeichnis	86
9	Anhang	89
9.1	Lageplan des Versuchsgeländes und Anordnung der Versuche	90
9.2	Sandschlitzte	92
9.3	Versuchsergebnisse	94
9.4	Festlegen der Bruchlasten	100
9.5	Diagramme und Tabellen zur Mobilisierung von φ' und c'	104
9.6	Photodokumentation der großmaßstäblichen Modellversuche	110
9.7	Verzeichnis der Abbildungen, Tabellen und Photos	117

Begriffe und Symbole

Bezeichnungen

E_{ph}, E_{pgh}, E_{pch}	[kN/m]	Erddrucklast, bezogen auf die Wandhöhe
K_{pgh}, K_{pch}	[-]	Erddruckbeiwerte nach DIN 4085
K_{py}, K_{pc}	[-]	Erddruckbeiwerte nach Pregel
K_0	[-]	Erdruckbeiwert
h, H	[m]	in der Lotrechten gemessene Höhe der Wand, auf die die Erddrucklast wirkt
b, B	[m]	Breite
c', c_{mob}	[kN/m ²]	Kohäsion
a	[kN/m ²]	Adhäsion zwischen Wand und Boden
E	[kN/m ²]	Elastizitätsmodul
E_s	[kN/m ²]	Steifemodul
G	[kN/m ²]	Schubmodul
K	[kN/m ²]	Kompressionsmodul
v_h, v_z	[cm], [m]	Verschiebungen der Wand
I_A	[-]	Aktivitätszahl
I_C	[-]	Konsistenzzahl
I_P	[-]	Plastizitätszahl
S_r	[-]	Sättigungszahl
w	[%]	Wassergehalt
w_L	[%]	Fließgrenze
w_P	[%]	Ausrollgrenze
δ	[°]	Wandreibungswinkel
φ', φ_{mob}	[°]	Reibungswinkel des Bodens

$\gamma', \gamma_s, \gamma_d, \gamma_f$	[kN/m ³]	Wichten des Bodens
ν	[-]	Querdehnzahl
$\varepsilon, \Delta\varepsilon$	[-]	Dehnung
$\sigma, \Delta\sigma$	[kN/m ²]	Spannung
ψ	[°]	Dilatanzwinkel

Indizes

p	passiv
h	horizontal
v	vertikal
g	aus Bodeneigenlast
c	aus Kohäsion
mob	mobilisiert
min, max	minimal, maximal
'	effektiv

1 Einleitung

1.1 Aufgabe und Ziel

Für bindige Böden von mindestens steifer Konsistenz gibt es bisher keine wissenschaftlich gesicherten Erkenntnisse über die Erdwiderstandscharakteristik. Um nicht weiter nur auf plausible Übertragungen von an Sand gewonnenen Erkenntnissen angewiesen zu sein, besteht das wissenschaftliche Ziel dieser Arbeit in einer experimentellen und daraus abgeleiteten theoretischen Bestimmung der Erdwiderstands-Mobilisierungsfunktion für ausgewählte typische vorbelastete Tonböden steifer bis halbfester Konsistenz. Für die Praxis soll somit eine gesicherte Grundlage für die Voraussage des Widerstandes eines als horizontales Auflager vorgesehenen Bodens bei kleinen Verschiebungen und im ebenen Formänderungszustand bereitgestellt werden.

Zur experimentellen Versuchsdurchführung wurde im Rahmen eines Forschungsprojektes eine großmaßstäbliche Druckplatten-Expansionsvorrichtung entworfen, gebaut und anschließend in einer Lößlehmgrube getestet. Der geforderte ebene Verformungszustand wurde hierbei nach Erfahrungen früherer Forschungsprojekte durch zwei seitlich des zu erwartenden Bruchkörpers eingefräste Schlitze erreicht. Um jedoch eine allgemeingültige Mobilisierungsfunktion für bindige Böden aufstellen zu können, mußten diese Versuche unter verschiedenen Randbedingungen durchgeführt werden. Die Variation umfaßt zum einen zwei Wandbewegungsarten - eine parallele Bewegung und eine Drehung um den Fußpunkt -, zum anderen zwei Bodenarten - einen natürlich gewachsenen bindigen Boden und einen künstlich verdichteten bindigen Boden.

Zur Verifizierung der experimentellen Versuchsergebnisse wurden Laboruntersuchungen, FE-Berechnungen und Berechnungen mit der Kinematischen Elemente Methode durchgeführt. Mit Hilfe der Untersuchungen und Berechnungen wurden u.a. die Bruchlasten und die Bruchkörpergeometrien verglichen, aus denen dann die Mobilisierungsfunktion bindiger Böden hervorgeht.

1.2 Gliederung der Arbeit

Im einführenden Kapitel dieser Arbeit wird die zu lösende Problematik - die Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden - angesprochen. Darüberhinaus wird ein Überblick über die gewählten Verfahren gegeben.

Kapitel 2 stellt den gegenwärtigen Stand der Technik vor. Insbesondere wird auf die bereits vorliegenden experimentellen Arbeiten in nichtbindigen und bindigen Böden eingegangen. Die wichtigsten Erdwiderstandsansätze bzw. Mobilisierungsansätze werden aufgeführt.

In Kapitel 3 wird die gesamte Versuchseinrichtung, bestehend aus Belastungseinrichtung inklusive Widerlager und Hydraulikanlage, sowie die Funktionsweise bei den unterschiedlichen kinematischen Randbedingungen erläutert. Schließlich werden die Meßeinrichtung und -datenerfassung sowie das gesamte Meßprogramm dargelegt. Die für die Versuche erforderlichen Bodenkennwerte werden beschrieben.

Im 4. Kapitel erfolgt die Auswertung der Versuchsergebnisse. Es werden im wesentlichen die Ergebnisse von 2 Versuchsböden sowie 2 Wandbewegungsarten verglichen. Im Anschluß daran wird ein Bruchkriterium aufgrund der Beobachtungen an Sandschlitzten festgelegt.

Das Kapitel 5 enthält vergleichende Berechnungen der folgenden Methoden: DIN 4085, Kinematische Elemente Methode, Plastizitätstheoretische Methode und Finite Elemente Methode.

In Kapitel 6 wird eine Mobilisierungsfunktion für bindige Böden aufgestellt. Der Ansatz erfolgt über Triaxialversuche. Der Ansatz wird mit den oben beschriebenen Berechnungsmethoden und den Versuchsergebnissen verglichen.

Im Kapitel 7 erfolgt eine kurze Zusammenfassung mit den wesentlichen Aspekten dieser Arbeit. Sodann werden Fragestellungen für zukünftige Forschungsarbeiten in diesem Zusammenhang aufgeführt.

Im Anschluß an dieses Kapitel folgt ein Verzeichnis der verwendeten Literatur sowie ein Anhang, in dem einige Ergebnisse der Versuche und der Auswertungen dargestellt sind.

2 Stand der Technik

2.1 Großmaßstäbliche Modellversuche

Wie in Abschnitt 1.1 erwähnt, gibt es bisher kaum Erdwiderstandsversuche in natürlich gewachsenen bindigen Böden. Die meisten Untersuchungen beschränkten sich nur auf Sandböden. Dort wurden sowohl großmaßstäbliche Erdwiderstandsmessungen (SCHMIDT, 1981; VOGT, 1984) unter wechselnden kinematischen Randbedingungen als auch Modellversuche (LAUMANS, 1977), wobei stets ein ebener Verformungszustand simuliert wurde, durchgeführt.

Es ist bekannt, daß die Weckung des Scherfestigkeits-Anteils bei bindigen Böden infolge Kohäsion einer anderen Kennlinie folgt als die des Anteils aus der inneren Reibung. Denn im ersten Fall handelt es sich mindestens teilweise um nicht-mechanische, wogegen im letzteren nur um mechanische Anteile (von der scheinbaren Kohäsion hier einmal abgesehen). Institutseigene Untersuchungen stellten allerdings die bisherigen Annahmen hierzu in Frage. Obwohl der Bettungswiderstand eines gegen den Boden gepreßten starren Körpers eine unmittelbare Funktion der Scherfestigkeit in Verbindung mit den jeweiligen Randbedingungen ist, werden die experimentellen und theoretischen Befunde über die Reaktion nichtbindiger Stoffe gegenwärtig mangels besserer Kenntnis auf bindige Böden übertragen. Zur experimentellen Überprüfung liegen im Schrifttum nur wenige Arbeiten vor. Beispielsweise haben CARDER/MURRAY/KRAWCZYK (1980) Versuche an einer 2 m hohen starren Betonwand durchgeführt, die mit lagenweise eingewalztem schluffigen Ton hinterfüllt war. In erster Linie wurde hierbei jedoch der aktive Zustand geprüft. Nebenbei wurden noch einige Erdwiderstandsversuche mit Fußpunktdrehungen, allerdings nur an einer 1 m hohen Hinterfüllung, durchgeführt. Das Ergebnis wurde dann lediglich mit dem konventionell berechneten Erdwiderstand verglichen; weder die Verteilung des Druckes noch die Mobilisierung als Funktion der Drehung wurden näher untersucht.

1977 berichteten ISHIHARA/MATSUZAWA/UMEBAYASHI über Erdwiderstandsversuche an vorbelasteten weichen Tonböden. Der Ton war wassergesättigt und hatte eine Konsistenzzahl von 0,24 ($w = 71,3\%$); der Modellkörper für die Versuche war 200 cm

lang, 200 cm breit und 60 cm hoch. Insgesamt wurden 5 Erdwiderstandsversuche ausgeführt und mittels Plastizitätstheorie nachgerechnet. Die Verfasser berichten, daß sie bei horizontaler Führung der Druckwand eine Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung bei Ansatz von $2/3 c_u$ erhielten. Hingegen ergab sich bei Rotation der Wand für den vollen c_u -Wert eine Übereinstimmung. Auch diese Versuche sind für den hier zu untersuchenden Fall ohne Nutzen, weil sie an einem künstlich aufbereiteten, wasser-gesättigten Ton und im kleinen Modellmaßstab ausgeführt wurden. Außerdem wurde nur der Bruchzustand, nicht aber die Mobilisierungsfunktion näher untersucht.

Angesichts der Dürftigkeit wissenschaftlicher Aussagen zu diesem Thema begnügt sich die Praxis mit einfachen Abschätzungen, bei denen der Bettungsmodul aus dem Steife-modul abgeleitet wird. Diese Abschätzungen können naturgemäß nur solange gelten, als sich in dem beanspruchten Boden noch keine nennenswerten Scherverformungen entwickeln, sind also in Oberflächennähe unzulässig.

2.2 Erdwiderstandsansätze

Um den Erdwiderstand zu wecken, ist eine ausreichende Bewegung eines Bauwerks (z.B. Widerlager) gegen den Boden vorauszusetzen. Wird, wie bei diesen Versuchen, eine Wand gegen einen natürlich gewachsenen oder einen künstlich verdichteten Boden gedrückt, so verdichtet sich dieser zunächst und entzieht sich schließlich über eine Grenzbelastung bestimmter Größe weiterer Lastaufnahme durch verstärktes Ausweichen. Nach der Bodenverdichtung wird im Bruch- bzw. Grenzzustand ein Bruchkörper entlang einer Grenzgleitfläche unter Überwindung der dort wirkenden Reibungskräfte im Idealfall abgesichert. Hierbei kann der Bruchkörper entweder in seiner Gesamtheit weggeschoben (Linienbruch) werden, oder er wird in einen plastischen Zustand (Flächenbruch) überführt. Größenmäßig läßt sich der resultierende Erdwiderstand aus den Reaktionskräften der Gleit- bzw. Bruchfuge und der Wand sowie dem Bruchkörper-eigengewicht ermitteln. Hierbei wird vorausgesetzt, daß der Verlauf der Gleitfläche bekannt sei. Dies ist jedoch nur näherungsweise der Fall. Deshalb ist der Erdwiderstand im Grenzzustand näherungsweise mittels verschiedener Theorien, unter Annahme einer vermutlichen Ausbildung der Gleitfläche, ermittelt worden.

Nachfolgend sind die vorhandenen Erddrucktheorien aufgelistet:

- Extremalverfahren: COULOMB (1776), FELLENIUS (1927)
- Genaue Verfahren: BOUSSINESQ (1885), CAQUOT/KERISEL (1948), SOKO-
LOWSKI (1955)
- Nähungsverfahren: STRECK (1926), KREY/EHRENBERG (1936), OHDE (1938),
BRINCH-HANSEN (1951)

Zur Bestimmung des Erdwiderstands für nichtbindige und bindige Böden wurden u.a. von den oben aufgeführten Autoren Berechnungsvorschläge gemacht. Diese beschränken sich im passiven Bereich nur auf den Grenzzustand.

2.3 Mobilisierungsansätze

Wie in Kapitel 2.1 erwähnt, gibt es für die Mobilisierung des Erdwiderstandes nur wenige Ansätze, die sich zudem meist auf den nichtbindigen Boden beschränken. Nachfolgend werden drei Vorschläge vorgestellt:

LAUMANS (1977) beschreibt die Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstand einer in Sand eingespannten Wand als Hyperbelfunktion:

$$K_{mob} = K \cdot \frac{\frac{v}{z}}{a + \frac{v}{z}} \quad \Rightarrow \quad E_{mob} = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot K_{mob}$$

(v...Wandverschiebung; z...Abstand vom Wandkopf; a...Konstante; γ ...Wichte; H...Wandhöhe)

SCHMIDT (1981) bestimmte eine Mobilisierungsfunktion für eine Stützwand, die gegen den Boden gedreht wird. Hierbei wurde schon bei sehr kleinen Wanddrehungen nahe der Oberfläche der passive Grenzzustand erreicht. Für die durchgeführten großmaßstäblichen Versuche in dicht und mitteldicht gelagerten Sanden bei kleinen Wanddrehungen stellte SCHMIDT folgende abgeleitete Mobilisierungsfunktion auf:

$$\frac{(K_{mob} - K_{ah})}{(K_{ph} - K_{ah})} \rightarrow E_{mob} = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot K_{mob}$$

VOGT (1984) stellte im Rahmen von großen Modellversuchen mit Sandböden eine einfache Funktion als Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstand auf:

$$K_h = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{\frac{v}{z}}{a + \frac{v}{z}} \rightarrow E_h = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot K_h$$

wobei $K_0 \leq K_h \leq K_{ph}$

$$K_0 \approx 1 - \sin \varphi$$

$$K_{ph} = f(\delta, \varphi)$$

v positiv für passive Wandbewegung

a ist ein dimensionsloser Parameter zur Beschreibung der Steifigkeit des Materials

a = 0,03 ... mitteldicht bis dichter Sand

a = 0,11 ... Sand locker

Mit dieser Mobilisierungsfunktion ließen sich sowohl die Großversuche als auch Modellversuche mit Kohlestäbchen (Schneebeli-Modell) nachrechnen.

Auch DIN 4085 macht für die Abminderung des passiven Erddrucks einen Vorschlag, wobei durch die Einführung eines Sicherheitsbeiwertes die zu erwartenden Bewegungen der Wand verringert werden. Auf diese Weise kann in Abhängigkeit von der Wandbewegung "s" anteilig der passive Erddruck ermittelt werden. Dieses Vorgehen gilt wiederum nur für dichten und lockeren Sand. Hierbei werden für den Bruch- und Gebrauchszustand in Abhängigkeit von der Lagerungsart des Bodens und der Bewegungsart der Wand die Wandbewegung "s" in Prozent zur Wandhöhe "h" vorgegeben.

Auch die anfangs unter Kapitel 2.1 erwähnten Versuche von CARDER/MURRAY/KRAWCZYK (1980) geben keinen Aufschluß über das Mobilisierungsverhalten eines bindigen

Bodens. Sie untersuchten zwar den passiven Erddruck mit einem schluffigen Ton (Kornkennzahl 33/45/22/0), aber nur an einer 1,0 m hohen Hinterfüllung. Bei einer Drehung von $7,5^\circ$ wurde ein horizontaler Erddruck von 125 kN erreicht. Der vertikale Erddruck betrug 50 kN. Weitere Untersuchungen beschränkten sich wiederum auf Hinterfüllungen mit Sand.

ISHIHARA/MATSUZAWA/UMEBAYASHI (1977) dagegen führten Erdwiderstandsversuche an vorbelasteten weichen Tonböden (Kornkennzahl 60/40/0/0) durch. Aufgrund der kleinen Abmessungen (Wandhöhe 60 cm) liefern auch diese Versuche keine verwertbaren Ergebnisse bzgl. einer Mobilisierungsfunktion für bindige Böden.

3 Großmaßstäbliche Modellversuche

3.1 Allgemeines

Die einschränkenden Kriterien bezüglich Kornverteilung, Plastizitätseigenschaften sowie Homogenität des erforderlichen Bodens, in dem die Versuche mit der großmaßstäblichen Druckplatten-Expansionsvorrichtung ausgeführt werden sollten, stellte gewisse Anforderungen an das Versuchsgelände. Diese Gründe führten zur Auswahl eines Steinbruches (Robert Bopp Steinbruchbetriebe GmbH + Co.) in Talheim bei Heilbronn, in dem zwei Versuchsreihen mit Parallelverschiebungen sowie Drehungen um den Fußpunkt durchgeführt wurden. Die 1. Versuchsreihe bestand aus den Versuchen V 1 (Test), V 2, V 3 und V 6 (Parallelverschiebungen) sowie V 4 und V 5 (Drehungen um den Fußpunkt) in einem natürlich gewachsenen bindigen Boden (Δ Boden N). Die 2. Versuchsreihe, bestehend aus den Versuchen V 7 und V 8 (Parallelverschiebungen) sowie V 9 (Drehung um den Fußpunkt), wurde im gleichen Boden ausgeführt, jedoch lagenweise eingebracht und verdichtet (Δ Boden K). Parallel zum Entwurf und Bau der Versuchseinrichtung erfolgte die Entwicklung des Programmes für die Datenerfassung und Auswertung.

3.2 Versuchsgelände

Die Versuche wurden in den Jahren 1988 bis 1991 in einem Steinbruch bei Talheim (7 km südlich von Heilbronn, Baden-Württemberg) durchgeführt. Dort stellte die Robert Bopp Steinbruchbetriebe GmbH + Co. ein ungefähr 40 m x 60 m großes Teilgelände für die Untersuchungen zur Verfügung.

In Abbildung 3.1 ist die Lage des Steinbruchs in einem Ausschnitt aus der Topographischen Karte 1:25000, Blatt 6821 Heilbronn, eingezeichnet. Für das Versuchsgelände wurden aufgrund der eingezeichneten Flurwege folgende Koordinaten angehalten: Rechtswert 35 13 250; Hochwert 54 40 800; Höhe 188,00 mNN (vgl. Kap. 9.1, Abb. 9.1 + 9.2). Für das festgelegte Versuchsgelände ließ sich zudem anhand der Geo-

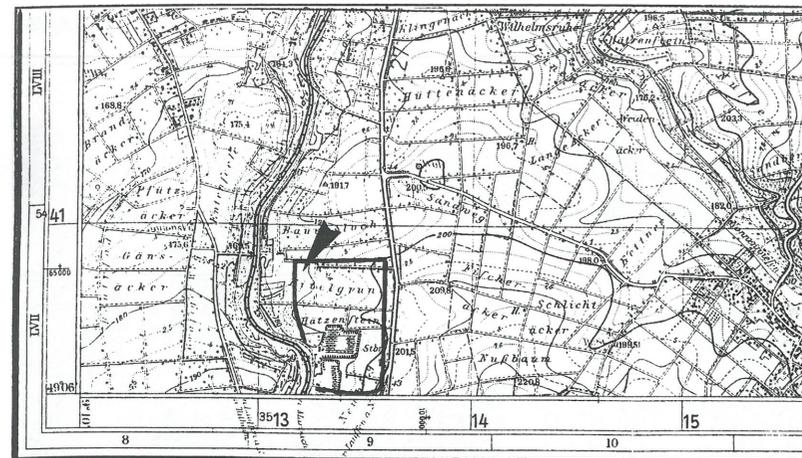


Abb. 3.1 Ausschnitt aus der Topographischen Karte, Blatt 6821 Heilbronn (Steinbruchgelände der Firma Bopp → gestrichelt eingezeichnet; Versuchsgelände → Pfeil)

logischen Karte, Blatt 6821 Heilbronn, eine Aussage über den zu erwartenden Schichtenverlauf treffen. Aufgrund des von SW nach NO gelegten geologischen Längsschnittes (Schnitt II, s. Geol. Karte), der am Versuchsgelände ca. 150 m entfernt vorbeiführt, konnte folgender Schichtenverlauf für das Gebiet entnommen werden:

- Löß und Lößlehm (ca. 5 -10 m Mächtigkeit)
- Lettenkeuper (ca. 3 - 5 m Mächtigkeit)
- Oberer Muschelkalk (ca. 70 -80 m Mächtigkeit).

Weitere geologischen Daten sind den Erläuterungen zu Blatt 6821 Heilbronn (WILD, 1968) zu entnehmen.

Die Lage des Versuchsgeländes und ein Gesamtüberblick über den Steinbruch der Firma Bopp zeigt die Luftaufnahme in Abbildung 3.2.

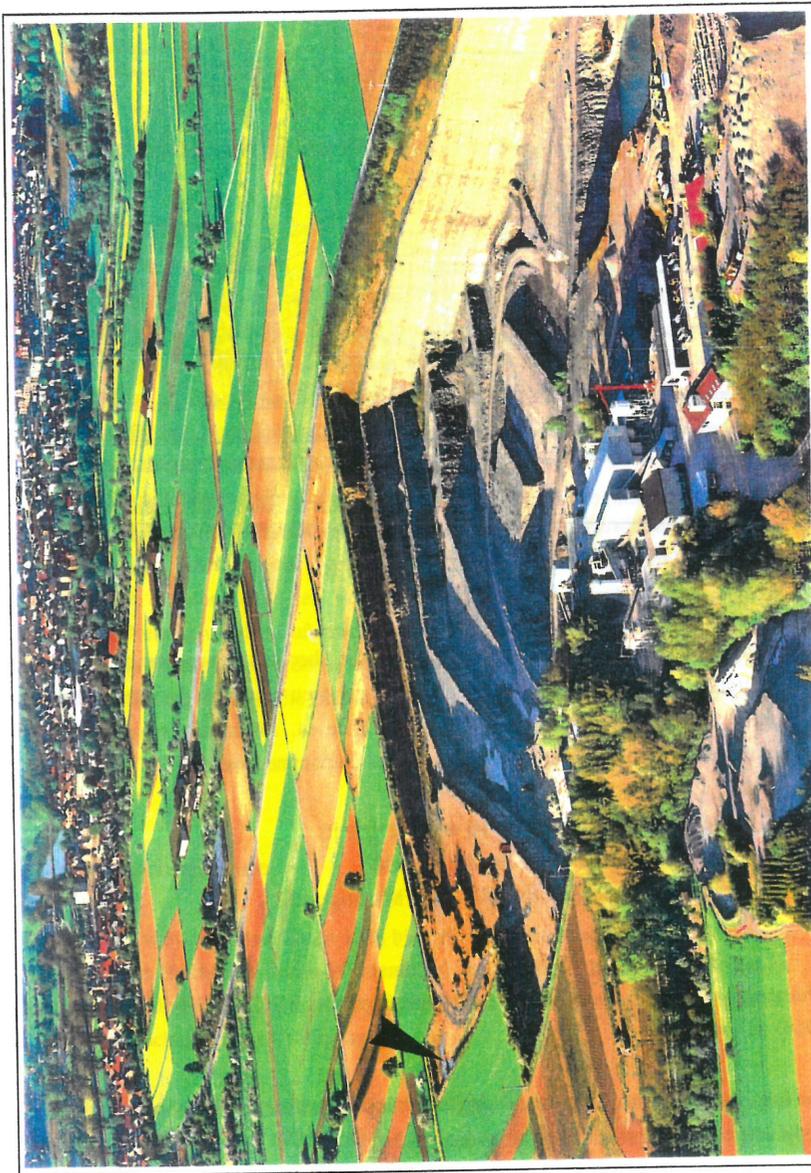


Abb. 3.2 Luftaufnahme des Steinbruchs (Robert Bopp Steinbruchbetriebe GmbH + Co., Talheim) und des Versuchsgeländes (Pfeil).
Blickrichtung: Nordost.

3.2 Versuchsboden

Bodeneigenschaften von Boden N

Bei der Wahl des Geländes wurde neben einer ungestörten Nutzungsmöglichkeit über einen längeren Zeitraum hinweg vor allem großer Wert auf eine weitgehende Homogenität des Bodens gelegt. Der Boden N sollte über eine Tiefe von 5,0 m homogen gewachsen sein. Die bei Voruntersuchungen entnommenen Bodenproben zeigten in ihrer Kornverteilung und Scherfestigkeit eine gute Übereinstimmung. Das Versuchsgelände wurde mit Schlitzsondierungen auf ausreichende Schichtmächtigkeiten des Lößlehms von mindestens 4,0 m untersucht. Weiterhin wurde festgestellt, daß der Lößlehm nur über den ersten Meter mit etwa 5% Kalkgehalt anstand und ansonsten überwiegend kalkfrei vorlag. Parallel zu den oben aufgeführten Untersuchungen wurden während der Versuchsdurchführungen Bodenproben entnommen und im bodenmechanischen Labor des Instituts für Geotechnik Stuttgart untersucht.

Bodeneigenschaften von Boden K

An Boden K wurden die gleichen Anforderungen wie an Boden N gestellt, d.h. es wurde das gleiche Material wie bei Boden N verwendet. Der Einbau des Bodens erfolgte unter Baustellenbedingungen: lagenweiser Einbau (je Lage 20 cm) und Verdichtung des Bodens K. Auf diese Weise wurde die Schüttung mit Boden K auf einer Fläche von ca. 550 m² mit einer Mächtigkeit von 4,0 m hergestellt. Die Proctordichte lag bei den untersuchten Bodenproben der verdichteten Schichten zwischen 95 und 103%. Die optimale Proctordichte ρ_p wurde nahezu für die gesamte Schüttung erreicht.

Korngrößenverteilung

Während aller Versuche sind Proben zur Bestimmung der Korngrößenverteilung nach DIN 18123 entnommen worden. Die Körnungsbänder der Böden N und K sind in Abbildung 3.3 und 3.4 eingezeichnet. Es handelt sich danach bei dem anstehenden Lößlehm um einen leicht sandigen und tonigen bis stark tonigen Schluff. Die Massenanteile für beide Böden sind in der Tabelle 3.1 enthalten.

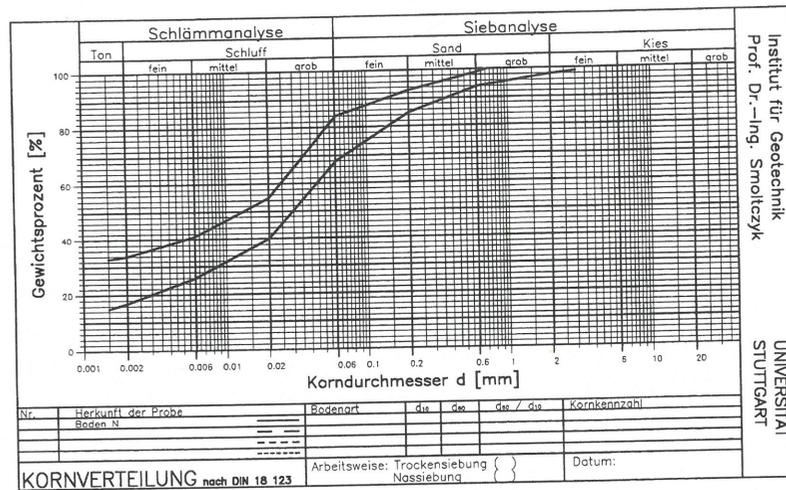


Abb. 3.3 Kornverteilungskurve des Bodens N

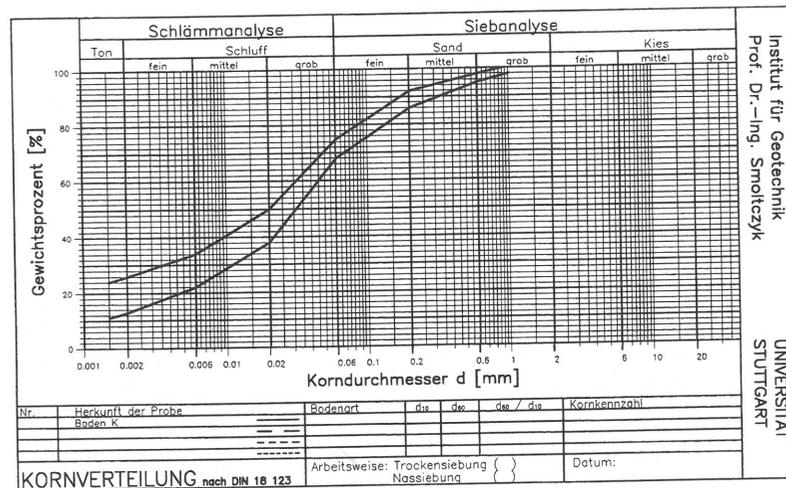


Abb. 3.4 Kornverteilungskurve des Bodens K

Körnungsgröße		Anteil [%]	
Bezeichnung	Korndurchmesser [mm]	Boden N	Boden K
Grobsand	0,600 - 2,000	01 - 06	02 - 05
Mittelsand	0,200 - 0,600	06 - 10	05 - 10
Feinsand	0,060 - 0,200	08 - 20	13 - 24
Grobschluff	0,020 - 0,060	21 - 34	23 - 31
Mittelschluff	0,006 - 0,020	13 - 18	15 - 18
Feinschluff	0,002 - 0,006	07 - 10	07 - 10
Ton	< 0,002	17 - 34	13 - 26

Tab. 3.1 Korngrößenverteilung von Boden N und Boden K

Wichten

Bei allen entnommenen Bodenproben wurde die Wichte bestimmt. Die Feuchtwichte γ_{feucht} wurde nach DIN 18125 errechnet. Die Trockenwichte γ_d wurde nach Bestimmung der Feuchtwichte und des Wassergehalts über die Gleichung $\gamma_d = \gamma / (1 + w)$ bestimmt. Die Kornwichte wurde nach DIN 18124 ermittelt.

In Tabelle 3.2 sind die Wichten für Boden N und Boden K mit Mittelwert, Standardabweichung, minimalen und maximalen Wert angegeben.

	Mittelwert	Standardabweichung	Min. Wert	Max. Wert
Boden N				
Feuchtwichte γ [kN/m ³]	19,0	0,7	17,3	20,2
Trockenwichte γ_d [kN/m ³]	16,3	0,8	14,5	17,8
Kornwichte γ_s [kN/m ³]	26,5	0,2	26,2	26,8
Boden K				
Feuchtwichte γ [kN/m ³]	19,8	0,5	19,0	20,6
Trockenwichte γ_d [kN/m ³]	17,0	0,4	16,3	17,7
Kornwichte γ_s [kN/m ³]	26,9	0,1	26,8	27,0

Tab. 3.2 Wichten

Fließ- und Ausrollgrenze

Die nach DIN 18122 ermittelten Fließ- und Ausrollgrenzen für beide Versuchsböden sind in der folgenden Tabelle dargestellt:

	Boden N			Boden K		
	\bar{x}	s	Bandbreite	\bar{x}	s	Bandbreite
Zustandsform			steif			steif
Wassergehalt w [%]	16,3	1,9	12,0 - 19,2	16,5	1,0	15,1 - 18,9
Fließgrenze w_L [%]	35,2	5,1	38,6 - 54,6	35,2	2,6	31,6 - 42,5
Ausrollgrenze w_P [%]	15,0	1,5	12,3 - 18,6	14,7	1,0	12,8 - 16,4
Plastizitätszahl I_P [%]	20,2	4,6	13,1 - 38,5	20,5	2,4	18,5 - 26,7
Konsistenzzahl I_C [-]	0,91	0,14	0,67 - 1,23	0,91	0,06	0,85 - 1,00
Aktivitätszahl I_A [-]	0,98	0,19	0,73 - 1,37	0,89	0,14	0,66 - 1,22

Tab. 3.3 Fließ- und Ausrollgrenzen

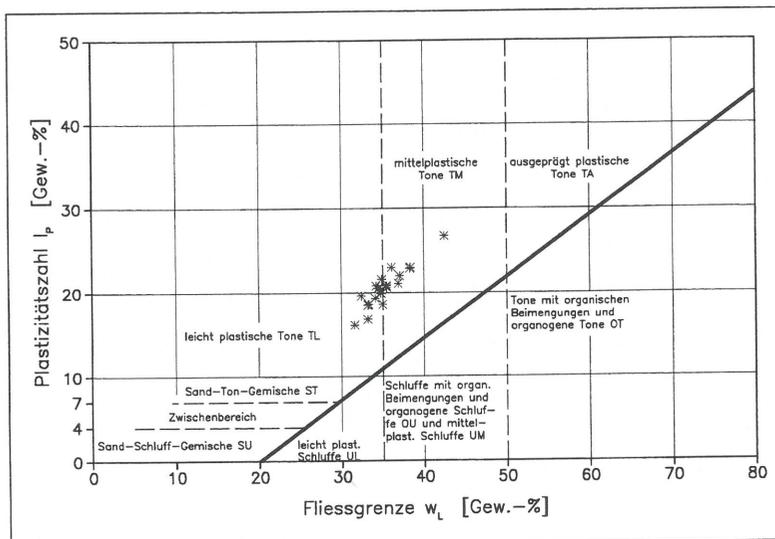


Abb. 3.5 Plastizitätsdiagramm mit A-Linie nach CASAGRANDE

Beide Böden können als steif angesprochen werden. Aus dem Plastizitätsdiagramm in Abbildung 3.5 (s. S. 24) sind die Versuchswerte für beide Böden eingetragen. Nach DIN 18196 ist der verwendete Lößlehm der Gruppe TL (leicht plastische Tone) zuzuordnen.

Scherparameter

Die Ergebnisse der Erdwiderstandsversuche können nur dann schlüssig ausgewertet und interpretiert werden, wenn die Scherparameter der Versuchsböden genau bekannt sind. Aus diesem Grund wurden sowohl dreiaxiale Scherversuche als auch einaxiale Druckversuche durchgeführt.

Von Bedeutung bei der Bestimmung der Scherfestigkeit ist die Abschergeschwindigkeit. HORN (1964) schlägt für Schluff bei allseitiger Drainage der Proben mit \varnothing 3,8 cm eine Abschergeschwindigkeit $v = 0,01$ mm/min vor. Die hier durchgeführten dreiaxialen Scherversuche (konsolidiert, dräniert) für Proben mit \varnothing 3,6 cm und 10,0 cm wurden mit einer Abschergeschwindigkeit $v = 0,006$ mm/min gefahren. Die CU-Versuche wurden mit $v = 0,06$ mm/min abgeschert.

Der Sättigungsgrad S_r bei den durchgeführten Scherversuchen lag zwischen 62% und 82%, wobei sich bei Unterscheidung des Bodens N und des Bodens K bzgl. des Probendurchmessers folgendes Bild ergab:

$$\begin{aligned} \text{Boden N, } \varnothing \text{ 3,6 cm : } & S_r = 62 - 69\% \\ & \varnothing \text{ 10,0 cm : } S_r = 73 - 82\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Boden K, } \varnothing \text{ 3,6 cm : } & S_r = 67 - 79\% \\ & \varnothing \text{ 10,0 cm : } S_r = 70 - 77\% \end{aligned}$$

Zur Bestimmung der Mittelwerte der Scherfestigkeit wurde das p' , q - Diagramm herangezogen. Es bedeuten $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ und $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 = q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$. Der Mittelpunkt des Kreises im Bruchzustand liegt also bei p'_i und $q = 0$, und sein Durchmesser ist $2q_r$. Die Bruchgerade im p' , q - Diagramm wird als K_r -Linie bezeichnet, und die Scherparameter c' und φ' können aus folgenden Zusammenhängen bestimmt werden: $\varphi' = \arcsin(\tan \beta')$ und $c' = b'/\cos \varphi'$. Die K_r -Linie und damit auch

die mittleren Scherparameter c' und φ' werden aus der Anzahl aller Versuche eines Bodens mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate als Regressionsgerade bestimmt. Die Ergebnisse der dreiaxialen Scherversuche für beide Böden sind in der Tabelle 3.4 dargestellt.

	Mittelwert	Standard- abweichung	Min. Wert	Max. Wert
Boden N				
eff. Scherwinkel φ' [°]	23,6	1,5	20,7	25,5
eff. Kohäsion c' [kN/m ²]	33,1	10,5	20,2	55,4
Boden K				
eff. Scherwinkel φ' [°]	24,8	1,6	22,7	26,6
eff. Kohäsion c' [kN/m ²]	30,8	7,3	21,3	39,9

Tab. 3.4 Scherparameter

Scherkastenversuche

Um obige Scherparameter zu bestätigen, wurden für den Boden N auch Versuchsserien mit dem großen Scherkastengerät (Abmessung: 30,5 cm x 30,5 cm) gefahren. Dabei ergaben sich bezüglich der Kohäsion $c' \approx 35,0$ kN/m² nahezu identische Werte, beim Scherwinkel stellte sich dagegen eine Differenz von $\sim 3^\circ$ ($\varphi' \approx 22^\circ$) ein.

Es wurden zusätzlich weitere Versuche mit dem großen Scherkastengerät durchgeführt, um das vorgegebene ebene Verformungsproblem bezüglich des Verhaltens in den seitlichen Schlitzten und des Wandreibungswinkels besser zu erfassen. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in Tabelle 3.5 dargestellt.

	Scherwinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]
Wandreibung: Boden-Lastplatte	20	20
Seitl. Schlitz: Boden-Bentonit-Boden	12	10

Tab. 3.5 Scherparameter, im großen Scherkastengerät ermittelt

Tonmineralogische Untersuchungen

U.a. haben Versuche von KENNEY (1965, 1967) gezeigt, daß die Scherfestigkeit von natürlichen Böden sich z.T. recht gut auf Grund ihrer mineralogischen Zusammensetzung erfassen läßt. Demzufolge wurden parallel zu den bodenmechanischen Laboruntersuchungen tonmineralogische Versuche durchgeführt. Nachfolgend sind die wichtigsten Ergebnisse des natürlich gewachsenen Bodens zusammengestellt:

Carbonatgehalt nach PASSON	< 0,25 mm	1,36 %
Wassergehalt	< 0,25 mm	2,66 %
Kornverteilung, Pipettenanalyse (Einwaage trockene Probe 105°)	> 63 μ m	31,65 %
	< 20 μ m	53,16 %
	< 2 μ m	32,88 %
	2 ÷ 63 μ m	48,59 %
Austauschkapazität CEC [mäq/100 g trock. Probe] (Basenaustauschvermögen)		17,08 (0,7 g)
		16,88 (0,5 g)
BET-Oberfläche s_g	[m ² /g]	36,05

Tab. 3.6 Ergebnisse der tonmineralogischen Untersuchungen

Die tonmineralogischen Untersuchungen lassen sich wie folgt interpretieren:

1. Der Karbonatgehalt beträgt 1,36 % und entspricht den Werten aus den bodenmechanischen Untersuchungen (vgl. S. 21, Bodeneigenschaften).
2. Die CEC- und BET-Werte sind typische Werte für kaolinitartige Tone. Der recht hohe CEC-Wert deutet auch auf einen hohen Anteil an Illit hin. Auf einen hohen Anteil quellförmiger Minerale lassen beide Werte nicht schließen, d.h. es sind keine oder nur sehr geringe Quellung bzw. Quelldrücke zu erwarten. Dies wird auch durch die Aufnahmen mit dem Röntgendiffraktometer (XRD) bestätigt. Die Hauptkomponente des Tonmineralbestandes sind Kaolinit und Illit, wobei Illit überwiegt (qualitative Aussage).

3. Da bei den Tonmineralien Kaolinit und Illit überwiegen (vgl. S.24, Tab. 3.3, Aktivitätszahl I_A), kann von einer flockulierten Struktur der Tonpartikel ausgegangen werden. Wird jedoch die flockulierte Struktur Scherbeanspruchungen ausgesetzt, so bricht die Flockenstruktur in den höchstbeanspruchten Bereichen zusammen, und es entsteht örtlich eine disperse Struktur, die dann stabil ist.
4. Die geflockte Struktur weist beim Scherverhalten auf eine raue Scherfläche hin. Dies deutet darauf hin, daß bei einem Schervorgang keine ideale Einregelung der Tonpartikel und demzufolge nur ein geringer Abfall zur Restscherfestigkeit erfolgen.

3.3 Versuchseinrichtung

3.3.1 Belastungseinrichtung

Die wesentlichen Anforderungen an die Versuchseinrichtung bestanden darin, daß sie zum einen leicht handhabbar sein sollte und zum anderen für verschiedene Wandbewegungen - parallele Bewegungen und Drehungen um den Fußpunkt - eingesetzt werden konnte. Dies hatte zur Folge, daß für die Belastungseinrichtung zwei verschiedene Systeme der vertikalen Lastabtragung entworfen werden mußten. Die transportable Belastungseinrichtung besteht im wesentlichen aus drei Lastplatten, und zwar den beiden äußeren Lastplatten von 3,00 m Höhe und 0,5 m Breite sowie der mittleren Lastplatte von 3,00 m Höhe und 1,00 m Breite (s. Abb. 3.6 + 3.7). Die äußeren Lastplatten sind am Kopfende fest mit einem Querträger verschraubt. Die mittlere Lastplatte dagegen hat am Kopfende nur über zwei Kraftmeßdosen Kontakt mit dem Querträger, so daß die Vertikalkomponente des Erdwiderstandes meßtechnisch aufgenommen werden konnte.

Vertikale Lastabtragung bei paralleler Wandbewegung:

Die vertikale Verschiebung (Hebung) der Belastungseinrichtung soll bei allen Versuchen $v_{\text{vert.}} \approx 0$ cm betragen. Aus diesem Grunde müssen die Kräfte infolge Wandreibung in vertikaler Richtung abgetragen werden. Die Lastabtragung erfolgte in diesem Fall über vier Anker (\varnothing 26,5 mm), je ein Ankerwiderlager mit 2 Ankern auf der rechten und linken Seite der Belastungseinrichtung (s. Abb. 3.6). Zur Aufbringung einer reinen horizontalen Verschiebung wurden zwischen den beiden Ankerwiderlagern und dem Querträger der Belastungseinrichtung zwei Gleitlager (Aufbau je Lager: Stahlplatte, 2 Teflonplatten, Stahlplatte) eingesetzt.

Die Anker wurden vor dem Aushub der Grube gesetzt. Sie wurden mit Hilfe von Quell-Tricosal in einer Tiefe von $\sim 6,00$ m über eine Länge von 1,50 m in einem dort anstehenden Lettenkeuper des oberen Muschelkalks verpreßt. Insgesamt wurden die Anker so bemessen, daß die Vertikalkräfte ohne nennenswerte Verformungen der Ankerstäbe aufgenommen werden konnten. Die gemessene vertikale Verschiebung $v_{\text{vert.}}$ der Belastungseinrichtung lag bei allen Parallelverschiebungen unter 0,8 cm.

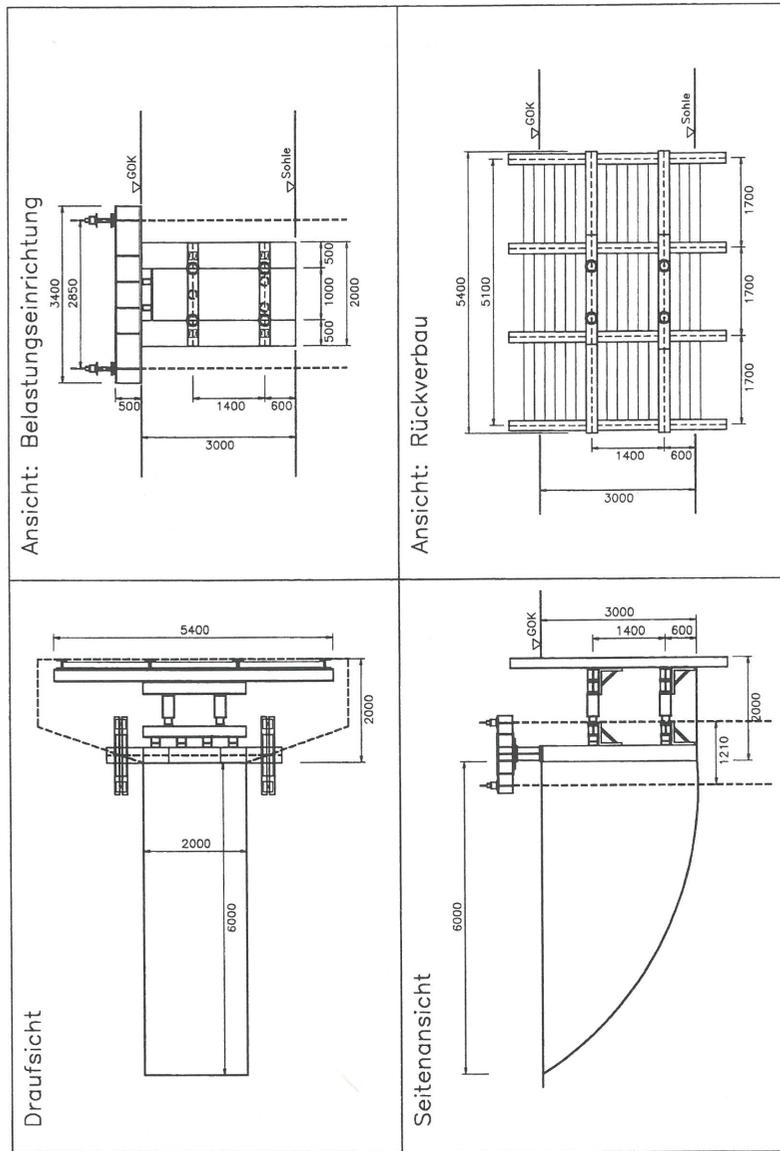


Abb. 3.6 Versuchseinrichtung für Parallelverschiebung (alle Maße in [mm], Maßstab 1:100)

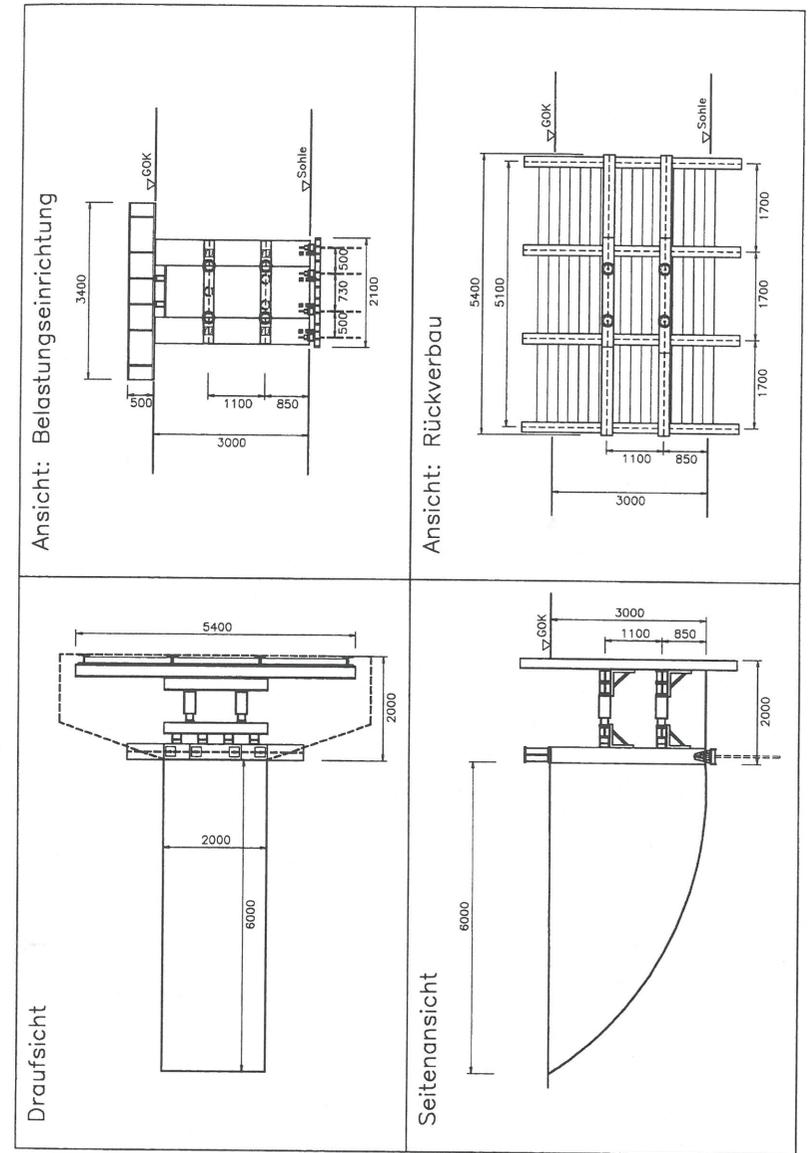


Abb. 3.7 Versuchseinrichtung für Fußpunktdrehung (alle Maße in [mm], Maßstab M 1:100)

Vertikale Lastabtragung bei Drehung um den Fußpunkt:

Wie bei der parallelen Wandbewegung sollte auch in diesem Fall die vertikale Verschiebung der Belastungseinrichtung $v_{\text{vert.}} \approx 0$ cm betragen. Die Kräfte in vertikaler Richtung wurden gleichfalls über vier Anker abgetragen, wobei diese Kräfte über eine Konsole am Fuße der Belastungseinrichtung in die Anker geleitet wurden (s. Abb. 3.7). Gleichzeitig diente die Konsole als Drehpunkt für die Belastungseinrichtung.

In diesem Fall wurden die Anker erst nach Ausheben der Grube und Erstellung des Rückverbaus eingebaut und im anstehenden Lettenkeuper verpreßt. Die Anker waren für eine Belastung von 200 kN/Anker ausgelegt. Die gemessene vertikale Verschiebung $v_{\text{vert.}}$ der Belastungseinrichtung blieb auch bei allen Fußpunktdrehungen unter 0,8 cm.

3.3.2 Widerlager der Belastungseinrichtung

Damit die horizontale Verschiebung bzw. die Drehung um den Fußpunkt kontrolliert in einer Richtung stattfinden konnte, mußte ein entsprechendes Widerlager ausgebildet werden. Das Widerlager wurde in Form eines Berliner Verbaus erstellt, wobei der Verbau 3,00 m tief und 5,10 m breit war (s. Abb. 3.6 + 3.7, Ansicht: Rückverbau). Durch die Abmessungen des Rückverbaus wurde gewährleistet, daß wesentlich geringere Verschiebungen auf dieser Seite der Versuchsgrube im Boden auftraten, da die zu erwartenden Erddruckspannungen über eine größere Fläche abgetragen wurden. Zusätzlich wurde das Aushubmaterial als Auflast hinter der Verbauwand gelagert. Insgesamt traten während der Versuche bei den Parallelverschiebungen maximale horizontale Verschiebungen von 10,0 cm bzw. bei den Drehungen um den Fußpunkt von 15,0 cm ($\approx 3,5^\circ$ Verdrehung) auf.

3.3.3 Ebener Verformungszustand, Herstellen der seitlichen Schlitz

Wie in der Einleitung schon erwähnt, sollte bei diesen Versuchen ein ebener Verformungszustand simuliert werden. Dieser ebene Verformungszustand wurde zum einen durch die Dreiteilung der Lastplatten und zum anderen durch "Fräsen" zweier seitlicher Schlitz - rechts und links des zu erwartenden Bruchkörpers - erreicht.

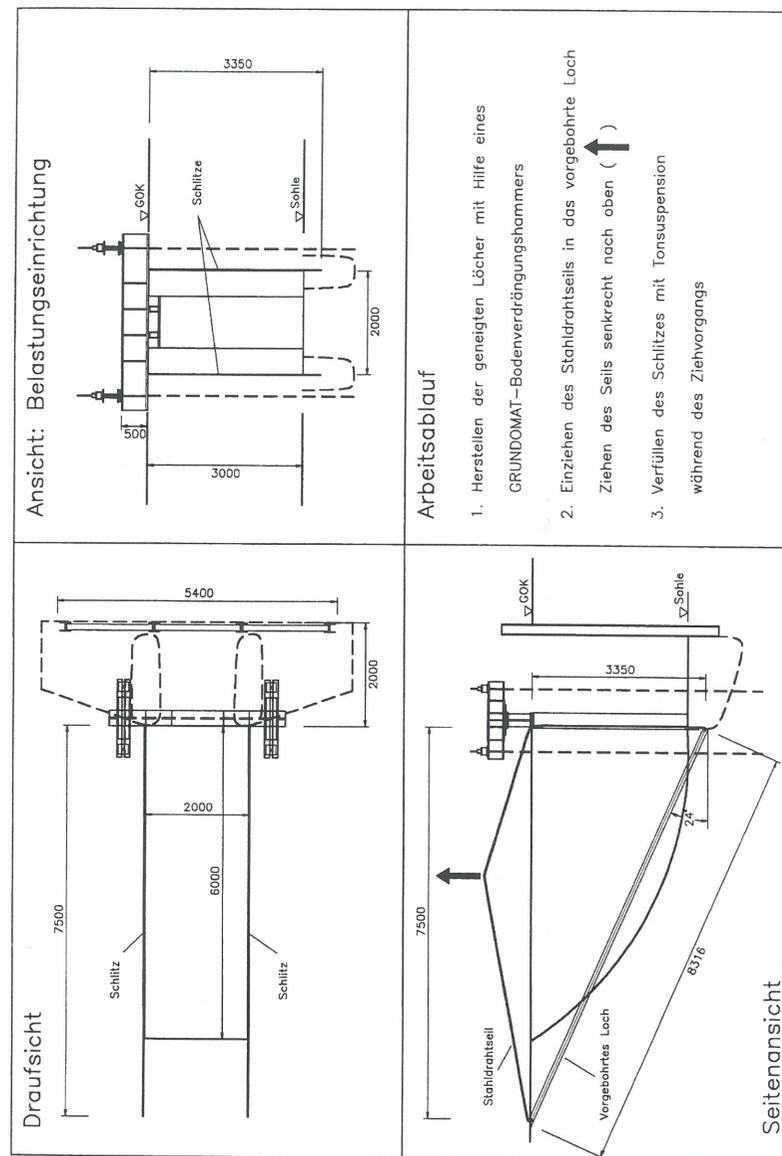


Abb. 3.8 Herstellung und Abmessungen der seitlichen Schlitz (alle Maße in [mm], Maßstab M 1:100)

Dabei erfolgte das Fräsen der Schlitzte in drei Arbeitsgängen:

1. Zunächst wurden mit Hilfe eines GRUNDOMAT-Bodenverdrängungshammers auf beiden Seiten des zu erwartenden Bruchkörpers unterhalb des Fußes der Belastungseinrichtung ($\sim 30,0$ cm) geneigte Löcher (Neigung $\sim 22,0^\circ$) zur Geländeoberkante hergestellt (s. Abb. 3.8). Diese geneigten Löcher sollten dabei immer unterhalb des zu erwartenden Bruchkörpers verlaufen.
2. Anschließend wurde ein ungefähr 14,0 m langes Stahldrahtseil ($\varnothing 20$ mm) auf der Seite der Versuchswand von unten nach oben durch das mit der Rakete vorgebohrte Loch gezogen. Schließlich wurden die Drahtseilenden miteinander verbunden und dann das Seil mit Hilfe eines schweren Baggers senkrecht nach oben herausgezogen. Dieser Vorgang wurde auf der anderen Seite des Bruchkörpers wiederholt.
3. Während des Ziehvorgangs bzw. des Aufschneidens des Bodens wurde der entstehende Schlitz mit der Tonsuspension Aktiv-Bentonit-Tixoton CV 15 verfüllt.

Beim Ausgraben der Bruchkörper der Versuche V 1 und V 2 wurde festgestellt, daß die geneigten Löcher nicht absolut unterhalb des Bruchkörpers lagen. Es ergaben sich Überschneidungen, die allerdings weniger als 10% der Gesamtseitenfläche des Bruchkörpers betrug. Über die vorhandenen Reibungskräfte im Schlitz wurden Laborversuche im großen Scherkastengerät durchgeführt (s. Kap. 3.2).

3.3.4 Hydraulikanlage

Die Verschiebung bzw. die Verdrehung der Wand wurde hydraulisch gesteuert, d.h. die Steuerung der Belastungseinrichtung erfolgte über vier hydraulische Pressen (LUKAS-Zylinder LZM 100/200). Je nach Versuchsart, Parallelverschiebung oder Drehung um den Fußpunkt und der zu erwartenden Erddruckverteilung wurden die vier Pressen in unterschiedlichen Höhenlagen (Abb. 3.6 + 3.7, Seitenansicht) gelenkig eingebaut, so daß eventuelle kleine Verkantungen in vertikaler Richtung aufgenommen werden konnten. Da jede Presse einen maximalen Hubweg von 200 mm hatte, mußten die Pressen bei einer horizontalen Verschiebung der Lastplatten von maximal 450 mm mehrmals unterfüttert werden. Dies hatte zur Folge, daß nach Erreichen des maximalen Hubwegs einer Presse selbige durch zwei Spriëe ersetzt, die Presse eingefahren und mit einem Dummy (Füllstück) wieder eingebaut wurden. Jede Presse konnte einzeln

gesteuert werden. Somit war eine gleichmäßige Verschiebung über die gesamte Belastungseinrichtung gewährleistet.

3.3.5 Meßeinrichtung und -erfassung

Voraussetzung für diese Versuche ist der ebene Verformungszustand. Dieser wurde, wie bereits erwähnt, durch die dreigeteilten Lastplatten und das Fräsen der seitlichen Schlitzte erreicht. Der Zielsetzung der Versuche folgend sollten der passive Erddruck und die Erddruckspannungsverteilung in Abhängigkeit von der Wandhöhe infolge vorgegebener Verschiebungen bzw. Verdrehungen gemessen werden. Für die Simulation des ebenen Erddruckproblems wurden dazu die Messungen des Erddrucks, der Erddruckspannungen und der Verschiebungen nur an der mittleren Lastplatte (3,0 m x 1,0 m) der Belastungseinrichtung vorgenommen. Zur Kontrolle wurden zusätzlich die Kräfte und Verschiebungen über die gesamte Breite der Lastplatten erfaßt. Dies erklärt nun die Lagerung der gesamten Belastungseinrichtung. Äußere Lastplatten: in vertikaler Richtung am Kopfende fest mit dem Querträger verbunden, in horizontaler Richtung über Kraftmeßdosen gelagert; mittlere Lastplatte: ausschließlich in horizontaler und vertikaler Richtung über Kraftmeßdosen gelagert.

In horizontaler Richtung wurden die Kräfte über drei Hottinger-Wägezellen (C6, Nennkräfte bis 2 MN) und in vertikaler Richtung über zwei Hottinger-Wägezellen (C5, Nennkräfte bis 1 MN) gemessen. Zusätzlich wurden die horizontalen Erddruckkräfte der mittleren Lastplatte nochmals über 3 hydraulische Kraftmeßgeber (Glötzl, Typ KN 750 A 75 M 4) erfaßt. Ab Versuch V 4 (Drehung um den Fußpunkt) wurden 6 IMS-Kraftmeßdosen¹ über die Wandhöhe des mittleren Elements eingebaut. Mit Hilfe dieser Kraftmeßdosen wurde der Versuch unternommen, sowohl über die Spannungsverteilung über die Höhe hinter dem Element als auch über die Spannungsänderung in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung bzw. der Drehung um den Fußpunkt eine Aussage machen zu können. Die Anordnung und Verteilung der Kraftmeßdosen und Weggeber können der Abbildung 3.9 entnommen werden.

Die horizontalen Erddruckkräfte des Gesamtsystems wurden zum einen zusätzlich mit weiteren 4 hydraulischen Kraftmeßgebern (System Glötzl; siehe Abb. 3.9, oben, Nr. 5) an den äußeren Lastplatten und zum anderen über den Pressendruck der Hydraulik-

¹ Kraftmeßdosen, hergestellt vom Institut für Modellstatik (IMS)

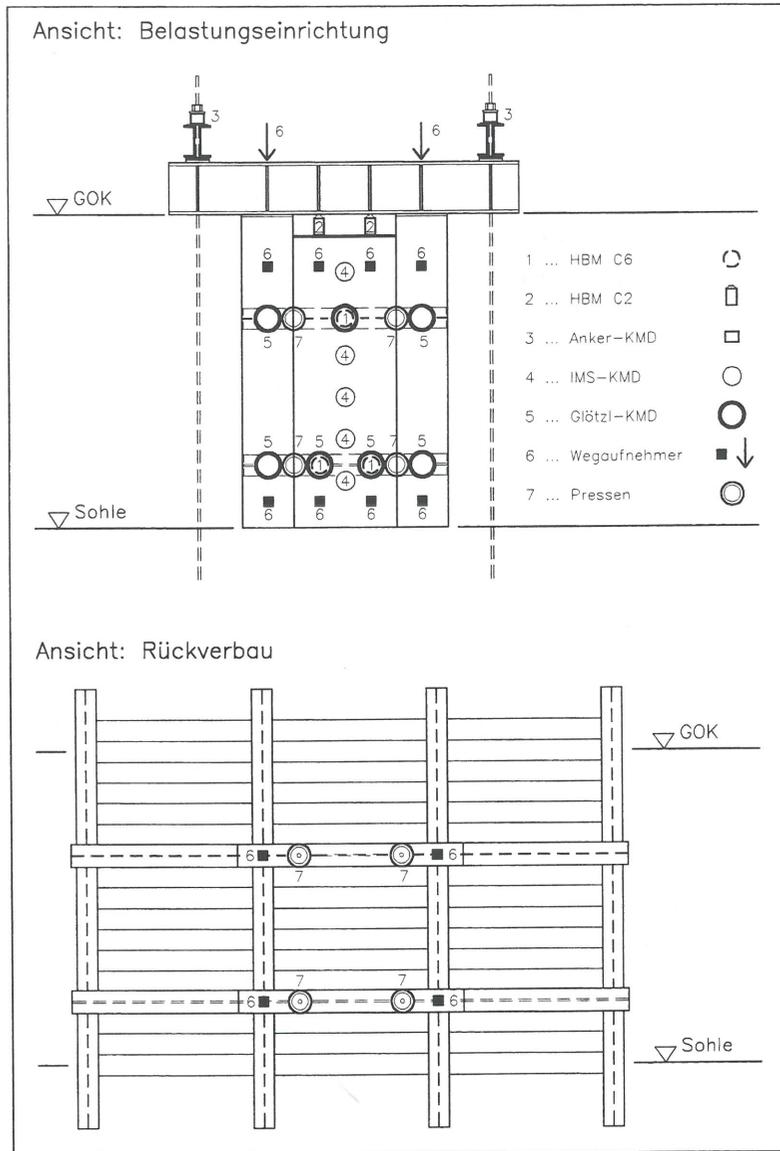


Abb. 3.9 Anordnung der Wegaufnehmer und Kraftmeßdosen (Maßstab M 1:50)

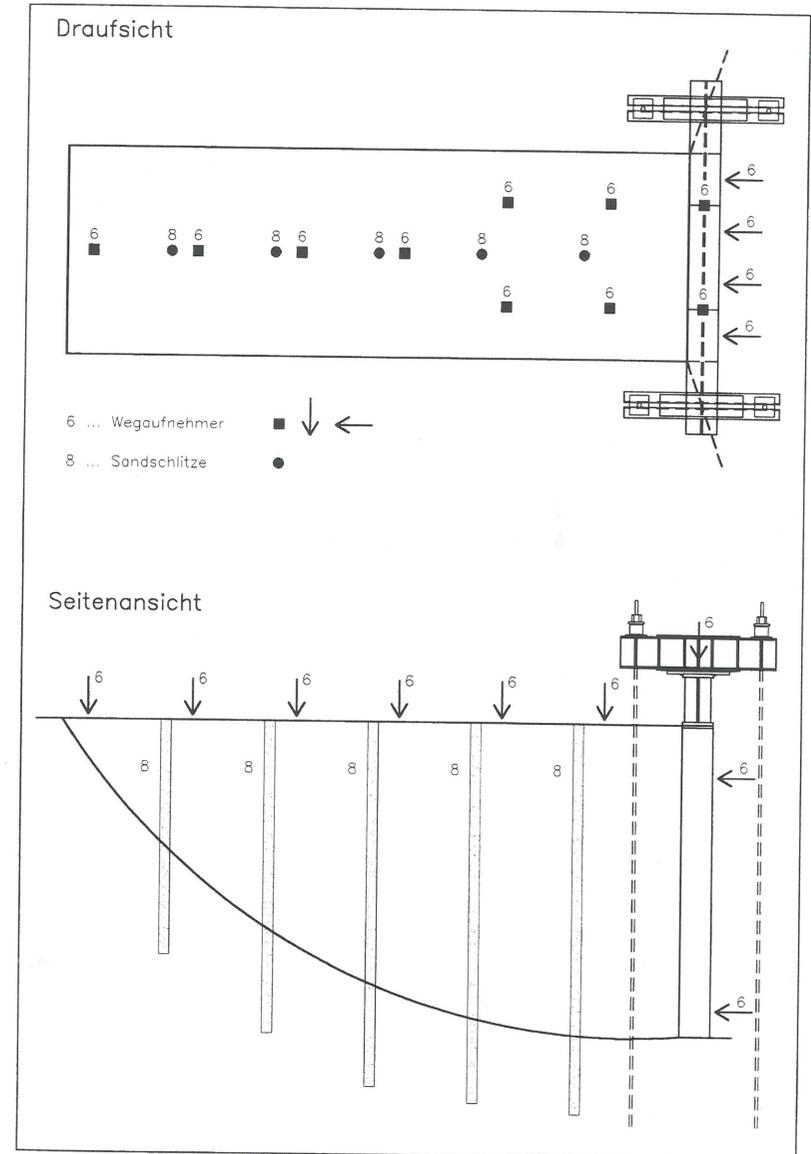


Abb. 3.10 Anordnung der Wegaufnehmer und Sandschlitzte des Bruchkörpers (Maßstab M 1:50)

einrichtung gemessen. Die Summe der vertikalen Kräfte wurde mit 4 Ankerkraftmeßdosen erfaßt.

Die Verschiebungsmessungen erfolgten sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung mit Hilfe von elektronischen Wegaufnehmern (Novotechnik, Leitplastik-Wegaufnehmer). Dabei wurde die horizontale Verschiebung mit mindestens vier Weggebern in zwei Ebenen gemessen, so daß bei der Parallelverschiebung eine gleichbleibende Verschiebung über die ganze Fläche des Belastungselementes und bei der Fußpunktdrehung eine gleichbleibende Verdrehung eingehalten werden konnten. In vertikaler Richtung wurden die Hebungen des Gesamtelementes mit Wegaufnehmern auf dem Querträger gemessen.

Am Rückverbau wurden mit je zwei Wegaufnehmern die horizontalen Verschiebungen in zwei Ebenen erfaßt.

Der Bruchkörper wurde durch acht vertikal ausgerichtete Wegaufnehmer abgetastet (Anordnung siehe Abb. 3.10, oben).

Um Aussagen über Verformungen und Abschervorgänge innerhalb des Bruchkörpers machen zu können, wurden zusätzlich zur elektronischen Meßerfassung fünf Schlitzsondierlöcher $\varnothing 2,0$ cm gebohrt (Anordnung, Abstände und Länge siehe Abb. 3.10, unten). Die Schlitzlöcher wurden mit Sand verfüllt und nach den Versuchen jeweils vorsichtig von Hand freigelegt.

Zur Erfassung der Meßdaten (Kräfte, Verformungen; Hottinger-Wägezellen, IMS-Kraftmeßdosen, Ankerkraftmeßdosen und Novotechnik-Wegaufnehmer) wurde eine programmgesteuerte Datenerfassungsanlage verwendet, bestehend aus einem portablen Computer (Compaq 286) und einem Mehrstellen-Meßgerät (ms-spectra). Von dem Computer aus wurde die ms-spectra mit ungefähr 40 Meßstellen gesteuert, wobei der Computer automatisch sämtliche Meßstellen abfragte, die Meßwerte speicherte und parallel dazu ausdrückte. Die Meßzyklen konnten automatisch gewählt werden. In der Regel wurde alle 150 sec eine Messung durchgeführt.

3.4 Versuchsdurchführung

3.4.1 Versuchsaufbau, -vorbereitungen

Wie aus den Abbildungen 3.6 und 3.7 zu ersehen, hatte die Versuchsgrube die Form eines Trapezes, wobei die Seite der Belastungseinrichtung 2,2 m und die Seite des Rückverbaus 5,5 m breit waren. Die Tiefe der Versuchsgrube betrug 3,5 m. Die Grube wurde in drei Abschnitten von ungefähr 1,0 m Tiefe ausgehoben und bis auf 10 cm Genauigkeit der endgültigen Trapezform angepaßt. Nach dem Vollaushub erfolgte dann das Planziehen der Wände des Rückverbaus und der Belastungsfläche, wobei bei der Belastungsfläche eine Genauigkeit von ± 3 mm eingehalten wurde. Folglich konnte man davon ausgehen, daß die Lastplatten schlüssig an der Wand anlagen.

Nach Einbau des Widerlagers in Form eines Berliner Verbaus erfolgte das Einsetzen der Belastungseinrichtung (3 Lastplatten mit oberem Querriegel). Danach wurden die Querträger für die Lastverteilung sowohl für die Lastplatten als auch für das Widerlager, die hydraulischen Pressen und die Kraftmeßdosen installiert. Die Lastabtragung der Vertikalkräfte erfolgte vom Querriegel über zwei Traversen in die Anker (siehe Abb. 3.3).

Nach Installation der kompletten Belastungseinrichtung erfolgte der Einbau des Meßgestänges der Wegaufnehmer.

3.4.2 Versuchsprogramm

Es wurden 9 Versuche ausgeführt. Der erste Versuch wurde als Pilotversuch, fünf Versuche wurden als Parallelverschiebungen und drei Versuche als Drehungen um den Fußpunkt gefahren. Die Versuche wurden an zwei verschiedenen Böden durchgeführt, wobei, wie in Abschnitt 3.2 beschrieben, es sich zum einen um einen homogen gewachsenen Boden und zum anderen um einen künstlich verdichteten Boden handelt.

Die Last wurde bei allen Versuchen vorschubgesteuert aufgebracht. Bei den Vorschubgeschwindigkeiten wurde auf Erfahrungswerte früherer Versuche zurückgegriffen. Die Anfangsgeschwindigkeit betrug 0,15 mm/min bzw. 0,002°/min. Im Verlaufe eines Versuches wurde je nach Verformung am Bruchkörper die Geschwindigkeit bis auf 0,3 mm/min erhöht. Da es eines äußerst komplizierten Steuerungsmechanismus bedurfte

hätte, eine konstante Vorschubgeschwindigkeit, wie zum Beispiel bei Triaxialversuchen üblich, zu fahren, wurde alle 10 min ein Vorschub von 1,5 mm aufgebracht. D.h. die 1,5 mm Vorschub wurden innerhalb von 2 min aufgebracht, in den folgenden 8 min konnte sich der Boden entspannen, und der Wert des horizontalen Erddrucks nahm nur noch geringfügig ab. Mit diesen gewählten Vorschubgeschwindigkeiten konnte ein Versuch innerhalb von 60 h durchgeführt werden.

Bei den Parallelverschiebungen wurde überwiegend der Bruchzustand erreicht. Bei den Drehungen um den Fußpunkt wurde der Bruchzustand nicht erreicht, da die dazugehörigen Verschiebungen nicht voll aufgebracht werden konnten.

In Tabelle 3.6 sind alle wichtigen Versuchsdaten aufgelistet. Die Versuchsnummern zeigen die zeitliche Folge der Versuche an. Ihre Anordnung im Gelände ist den Lageplänen (Anhang 9.1, Abb. 9.1 + 9.2) zu entnehmen. Die Anordnung wurde dabei so gewählt, daß der Einfluß der Inhomogenität des Bodens so gering wie möglich gehalten wurde, d.h. die Versuche lagen nebeneinander (Abstand 3,0 m), und die Vorschubrichtung war jedesmal gleich ausgerichtet.

Versuchs-Nr.	Versuchsart	Bodenart	Versuchsdatum	Versuchsdauer [h]	Maximale Versch./Verdr. [cm]/[°]
V 1	PV (Test)	N	30.09.87	30	23,0
V 2	PV	N	27.10.87	56	30,0
V 3	PV	N	23.11.87	52	43,0
V 4	FD	N	19.05.88	28	4,8
V 5	FD	N	23.06.88	30	5,5
V 6	PV	N	29.08.89	48	38,5
V 7	PV	K	17.10.90	50	35,0
V 8	PV	K	06.11.90	54	36,5
V 9	FD	K	11.12.90	40	3,2

Tab. 3.7 Versuchsprogramm (PV ... Parallelverschiebung, FD ... Fußpunktdrehung)

Nach den Versuchen wurde der Bruchkörper zur Hälfte in Längsrichtung freigelegt, so daß in der Mitte die Sandschlitz sichtbar wurden, und am Rand der Zustand des seitlichen Schlitzes kontrolliert werden konnte. Die Schlitz wurden vermessen und auf eine Folie übertragen. Eine solche Aufnahme ist in der folgenden Abbildung dargestellt.

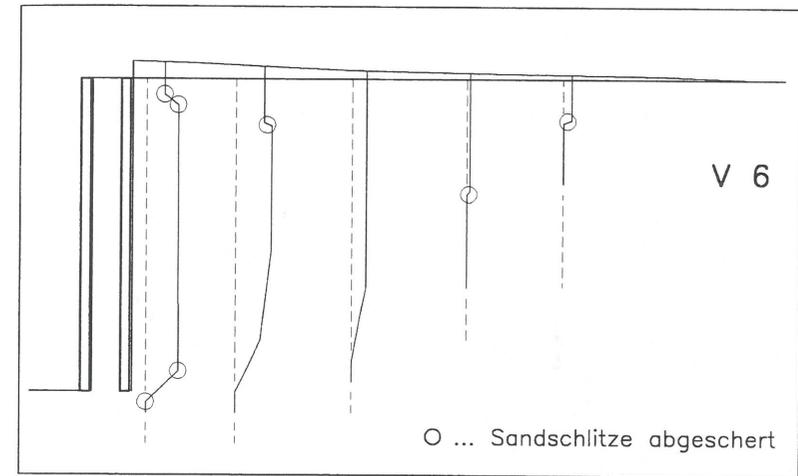


Abb. 3.11 Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V 6 mit Sandschlitz Parallelverschiebung, Boden N

In Abbildung 3.11 sind am Beispiel des Versuchs V 6 Ausgangs- und Endzustände der Bruchkörper dargestellt. Die Ausbildung des Bruchkörpers ist durch die abgesicherten und die "verschmierten" Sandschlitz gut zu erkennen, wobei die gestrichelten Linien dem Ausgangszustand (vor der Lastaufbringung) und die durchgezogenen Linien dem Endzustand (Bruchzustand, $v_{\text{hor}} = 38,5$ cm) entsprechen.

4 Versuchsergebnisse

4.1 Allgemeines

Die neun durchgeführten Versuche werden in den weiteren Betrachtungen mit V 1 bis V 9 bezeichnet. Alle Versuche werden in die Auswertungen miteinbezogen, obwohl sich während einiger Versuchsabläufe Probleme ergaben. Mit Versuch V 1 wurde die gesamte Belastungseinrichtung inklusive der Hydraulikanlage getestet, wobei die dort festgestellten Schwachstellen für die weiteren Versuche verbessert wurden.

Die Versuche V 1 und V 2 wurden noch mit Handpumpen gesteuert, was u.a. zu Schwierigkeiten bei der Vorschubsteuerung führte. Eine konstante Vorschubgeschwindigkeit konnte deswegen nicht immer eingehalten werden. Ab Versuch V 3 wurden die Vorschubgeschwindigkeiten mit einem elektrischen Hydroantriebsaggregat mit Ventil-aufbau gesteuert. Ein gleichmäßiger Vorschub war damit gewährleistet.

Während des Einbaus der Distanzstücke und des Umsetzens der Pressen pro Lage, d.h. entweder die oberen oder die unteren zwei Pressen, war der Versuchsablauf für ungefähr 90 min unterbrochen. Beim ersten Umbau wurden Distanzstücke mit 17 cm eingebaut, beim zweiten mit 35 cm, d.h. ein Versuch wurde bis zu viermal unterbrochen. Auf diese Weise konnte eine horizontale Verschiebung an den Lastplatten bis zu 45 cm aufgebracht werden.

Die Auswertung der Ergebnisse und deren Darstellung, insbesondere der Mobilisierung der Erdwiderstandskräfte in Abhängigkeit des horizontalen Verschiebungsweges, beschränkt sich auf das mittlere Element. Dadurch sind Randeinflüsse für den ebenen Fall so gut wie ausgeschlossen, da zum einen der ebene Fall durch das Fräsen der Schlitzte, wie in Abschnitt 3.2.3 beschrieben, und zum anderen durch die zwei 0,5 m breiten äußeren Lastplatten simuliert wurde. In den Abbildungen 4.1 und 4.2 sind je nach Versuchsart zum Vergleich die Kräfte am Gesamtsystem und am mittleren Element aufgetragen. Dort ist eindeutig zu erkennen, daß die Kräfte am Gesamtsystem größer sind, wenn man sie auf den laufenden Meter bezieht, als am mittleren Element. Dies läßt den Schluß zu, daß der ebene Fall mit den oben beschriebenen Randbedingungen

am mittleren Element simuliert wurde. Diese Vergleiche werden bei den nachfolgenden Betrachtungen nochmals genauer erläutert.

	Versch./ Verdr.	Mittleres Element 1 x 1,0 m (HBM-KMD)		Gesamtelement 1 x 1,0 m + 2 x 0,5 m (Glötzl-KMD/Anker-KMD)		Mittl. El. 1 x 1,0 m (Glötzl)	Rand-El. 2 x 0,5 m (Glötzl)
	v_H/α_F [cm]/[°]	E_{ph} [kN]	E_{pv} [kN]	ΣE_{ph} [kN]	ΣE_{pv} [kN]	$\Sigma E_{ph,mitte}$ [kN]	$\Sigma E_{ph,außen}$ [kN]
1	2	3	4	5	6	7	8
V 1	23,0	1050	250		550		
V 2	30,0	920	215	2450	415		
V 3	43,0	1150	330	2600	640	1225	1375
V 4	4,8	750		1470	425	≈ 670	800
V 5	5,5	900	100	1830	560	≈ 780	1050
V 6	38,5	1050	230	2520	490	1100	1420
V 7	35,0	1250	250	2820	490	1330	1490
V 8	36,5	1250	275	2760	500	1330	1430
V 9	3,2	720	50	1590	315	775	815

Tab. 4.1 Zusammenstellung der wichtigsten Ergebnisse

In Tabelle 4.1 sind die wichtigsten Versuchsergebnisse in einer Übersicht dargestellt. Der Spalte 2 sind die maximal erreichten Verschiebungen bzw. Verdrehungen zu entnehmen. In Spalte 3 und 4 sind die am mittleren Element mit den Hottinger Wägezellen C6 und C5 (HBM-KMD) gemessenen horizontalen und vertikalen Kräfte aufgelistet. Die horizontalen Gesamtkräfte in Spalte 5 wurden mit den Glötzl-KMD bzw. über den Pressendruck gemessen, die vertikalen Gesamtkräfte in Spalte 6 mit Anker-KMD. Die Kräfte in Spalte 7 und 8 (Glötzl-KMD) entsprechen in der Summe den horizontalen Kräften des Gesamtelements (Spalte 5), wobei in Spalte 7 die Kräfte am mittleren Element (1 x 1,0 m Breite) und in Spalte 8 die Kräfte an den beiden äußeren Elementen (2 x 0,5 m Breite) aufgelistet sind.

4.2 Parallelverschiebungen

Parallelverschiebungen: Boden N

Mit den Versuchen V 1 (Testlauf), V 2, V 3 und V 6 wurde die Mobilisierung des Erdwiderstandes in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung bei bindigem, homogen gewachsenem Boden untersucht. Die Versuche wurden, so weit dies technisch machbar war, bis zum Bruch gefahren. Dies zeigte sich beispielsweise darin, daß an der Oberfläche des Bruchkörpers bei V 3 und V 6 in ungefähr 5 m Entfernung von den Lastplatten eine eindeutige, quer zum Bruchkörper verlaufende Bruchfuge zu erkennen war (siehe Anhang 9.6, Bild 9.12). Vergleicht man diese vier Versuche, so stellt man fest, daß sie untereinander gut übereinstimmen. Die Mobilisierung der horizontalen Erdwiderstandskräfte in Abhängigkeit von der Verschiebung hat bei allen Versuchen den nahezu gleichen Verlauf. V 2 konnte nicht bis zum Bruch gefahren werden, da mit den Handpumpen kein höherer Druck aufgebracht werden konnte.

Als Beispiel sind die Mobilisierungen der horizontalen Erdwiderstandskraft, der vertikalen Erdwiderstandskraft und des Verhältnisses E_{ph}/E_{pv} in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung des Versuchs V 6 in Abbildung 4.1 dargestellt. Diese Auswertung wurde für alle Versuche herangezogen. Die Versuchsergebnisse der Versuche V 1, V 2, V 3 sind dem Anhang 9.3, Abb. 9.7 - 9.9, zu entnehmen.

Versuch V 6

Im Versuch V 6 sollten sowohl die unterschiedlichen Meßsysteme einander gegenübergestellt und verglichen als auch der Einfluß der seitlichen Schlitz untersucht werden.

In Abb. 4.1 sind die horizontalen Erddrücke in Abhängigkeit von der dazugehörigen Verschiebung aufgetragen. Auf der rechten y-Achse ist der Gesamterdverstand (Breite 2,0 m) aufgetragen, auf der linken y-Achse der des mittleren Elementes (Breite 1,0 m). Der Maßstab der linken und der rechten y-Achse wurde so gewählt, so daß die Kräfte des mittleren Elementes und des Gesamtelementes verglichen werden können. Aus dieser Abbildung läßt sich ablesen:

1. Die Meßsysteme für das Gesamtsystem stimmen sehr gut überein, d.h. die Unterschiede zwischen den Glötzl-KMD und den mit dem Pressendruck gemessenen

Kräften sind minimal.

2. Bei den Meßsystemen für das mittlere Element sind keine Differenzen festzustellen, d.h. die Unterschiede zwischen den HBM-KMD und den Glötzl-KMD sind vernachlässigbar. Lediglich im Anfangsbereich tritt eine kleine Differenz auf, die sich aber mit der manuellen Ablesegenauigkeit bei den Glötzl-KMD im Bereich von 0-100 kN begründen läßt.

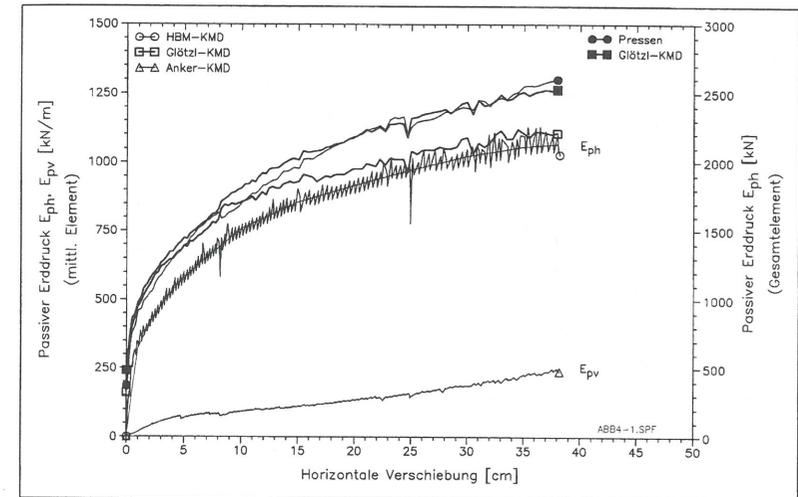


Abb. 4.1 Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbewegung (V 6)
Vergleich der Meßsysteme: Mittleres Element - Gesamtelement

3. Der Unterschied ($E_{ph, \text{Gesamtsystem}} - 2 \times E_{ph, \text{mittl. Element}}$) resultiert aus den Reibungskräften in den seitlichen Schlitz. Mit Scherparametern für den Schlitz, die durch Versuche im großen Scherkastengerät (s. Kap. 3.3, Tab. 3.5) ermittelt wurden, ließen sich die Differenzkräfte nachrechnen. Beispielsweise betrug im Endzustand beim Versuch V 6 die Differenzkraft $E_{ph, \text{Gesamtsystem}} - 2 \times E_{ph, \text{mittl. El.}} \approx 250 \text{ kN}$, d.h. 125 kN je Schlitz. Bei einer Schlitzfläche von $\sim 8,0 \text{ m}^2$ kann mit φ_{Schlitz} und c_{Schlitz} die Kraft von 125 kN nachvollzogen werden.

4. Die Kontrolle der vertikalen Kräfte mit HBM-KMD am mittleren Element und Anker-KMD am Gesamtelement ergaben ebenfalls gute Übereinstimmungen. Schwierigkeiten gab es bei zwei Versuchen, da der Kontakt zwischen mittlerem Element und Querträger über die HBM-KMD nicht von Anfang an hergestellt war. Die Kraftübertragung erfolgte nur über eine HBM-KMD.

Die unter Punkt 1 ÷ 4 aufgeführten Beobachtungen waren ebenfalls bei allen weiteren Versuchen mit Parallelverschiebungen im Boden N festzustellen.

Parallelverschiebungen: Boden K

Die Versuche V 7 und V 8 wurden wiederum als Parallelverschiebungen durchgeführt, allerdings diesmal in einem künstlich verdichteten Boden, der im Unterschied zum Boden N eine größere Dichte und auch einen höheren Scherwinkel aufwies.

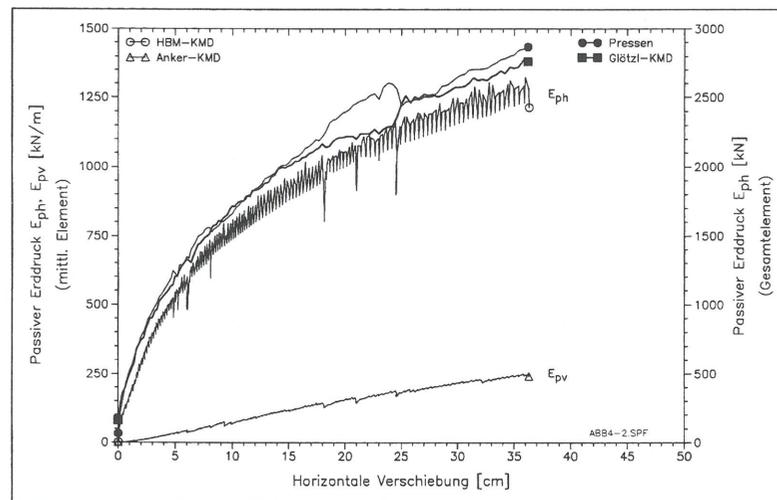


Abb. 4.2 Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbewegung (V 8) Vergleich der Meßsysteme: Mittleres Element - Gesamtelement

Im Anhang 9.3, Abb. 9.13 - 9.15 sind in Abhängigkeit von der horizontalen Ver-

schiebung des Elementes die horizontalen und vertikalen Erdwiderstandskräfte und das Verhältnis $\tan \delta = E_{pv}/E_{ph}$ aufgetragen. Auch bei diesen Versuchen korrelieren die unterschiedlichen Meßsysteme sehr gut.

Am Beispiel des Versuchs V 8 läßt sich anhand der Abbildung 4.2 analog zu den vorangegangenen Versuchen (siehe V 6) der Einfluß der Randelemente und der Schlitzre erkennen.

Der Einfluß der vertikalen Kräfte in den Schlitzre spielt in allen untersuchten Fällen eine untergeordnete Rolle, da diese Kräfte nur in den äußeren Belastungselementen zwischen Wand und Boden als Wandreibungskräfte auftreten. D.h. der Anteil für das maßgebende mittlere Element kann somit vernachlässigt werden.

4.3 Drehungen um den Fußpunkt

Die Auswertung der Versuche mit Drehung um den Fußpunkt entspricht der der Versuche mit Parallelverschiebung.

Drehungen um den Fußpunkt: Boden N

Auch bei diesen beiden Versuchen ist die Übereinstimmung speziell bei der Mobilisierung der Erdwiderstandskräfte in Abhängigkeit von der Verdrehung um den Fußpunkt sehr gut, wobei V 4 um $4,8^\circ$ und V 5 um $5,5^\circ$ gegen den Boden gedreht wurden. V 5 erreichte infolge der größeren Verdrehung auch den größeren Erdwiderstand.

Analog zu den Versuchen mit Parallelverschiebungen konnte bei den Versuchen mit Fußpunktdrehungen eine gute Korrelation der Meßsysteme untereinander beobachtet werden. Die Differenzen betragen weniger als 5%.

Die Unterschiede der Kräfte infolge der Schlitzre sind bei diesen zwei Versuchen kleiner als bei den Parallelverschiebungen. Hierfür gibt es folgenden Grund: die Bruchkörper bei Fußpunktdrehungen sind kleiner als bei Parallelverschiebungen, demzufolge sind die Flächen der seitlichen Schlitzre kleiner und somit auch die Reibungskräfte, die im Schlitz wirken.

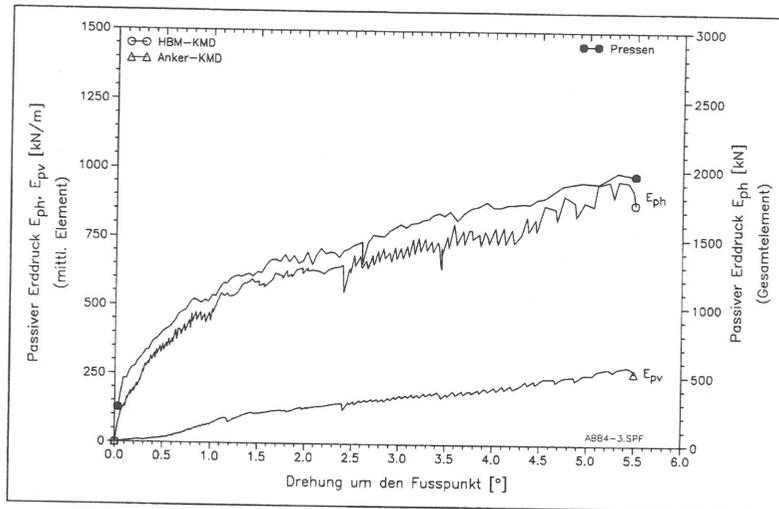


Abb. 4.3 Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbewegung (V 5)
Vergleich der Meßsysteme: Mittleres Element - Gesamtelement

Bei den Drehungen um den Fußpunkt konnte kein eindeutiger sichtbarer Bruchzustand (Bruchfuge quer zum Bruchkörper, abgescherte Sandschlitz) erreicht werden. Dies hatte u.a. folgende Ursachen:

1. Die Verdrehung wirkte sich in beide Richtungen aus, wobei 30% der Verdrehung auf den Rückverbau entfielen. Bei einer Drehung der Lastplatten von $5,5^\circ$ wurden der Kopfpunkt der Lastplatten um ≈ 30 cm und der Kopfpunkt des Rückverbaus um ~ 15 cm horizontal verschoben.
2. Der Schwerpunkt der horizontalen Kräfte bei Fußpunktdrehungen liegt bei $\sim 0,5$ h. Dies hat zur Folge, daß die Spannungen infolge Lastabtragung über den Rückverbau im oberen und unteren Bereich etwa gleich groß sind. Um die Spannungen aufnehmen zu können, waren im oberen Bereich größere Verformungen nötig (max. Verformung Δ Bruchzustand hinter Rückverbau).
3. Die Pressen waren gelenkig gelagert (Gleitlagerschalen), konnten aber nur eine begrenzte Verdrehung mitfahren. Bei noch größeren Verdrehungen hätte die Gefahr des Ausknickens der Pressen aus den Schalen bestanden.

Fußpunktdrehungen: Boden K

Der letzte Versuch V 9 war nochmals eine Drehung um den Fußpunkt im Boden K. Auch in diesem Fall sind die Ergebnisse in Abbildung 4.4 graphisch dargestellt. Dieser Versuch konnte leider nur um $3,2^\circ$ gegen den Boden gedreht werden, da das Widerlager, also der Rückverbau, sich beinahe in derselben Größenordnung in die andere Richtung verdrehte. Die Gründe hierfür wurden schon im vorangegangenen Abschnitt aufgeführt, wobei der Schwerpunkt der resultierenden Erdwiderstandskraft noch höher lag als bei Boden N. Versuch V 9 konnte somit auch nicht bis zum Bruch gefahren werden. Tendenziell konnten aber die gleichen Beobachtungen bei den Meßsystemen wie bei den vorangegangenen Versuchen gemacht werden.

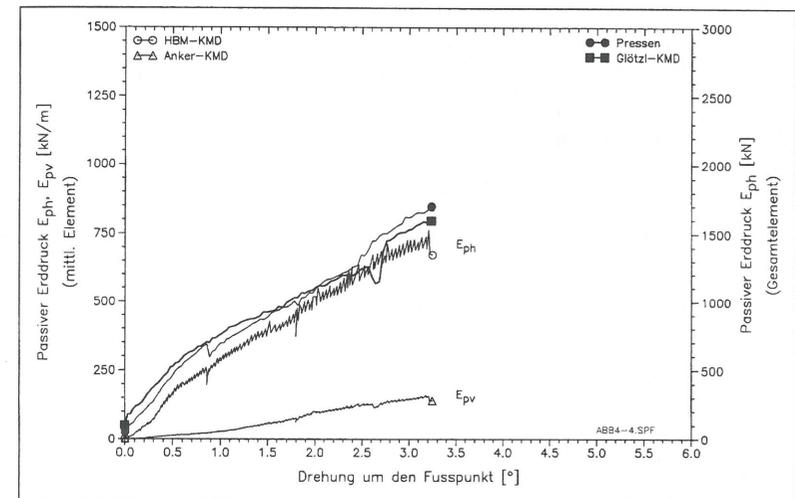


Abb. 4.4 Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbewegung (V 9)
Vergleich der Meßsysteme: Mittleres Element - Gesamtelement

4.4 Interpretation und Vergleich der Ergebnisse

Parallelverschiebungen

Vergleicht man die Ergebnisse der Parallelverschiebungen von Boden N und Boden K, so stellt man fest, daß die horizontalen Erdwiderstandskräfte beim Boden K um 10% größer sind als beim Boden N. Dies ist zum einen mit der höheren Dichte des Bodens und zum anderen mit einem höheren Scherwinkel zu begründen. Die Kohäsion ist bei beiden Böden ungefähr gleich groß, hat also keinen Einfluß auf die Erhöhung der horizontalen Erdwiderstandskraft. Ein weiterer Unterschied bei den beiden untersuchten Böden läßt sich im Mobilisierungsverhalten feststellen. Die Mobilisierung verläuft bei Boden K im Anfangsbereich (0 - 10 cm hori. Verschiebung) flacher als bei Boden N. Dies Verhalten ist u.a. auf den Wegfall der "Vorbelastung" wie bei Boden N und auf die höhere Verdichtung des Bodens K zurückzuführen.

Beim Vergleich der vertikalen Erdwiderstandskräfte kann kein signifikanter Unterschied sowohl in der Größe als auch im Mobilisierungsverhalten beider Böden festgestellt werden. Die Steigung des Verhältnisses E_{pv}/E_{ph} bei Boden K verläuft wie bei dem horizontalen Erddruck im Anfangsbereich flacher (s. Anhang 9.3, Abb 9.9 + 9.15). Bei beiden Böden stellt sich im Endzustand ein Verhältnis $E_{pv}/E_{ph} \approx 0,22$ ein. Dieser Wert entspricht nicht $\arctan \delta_p$, da die Wandreibungskräfte sich sowohl aus dem Scherwinkel als auch aus der Adhäsion zwischen Lastplatte und Boden zusammensetzen. Der Wandreibungswinkel δ_p liegt unter Berücksichtigung der Adhäsion bei $\sim 1/3 \varphi'$.

Drehungen um den Fußpunkt

Die oben beschriebenen Interpretationen der Parallelverschiebungen lassen sich auch bei den Fußpunktdrehungen anwenden. Betrachtet man die Mobilisierung des horizontalen Erddrucks, so läßt sich auch bei dieser Wandbewegungsart im Anfangsbereich ein flacherer Anstieg bei Boden K erkennen (vgl. Anhang 9.3, Abb. 9.10 + 9.16).

Verlauf, Größe und Mobilisierungsverhalten des vertikalen Erddrucks ist bei beiden Bodenarten nahezu identisch. Vergleicht man bei den Drehungen um den Fußpunkt das Verhältnis E_{pv}/E_{ph} (vgl. Anhang 9.3, Abb. 9.12 + 9.18), so stellt man, im Gegensatz zu den Parallelverschiebungen, nach einer Drehung um nur $\sim 4^\circ$ schon ein Verhältnis

von 0,22 fest. Der bei Boden N gemessene maximale Wert liegt bei 0,3. Aufgrund dieser Ergebnisse liegt der Wandreibungswinkel δ_p bei $\sim 1/2 \varphi'$. Der größere Wandreibungswinkel bzw. das größere Verhältnis E_{pv}/E_{ph} hängt von der Bewegungsart ab. Bei der Drehung um den Fußpunkt werden schon bei kleinen Bewegungen erhöhte vertikale Kräfte aktiviert.

Parallelverschiebung/Drehung um den Fußpunkt

Im Beiblatt 1 der DIN 4085 sind in Bild 7 die passiven Erddrücke aus Bodeneigenlast und die Lage der Resultierenden bei verschiedenen negativen Wandbewegungen dargestellt. Dabei wird der passive Erddruck für nichtbindige Böden bei einer Drehung um den Fußpunkt mit 75% des Erddrucks bei einer Parallelverschiebung angegeben. Dieser Wert kann mit diesen Versuchen für beide bindigen Bodenarten bestätigt werden. Die passiven Erddrücke bei Drehungen um den Fußpunkt liegen bei diesen Versuchen zwischen 70% und 80% des passiven Erddrucks bei Parallelverschiebungen.

Die Resultierende des passiven Erddrucks bei Parallelverschiebungen lag bei beiden Böden im Bereich von 0,37 - 0,47·H, bei den Drehungen um den Fußpunkt im Bereich von 0,47 - 0,60·H.

4.5 Festlegung des Bruchzustandes bei den durchgeführten Versuchen

Bei allen Versuchen ist an den Mobilisierungsverläufen keine eindeutige Bruchgrenze zu erkennen. Dies bedeutet:

1. Die Kraft-Verschiebungs-Linie mündet beim Versagen des Bodens nicht in eine horizontale Tangente ein und weist damit auf keine eindeutige Bruchlast hin.
2. Die Kraft-Verschiebungs-Linie schwenkt nach einem gekrümmten Anfangsbereich näherungsweise in eine Gerade über, d.h. ein eigentliches Bruchversagen kann nicht eindeutig abgelesen werden.

Wie in Kap. 3.2.5 schon erwähnt, wurden in einem Abstand von $\sim 5,0$ m von den Lastplatten quer zum Bruchkörper verlaufende, eindeutig sichtbare Risse (über die ganze Breite des Bruchkörpers) festgestellt. D.h. der Bruchzustand muß vor der maximal gemessenen Erdwiderstandskraft aufgetreten sein. Daß trotzdem noch ein Kräfteanstieg infolge weitergehender horizontaler Verschiebung zu verzeichnen war, läßt sich mit einer Zwischen-Stabilisierung des im Bruchzustand befindlichen Bodens (aufgelockerter und teilweise gestörter Boden) erklären. Allgemein tritt bei allen Bruchversuchen bei weitergehender Verschiebung nach einer Zwischen-Stabilisierung ein nächster Bruchzustand mit neuer Bruchfläche auf.

Als weiterer Nachweis für den Bruchzustand dienen die mit Sand gefüllten Schlitzsondierlöcher. In Abbildung 3.11 sind am Beispiel des Versuchs V 6 der Ausgangs- und Endzustand dargestellt (s. auch Anhang 9.2). Aufgrund der teilweise abgesicherten Schlitzte bei den Parallelverschiebungen läßt sich obige Aussage über den Bruchzustand bestätigen. Je nach Größe der horizontalen Verschiebung scherten bei den Parallelversuchen die Sandschlitzte bis in eine Entfernung von $\sim 5,00$ m von der Belastungsfläche ab. Im Bereich $1,00 - 2,50$ m von der Belastungsfläche sind eindeutig mehrere Abschervvorgänge, auch über die Höhe, zu erkennen (Zwischen-Stabilisierung, nächster Bruchzustand). Dies bestätigt wiederum oben getroffene Aussage bzgl. einer teilweise erneuten Verdichtung des abgesicherten Bodens.

Für die Drehungen um den Fußpunkt konnte mit der Hilfe der Schlitzsondierlöcher kein endgültiger Bruchzustand festgestellt werden. Nur im oberen Bereich zwischen $0,0$ und $1,0$ m unter GOK (s. Anhang 9.6, Bild 9.11) sind eindeutige Abschervvorgänge zu erkennen, die auf erste Versagenszonen bei den Drehungen um den Fußpunkt hinweisen. Sichtbare quer verlaufende Risse an der Bruchkörperoberfläche wie bei den Parallelverschiebungen fehlen.

Um einen Richtwert für die Größe der für den Bruchzustand notwendigen Verschiebungswege zu bekommen, sind aus der Literatur aufgrund von Versuchen verschiedene Angaben bekannt; siehe TERZAGHI (1934) und NEUMEUER (1960). Im allgemeinen gelten für den passiven Erddruck die Richtwerte in Abbildung 4.5.

Setzt man die Richtwerte, die für einen dichtgelagerten Sand gelten, aus Abb. 4.5 an, so erhält man für die Bruchzustände mit $H = 3,0$ m bei einer parallelen Verschiebung Bewegungen von $6 - 15$ cm, bei einer Drehung um den Fußpunkt von 30 cm ($\Delta 5,7^\circ$). Diese Werte können in dieser Größenordnung nicht auf einen bindigen Boden über-

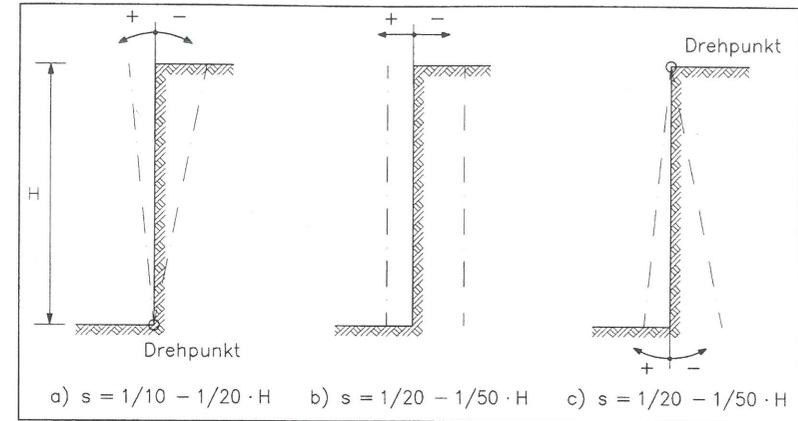


Abb. 4.5 Grundformen der Wandbewegung (+/- aktiver/passiver Erddruck)
 a) Drehung um Fußpunkt
 b) Parallele Bewegung
 c) Drehung um den Kopfpunkt

tragen werden. Aufgrund der Auswertungen der Schlitzsondierungen bei den Parallelverschiebungen (siehe z.B. V 6) wird der Bruchzustand bei $(1/10 - 1/15) \cdot H$ erreicht. Dies entspricht einer horizontalen Verschiebung von $25 - 30$ cm.

Zur Bestimmung der Bruch- bzw. Grenzlast wird nun ähnlich wie bei der Grenzlastbestimmung bei Pfahlprobelastungen vorgegangen. Als Grenzlast wird hier diejenige Last definiert, die dem Übergangspunkt der Kraft-Verschiebungs-Kurve vom gekrümmten Bereich in den mit näherungsweise gerader Endtangente entspricht. Die Tangente wird durch die Punkte $s_1 = 25$ cm und $s_2 = 35$ cm gelegt (s. Abb. 4.6, Anhang 9.4, Abb. 9.19 - 9.26).

Untersucht man auf diese Weise die Parallelverschiebungen, so erhält man für die Versuche V 1, V 2, V 3 und V 6 (Boden N) Grenzlasten von ~ 950 kN bei horizontalen Verschiebungen zwischen 21 und 24 cm ($\Delta (1/12,5 - 1/15) \cdot H$). Für die Versuche V 7 und V 8 (Boden K) ergaben sich Grenzlasten von ~ 1100 kN, wobei die horizontalen Verschiebungen ~ 26 cm ($\Delta \sim 1/15 \cdot H$) betragen.

Für die Drehungen um den Fußpunkt können die Schlitzsondierungen nicht herangezogen werden. Als Orientierung für den Bruchzustand wird das oben beschriebene

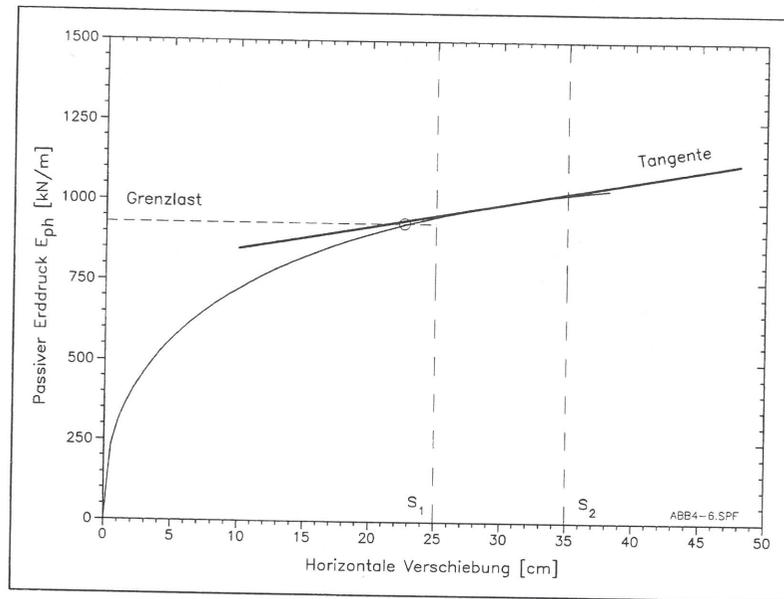


Abb. 4.6 Bestimmung der Grenzlust

Verfahren mit den Werten für die Parallelverschiebung ($1/10 - 1/15 \cdot H$) übernommen. Dies entspricht einer Drehung gegen den Boden von $3,8^\circ - 5,7^\circ$. Die Tangente wird durch die Punkte $s_1 = 4,5^\circ$ und $s_2 = 6,0^\circ$ gelegt (s. Anhang 9.3, Abb. 9.22, 9.23 und 9.26). Bei Auswertung der Versuche V 4 und V 5 (Boden N) ergaben sich Grenzlasten von ~ 700 kN mit Drehungen um den Fußpunkt von $\sim 3,4^\circ$. Bei V 9 (Boden K) wurde eine Grenzlust von ~ 820 kN abgelesen. Die Drehung um den Fußpunkt betrug in diesem Fall $\sim 4,5^\circ$.

Alle Angaben der Grenzlasten beziehen sich auf den horizontalen Erddruckanteil.

Setzt man nun die Grenzlasten der Drehung um den Fußpunkt und der Parallelverschiebung ins Verhältnis, so erhält man sowohl für Boden N als auch für Boden K einen Wert von $\sim 0,75$.

$$\text{Boden N: } \frac{E_{ph,FD}}{E_{ph,PV}} = \frac{700}{950} = 0,74$$

$$\text{Boden K: } \frac{E_{ph,FD}}{E_{ph,PV}} = \frac{820}{1100} = 0,74$$

Dies entspricht den Angaben im Beiblatt 1 der DIN 4085 (Bild 7) für den passiven Erddruck aus Bodeneigenlast (ohne Kohäsion). Für den passiven Erddruck mit Kohäsion (bindiger Boden) ist aufgrund dieser Versuchsserie der gleiche Verhältniswert anzusetzen.

5 Berechnungen

5.1 Allgemeines

Die Mobilisierung des Erdwiderstandes bindiger Böden ist im allgemeinen eine statisch unbestimmte Aufgabe, die nur durch die Berücksichtigung der Interaktion zwischen der Bewegung der Wand und der dazugehörigen Verformung des Bodens gelöst werden kann. Bis heute kann eine solche Lösung nur näherungsweise mit Hilfe von FE-Programmen gefunden werden.

Mit Hilfe der bekannten Berechnungsmethoden, wie z.B. DIN 4085, der Kinematischen Elemente Methode nach GUSSMANN (1986) und der Plastizitätstheoretischen Methode nach PREGL (1983), werden jeweils die Bruchkräfte bzw. Bruchspannungen berechnet. Dabei wird bei diesen Rechenmodellen zwischen zwei Arten von Brüchen unterschieden: Flächen- und Linienbrüche. Bei Flächenbruch (RANKINE) versagt der Boden im gesamten Gebiet und erfüllt in diesem Gebiet die Bruchbedingung, wogegen beim Linienbruch (z.B. OHDE) die Bruchbedingung entlang einer Bruchfuge erfüllt ist und ganze Körper versagen.

In den folgenden Kapiteln werden die oben genannten Berechnungsmethoden näher erläutert und mit den Versuchsergebnissen verglichen.

5.2 Berechnung der Bruchspannungen bzw. -kräfte mit unterschiedlichen Verfahren

5.2.1 DIN 4085

In der DIN 4085 werden drei Grundformen der Wandbewegung unterschieden: Drehung um den Fußpunkt, parallele Bewegung der Wand und Drehung um den Kopfpunkt (s. Abb. 4.5). Im Beiblatt der DIN 4085 sind dazu unter anderem die passiven Erddrücke, die passiven Erddruckverteilungen (rechnerisch und tatsächlich) und die Lage der Resultierenden aus Bodeneigenlast für kohäsionslose Böden angegeben.

Zu den verschiedenen Wandbewegungsarten gibt die DIN 4085 auch eine Abschätzung der Größe der Wandverschiebung in Abhängigkeit von der Ausnutzung des passiven Erddrucks an. Diese Abschätzungen der erforderlichen Verformungen für die Mobilisierung des vollen Erdwiderstandes sind jedoch nur für kohäsionslose Böden geeignet. Hierbei wird neben der Wandbewegung noch zusätzlich die Lagerungsart "dicht" und "locker" berücksichtigt.

Grundlage für die Berechnung der Grenzwerte der passiven Erddrucklast mit ebenen Gleitflächen bilden für den Fall eines waagerechten Geländes ($\alpha = 0^\circ$) und senkrechter Wand ($\beta = 0^\circ$) folgende Formeln aus DIN 4085 (die Winkel sind entsprechend ihrer Vorzeichen gemäß DIN 4085, Bild 2.1 einzusetzen):

Anteil aus Bodeneigenlast:

$$E_{pgh} = \frac{h^2}{2} \cdot cal \gamma \cdot K_{pgh} \quad , \quad E_{pgv} = E_{pgh} \cdot \tan \delta_p$$

$$K_{pgh} = \frac{\cos^2(cal \varphi')}{1 + \frac{\sqrt{\sin(cal \varphi' - \delta) \cdot \sin(cal \varphi)}}{\cos(-\delta_p)}}$$

Anteil aus Kohäsion:

$$E_{pch} = h \cdot cal c' \cdot K_{pch} \quad , \quad E_{pcv} = E_{pch} \cdot \tan \delta_p$$

$$K_{pch} = \frac{2 \cdot \cos cal \varphi' \cdot \cos(-\delta_p)}{1 - \sin(cal \varphi' - \delta_p)}$$

Anteil aus Bodeneigenlast und Kohäsion:

$$E_{ph} = E_{pgh} + E_{pch} = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot cal \gamma \cdot K_{pgh} + h \cdot cal c' \cdot K_{pch}$$

$$E_{pv} = E_{pgv} + E_{pcv} = (E_{pgh} + E_{pch}) \cdot \tan \delta_p$$

In Tabelle 5.1 sind die horizontalen Erdwiderstandskräfte E_{ph} für $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 0/30/35/40 \text{ kN/m}^2$, $\delta = 0^\circ/1/2\varphi'/2/3\varphi'$ und $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ angegeben. Berechnet wurden die Werte nach oben angegebenen Formeln der DIN 4085 für eine parallele Bewegung und eine Drehung um den Fußpunkt. Die Kräfte für die Drehung um den Fußpunkt wurden unter der Annahme, die Erddruckspannungen betragen ungefähr $0,75 \cdot e_{ph}$, berechnet.

	Parallelverschiebung			Fußpunktdrehung		
	$E_{ph} = E_{phg} + E_{phc} \text{ [kN/m]}$			$E_{ph} = E_{phg} + E_{phc} \text{ [kN/m]}$		
$\varphi' = 25^\circ$	$\delta = 0$	$\delta = 1/2\varphi'$	$\delta = 2/3\varphi'$	$\delta = 0$	$\delta = 1/2\varphi'$	$\delta = 2/3\varphi'$
$c' \text{ [kN/m}^2]$						
0	222	312	351	166	234	263
30	504	719	817	378	539	613
35	551	787	896	413	590	672
40	598	855	973	449	641	730

Tab. 5.1 Bruchlasten E_{ph} nach DIN 4085

Tabelle 5.1 zeigt deutlich den Einfluß von c' und δ auf die Bruchlasten, d.h. mit zunehmender Kohäsion und steigendem Wandreibungswinkel ist ein Anstieg der Bruchlast zu verzeichnen.

5.2.2 Kinematische Elemente Methode (KEM)

Das Prinzip der KEM beruht auf der Grundlage des kinematischen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie, der die Untersuchung von kinematisch möglichen Versagensmechanismen von Strukturen umfaßt. Die KEM hat ihre Analogie im Verschiebungsgrößenverfahren der Baustatik, das wiederum auf dem Energieprinzip der virtuellen Verschiebungen basiert.

Zur Bestimmung der Trag- bzw. Bruchlast im Sinne der Bodenmechanik geht man von einem kinematisch zulässigen Verschiebungszustand aus. Das ist ein wählbarer, den

kinematischen Randbedingungen des Problems angepaßter Bewegungsmechanismus, der mit der Fließregel des Bodens in Einklang steht. Werden hier bei Einhaltung der Bruchbedingung in den Bruchfugen entweder global das Gleichgewicht der Kräfte und Momente an jedem Bruchkörper oder die Energiebilanz zwischen kinetischer und dissipierter Energie betrachtet, kann daraus die Trag- bzw. Bruchlast abgeleitet werden. Ausgehend von Bruchkörpern wird für einen angenommenen gesamten Bruchmechanismus die innere Arbeit ermittelt, für die gilt:

$$A_i = - (E - D)$$

mit $D =$ dissipierte Energie in den Elementfugen und
 $E =$ kinetische Energie aus translatorischen Bewegungen des Elements.

Dies entspricht einer Betrachtung der Energiebilanz in den Bruchfugen, in denen die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi$$

gilt. Es handelt sich hierbei um eine Energiemethode (GUSSMANN 1990, GOLDSCHIEDER/ GUDEHUS 1974), bei der, nach dem Prinzip vom Minimum der potentiellen Energie, die virtuelle Arbeit im Gesamtsystem ein Minimum werden muß.

Das am Institut vorhandene KE-Programm K2SOIL nach GUSSMANN rechnet mit geradlinig begrenzten Bruchkörpern und berücksichtigt bei der Energieermittlung die Translation der kinematischen Elemente. Zur Bestimmung des Erdwiderstandes bei Parallelverschiebungen wurden 5, 10 bzw. 15 Elemente verwendet. Die Ermittlung des Erdwiderstandes erfolgt unter Eingabe der Wichte des Bodens γ , des Scherwinkels φ' , der Kohäsion c' , des Wandreibungswinkels δ_p und der Adhäsion a zwischen Wand und Boden. In Abbildung 5.1 ist an einem Beispiel für eine Parallelverschiebung mit 15 Elementen die Numerierung der Elemente, Strecken und Knoten (oben) und der Bruchmechanismus (unten) dargestellt.

Die Nachrechnung des Erdwiderstandes bei einer Drehung um den Fußpunkt ergab größenordnungsmäßig die gleichen Bruchlasten wie bei der Parallelverschiebung. Der wesentliche Unterschied ergab sich lediglich in der inneren Arbeit, die kleiner ist als bei der Parallelverschiebung.

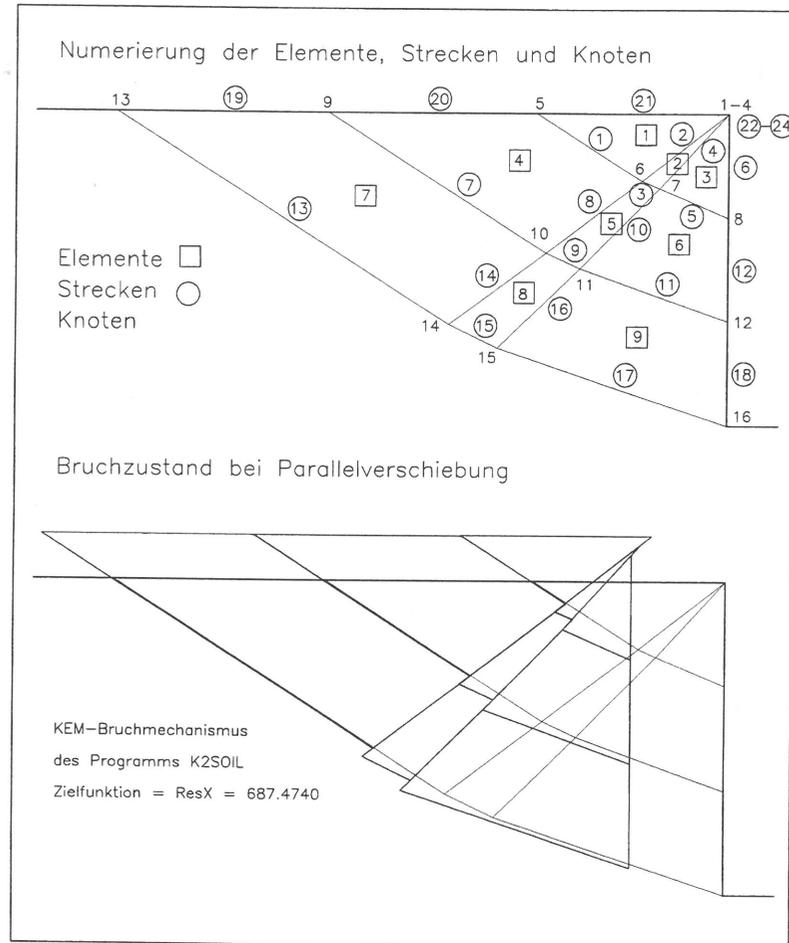


Abb. 5.1 Numerierung und Bruchgeometrie für KEM-Mechanismus

Wie im Kapitel 5.2.1 ist auch hier die Bruchlast E_{ph} ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) in Abhängigkeit von c' und δ tabellarisch erfaßt. In den nachfolgenden Tabellen 5.2 und 5.3 sind die Ergebnisse der Untersuchungen sowohl bezüglich der Bruchlasten als auch der Längen der Bruchkörper mit KEM dargestellt.

		Parallelverschiebung				
$\varphi' = 25^\circ$		$E_{ph} \text{ [kN/m]}$				
$c' \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\delta = 0$	$\delta = \frac{1}{2}\varphi'$ $a = 0$	$\delta = \frac{1}{2}\varphi'$ $a = \frac{1}{2}c'$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi'$ $a = 0$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi'$ $a = \frac{1}{2}c'$	
0	222	301	-	328	-	
30	504	688	730	749	791	
35	551	758	809	819	868	
40	598	816	880	889	945	

Tab. 5.2 Bruchlasten E_{ph} nach KEM

		Parallelverschiebung				
$\varphi' = 25^\circ$		Länge des Bruchkörpers [m]				
$c' \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\delta = 0$	$\delta = \frac{1}{2}\varphi'$ $a = 0$	$\delta = \frac{1}{2}\varphi'$ $a = \frac{1}{2}c'$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi'$ $a = 0$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi'$ $a = \frac{1}{2}c'$	
0	4.73	5.96	-	6.32	-	
30	4.72	5.95	6.25	6.34	6.62	
35	4.72	5.95	6.27	6.34	6.64	
40	4.72	5.95	6.30	6.35	6.67	

Tab. 5.3 Länge der Bruchkörper nach KEM

Wie bei DIN 4085 zeigt die Tabelle 5.2 deutlich den Einfluß von c' und δ auf die Bruchlasten. Dagegen hat die Kohäsion auf die Länge des Bruchkörpers keinen Einfluß, d.h. die Länge des Bruchkörpers ändert sich nur mit dem Wandreibungswinkel δ und der Adhäsion a zwischen Wand und Boden. Mit zunehmenden δ und/oder a nimmt die Länge des Bruchkörpers zu.

5.2.3 Plastizitätstheoretische Methode

Dieses Verfahren basiert auf einem von KÖTTER (1903), SOKOLOVSKI (1963) u.a. entwickelten Gleitflächenverfahren. PREGL (1983) entwickelte darauf aufbauend eine einheitliche Theorie für den aktiven Erddruck, den passiven Erddruck und die Tragfähigkeiten von Flachgründungen. Die abgeleiteten Beiwerte für den passiven Erddruck gelten unter den folgenden Voraussetzungen:

- ebener Verformungszustand
- die Scherfestigkeit des Bodens wird durch die Coulombsche Bruchbedingung erfaßt
- der Wandreibungswinkel ist entlang der Druckfläche konstant
- homogener Untergrund im Bereich der Druckfläche.

Mit folgender Gleichung wird die passive Erddruckspannung berechnet:

$$\frac{e_p}{\cos \alpha} = \gamma' \cdot z \cdot K_{py} + c' \cdot K_{pc}$$

Die Beiwerte K_{py} und K_{pc} sind wie die Beiwerte nach DIN Funktionen der Winkel α , β , φ und δ , wobei $\alpha = \beta = 0^\circ$ sind, und können den Tafeln von PREGL (1983) entnommen werden ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$). Die Bruchlasten E_{ph} , die sich nach diesem Verfahren unter Variation der Kohäsion c' (0/30/35/40 kN/m^2) und des Wandreibungswinkels δ ($0/1/2\varphi'/2/3\varphi'$) ergaben, sind der folgenden Tabelle zu entnehmen.

$\varphi' = 25^\circ$	Parallelverschiebung		
	$E_{ph} \text{ [kN/m]}$		
$c' \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\delta = 0$	$\delta = 1/2\varphi'$	$\delta = 2/3\varphi'$
0	222	300	325
30	504	728	799
35	551	800	867
40	598	871	944

Tab. 5.4 Bruchlasten E_{ph} nach der plastizitätstheoretischen Methode

5.3 FE-Berechnung

Mit den im Abschnitt 5.2 beschriebenen Berechnungsmethoden können wie gesagt nur Bruchlasten ermittelt werden. Dagegen kann mit Hilfe von FE-Programmen näherungsweise die Mobilisierung des Erdwiderstandes nachvollzogen werden. Die Problematik bei FE-Programmen im bodenmechanischen Bereich liegt im Prinzip aber darin, daß sie meistens nur auf Großrechnern laufen, nicht anwenderfreundlich sind und eine lange Einarbeitungszeit erfordern. Seit Anfang 1991 gibt es das FE-Programm PLAXIS¹, das auf einem PC 386/ 387 und 486 mit mindestens 4 MB Hauptspeicher läuft.

Die am Institut für Geotechnik in Stuttgart vorliegende Vollversion des FE-Programms PLAXIS Version 4.10 ist auf einem IBM-kompatiblen Personalcomputer unter dem Betriebssystem MS-DOS installiert. Die Version 4.10 entspricht der momentan aktuellsten (Stand: Jan. 1992).

Mit dem Programm PLAXIS (PLASTICITY + AXISYMMETRIC) können unter anderem ebene, nichtlineare elastoplastische Spannungszustände untersucht werden. Neben der Ermittlung von Traglastproblemen, beispielsweise bei Flachgründungen, ist mit PLAXIS auch die Ermittlung des aktiven/passiven Erddrucks in Abhängigkeit von der Verschiebungsrichtung bzw. der Verschiebungsart möglich. Durch sogenannte Interface-Elemente, hier als Übergangselemente zwischen Wand und Boden eingesetzt, können beliebige Wandreibungswinkel und falls erforderlich auch die Adhäsion zwischen Wand und Boden berücksichtigt werden. Bezugnehmend auf das Mobilisierungsverhalten soll hier nur die Berechnung des Erdwiderstandes für Parallelverschiebungen und Drehungen um den Fußpunkt in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung und der Rotation behandelt werden.

Als Spannungs-Dehnungs-Gesetz ist das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi$$

vollständig implementiert. Dadurch können die in Laborversuchen ermittelten Bodenparameter φ' und c' direkt verwendet werden. Zur kompletten Beschreibung dieses ela-

¹ PLAXIS, Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity, Version 4.10
 Edited by P.A. Vermeer, Delft University of Technology, Netherlands
 With cooperation of P.G. Bonnier, P.J.W. Brand, R.B.J. Brinkgreve,
 J.M. Dłuzewski, A.G.M. Knibbeler, H. van Langen

stisch-plastischen Stoffgesetzes sind insgesamt fünf Materialparameter erforderlich:

1. Elastizitätsmodul $E = 2(1 + \nu) \cdot G$
2. Querdehnzahl ν , wobei $K_0 = \nu/(1-\nu)$ gesetzt wird
3. Reibungswinkel φ'
4. Kohäsion c'
5. Dilatanzwinkel ψ

Der Schubmodul G wurde aus Spannungs-Verformungs-Diagrammen (Triax-Versuche) bestimmt. Für die FE-Berechnung wurde ein mittlerer Schubmodul von $G = 10000 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Die Querdehnzahl ν wurde zu $0,3$ angenommen.

Um den Einfluß der Materialparameter E bzw. G und ν abschätzen zu können, wurde zudem eine Parameterstudie unter Verwendung der Bodenparameter $\varphi' = 25^\circ$ und $c' = 35 \text{ kN/m}^2$ durchgeführt. Die Studie ergab folgendes:

1. Eine Änderung des Schubmoduls bewirkt keine Vergrößerung/Verkleinerung des Erdwiderstandes, sondern nur eine Änderung des Verformungsverhaltens des Gesamtsystems. D.h. je größer der Schubmodul, desto steifer das Gesamtsystem und desto kleiner die Verformungen. Auf den horizontalen Mobilisierungsweg des Erdwiderstandes übertragen bedeutet das: ein kleiner Schubmodul erzeugt einen größeren Mobilisierungsweg, d.h. der maximale Erdwiderstand E_{ph} wird erst bei z.B. $v_h = 40 \text{ cm}$ erreicht.
2. Eine Änderung der Querdehnzahl ν ($\nu = 0,3 \div 0,4$, $G = 10000 \text{ kN/m}^2$) hat sowohl auf die Größe des Erdwiderstandes als auch auf den Mobilisierungsweg für die hier untersuchte Problematik einen vernachlässigbar kleinen Einfluß.

Eingabedaten, Berechnung

Das Erdwiderstandsproblem wird in zwei Netzblöcken mit insgesamt 68 Elementen diskretisiert (s. Abb. 5.2). Um die Einflüsse des Untergrunds zu erfassen, wird unter der Baugrubensohle (3,0 m unter GOK) noch eine 3,0 m mächtige Bodenschicht mitmodelliert (unterer Netzrand 6,0 m unter GOK). Im Bereich der zu erwartenden Bruchfuge werden die Diagonalen der Rechteckelemente gedreht. Dadurch wird erreicht, daß möglichst viele Elementknotenpunkte in der Nähe der Bruchlinie liegen.

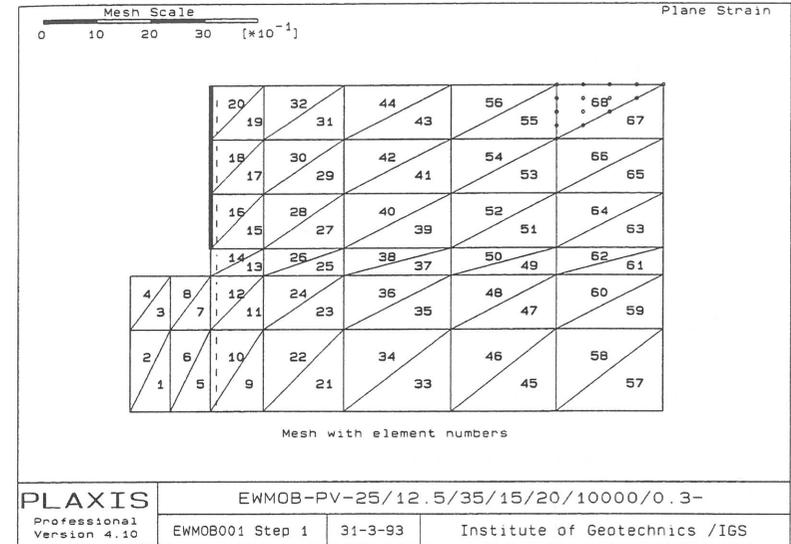


Abb. 5.2 Elementnumerierung

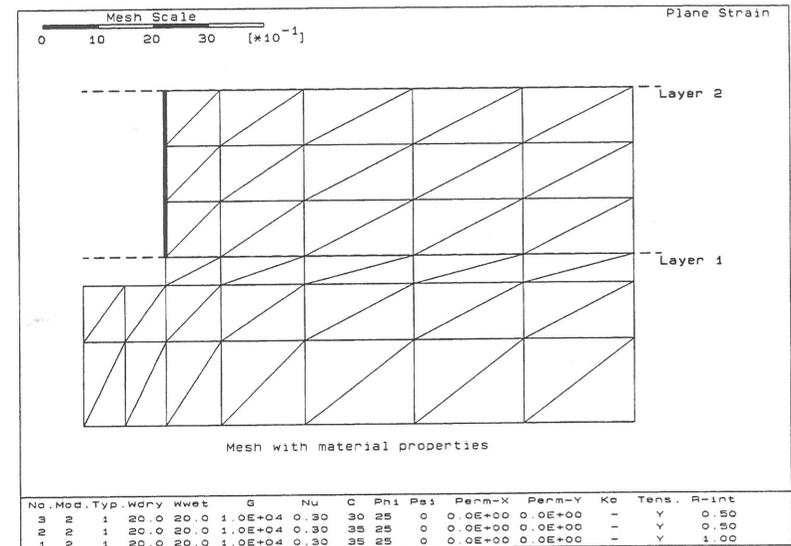


Abb. 5.3 Einteilung der Schichten und Bodenkennwerte

Das Erdwiderstandsproblem wird in 2 Schichten von je 3,0 m Mächtigkeit und eine virtuelle Schicht eingeteilt (s. Abb. 5.3). Die virtuelle Schicht dient nur zur Simulation der Wandreibung über die Interface-Elemente (z.B. $\delta = \frac{1}{2}\varphi$ und $a = 0$ oder $\delta = \frac{1}{2}\varphi$ und $a = \frac{1}{2}c$). Die Lagerungsbedingungen für die Wand sind so gewählt, daß bei einer Parallelverschiebung nur eine horizontale Verschiebung erfolgen kann, d.h. in vertikaler Richtung wird die Belastungswand festgehalten. Für eine Drehung um den Fußpunkt ist die Belastungswand sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung am Fußpunkt festgelegt.

Die Berechnung des mobilisierten Erdwiderstandes infolge der horizontalen Verschiebung erfolgt in mehreren Lastschritten. Das FE-Programm rechnet dabei bis zum ersten plastischen Punkt elastisch und danach elasto-plastisch.

Der Ausgangsspannungszustand wird über eine elastische Berechnung erzeugt, bei der das Eigengewicht aufgebracht wird. Um den Geländesprung der Versuchsgrube zu berücksichtigen, können zum einen der Aushub der Grube simuliert, d.h. stufenweises Ausheben der Versuchsgrube bis zur Baugrubensohle, und zum anderen ein "elastischer Nullschritt" durchgeführt werden, der durch Spannungumlagerungen den Geländesprung berücksichtigt. Beide Möglichkeiten führen zum gleichen Ausgangsspannungszustand. Durch die Kohäsion ergeben sich für diesen Lastschritt noch keine plastischen Punkte.

Zur Ermittlung des Erdwiderstandes wird die Versuchswand solange horizontal gegen den Boden verschoben, bis das System versagt und der Boden "bricht" bzw. plastifiziert. Die Kraft, die zur Erzeugung der maßgebenden Verschiebung erforderlich ist, entspricht der Trag- bzw. Bruchlast des Systems.

Je nach Eingabe der Materialparameter als auch der Steuerparameter für die Iterationstechnik wurde der maximale Erdwiderstand nach ca. 40 Lastschritten erreicht. Die Ergebnisse können der Tabelle 5.5 entnommen werden.

Die folgenden Abbildungen zeigen sowohl für die Parallelverschiebung als auch für die Drehung um den Fußpunkt die verschobenen Netze (Abb. 5.4 + 5.5), die vektoriellen Verschiebungsfelder (Abb. 5.6 + 5.7) und effektiven Hauptspannungen (Abb. 5.8 + 5.9). Die Materialparameter sind die folgenden:

$$\varphi' = 25^\circ, \delta = \frac{1}{2}\varphi', c' = 35 \text{ kN/m}^2, \gamma = 20 \text{ kN/m}^3, G = 10000 \text{ kN/m}^2, \nu = 0,3.$$

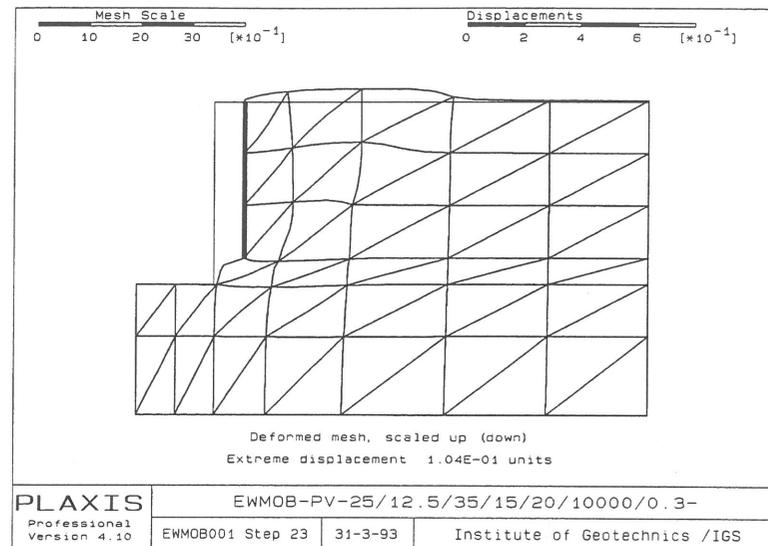


Abb. 5.4 Verformtes Elementnetz -Parallelverschiebung-

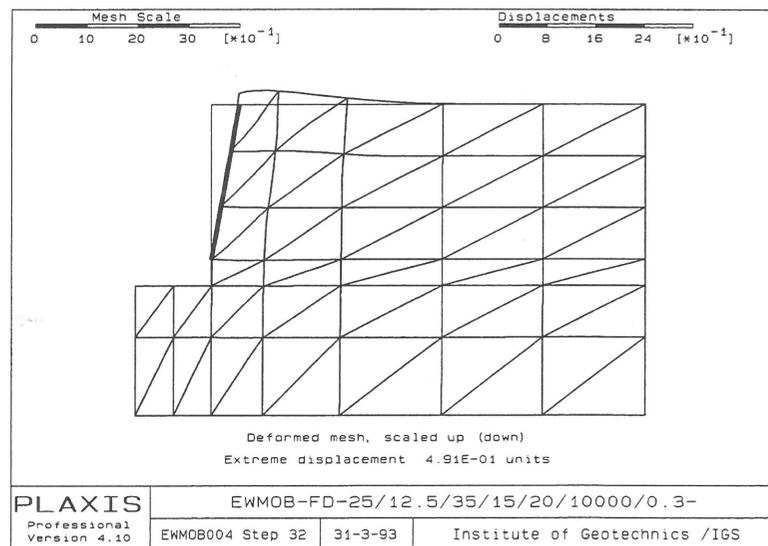


Abb. 5.5 Verformtes Elementnetz -Drehung um den Fußpunkt-

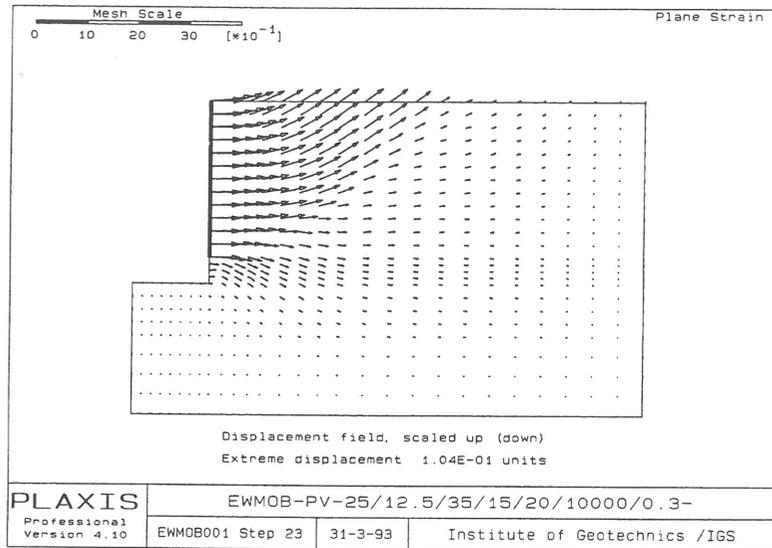


Abb. 5.6 Vektoriellcs Verschiebungsfeld -Parallelverschiebung-

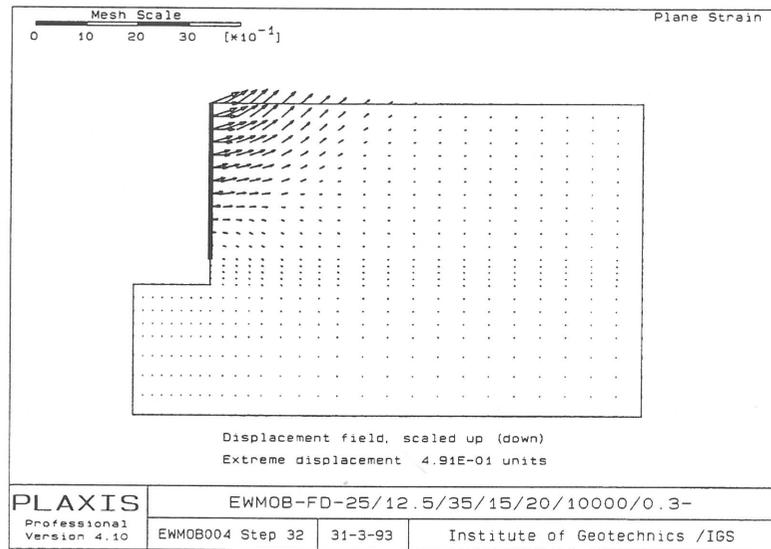


Abb. 5.7 Vektoriellcs Verschiebungsfeld -Drehung um den Fußpunkt-

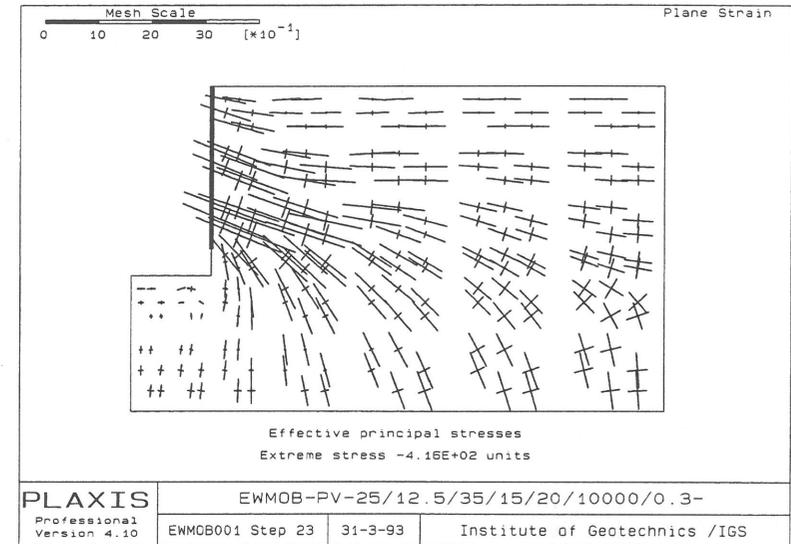


Abb. 5.8 Effektive Hauptspannungen -Parallelverschiebung-

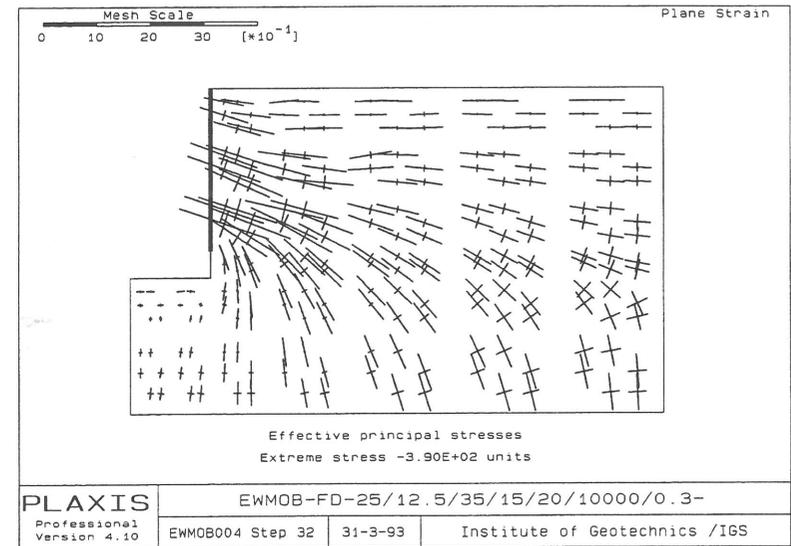


Abb. 5.9 Effektive Hauptspannungen -Drehung um den Fußpunkt-

Die quantitativen Ergebnisse lauten für die beiden Bewegungsarten wie folgt:

$$\varphi' = 25^\circ, c' = 35 \text{ kN/m}^2, \delta = \frac{1}{2}\varphi', a = 0, \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \\ G = 10000 \text{ kN/m}^2, \nu = 0,3$$

Parallelverschiebung:	$E_{ph} = 780 \text{ kN/m}$
($v_h = 10,0 \text{ cm}$)	$E_{pv} = 175 \text{ kN/m}$

Drehung um den Fußpunkt:	$E_{ph} = 580 \text{ kN/m}$
($\alpha \approx 3,5^\circ$)	$E_{pv} = 130 \text{ kN/m}$

Interpretation der Ergebnisse

Eine exakte Nachrechnung der Ergebnisse aus den großmaßstäblichen Versuchen ist mit dem hier verwendeten sehr vereinfachten Stoffgesetz nicht möglich. Qualitativ lassen sich aber vergleichende Aussagen treffen.

Das in diesem FE-Programm verwendete nichtlineare Stoffgesetz mit hochwertigen 15-Punkte-Elementen reicht nicht aus, um das Verhalten eines bindigen Bodens genau zu beschreiben. Der Übergang vom elastischen zum plastischen Verhalten des Materials ist zwar durch die Mohr-Coulombsche Bruchgerade definiert, doch läßt sich nicht genau bestimmen, wann ein bindiger Boden wirklich zu Bruch geht. Speziell bei diesen großmaßstäblichen Versuchen für diese Bodenart verdichtet sich der schon gebrochene Boden infolge der großen horizontalen Verschiebungen wieder und bricht dann erneut. Diese Zustände können mit einem einfachen nichtlinearen Stoffgesetz nicht beschrieben werden und dürften u.a. ein Grund für die nicht abklingende Erdwiderstandskraft im Versuch sein. Im Gegensatz zu den großmaßstäblichen Versuchen wird mit dem Programm PLAXIS der "Bruchzustand" erreicht, d.h. die Erdwiderstandskraft geht in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung in eine horizontale Endtangente über. Das System versagt. Der Bruchkörper plastifiziert.

Trotz des hier verwendeten einfachen Stoffgesetzes lassen sich qualitativ gute Vergleiche mit den Versuchen ziehen. Nimmt man das verformte Elementnetz des letzten Iterationsschrittes (Abb. 5.4) und vergleicht dieses Netz mit den freigelegten Sandschlitz (s. u.a. Abb. 3.11, Abb. 5.11 und Anhang 9.2), so kann die Verformung der Sandschlitz gut nachvollzogen werden. Vergleicht man die Form des Bruchkörpers (s.

Abb. 5.11) mit dem vektoriellen Verschiebungsfeld (Abb. 5.4), so läßt sich auch hierbei eine gute qualitative Übereinstimmung bzgl. Form und Länge des Bruchkörpers erkennen. Sowohl bei den Versuchen als auch bei den FE-Berechnungen beträgt die Länge des Bruchkörpers $\sim 5 \text{ m}$.

Der Verschiebungsweg für die volle Mobilisierung des Erdwiderstandes entspricht ungefähr nur dem halben Wert aus den Großversuchen. Daraus läßt sich u.a. ableiten, daß der bindige Boden in situ ein zu komplexes Verhalten zeigt, als daß es durch das "einfache" Stoffgesetz reproduzierbar wäre. D.h. die nichtlinearen elastoplastischen Berechnungen können zwar den Bruchzustand er-

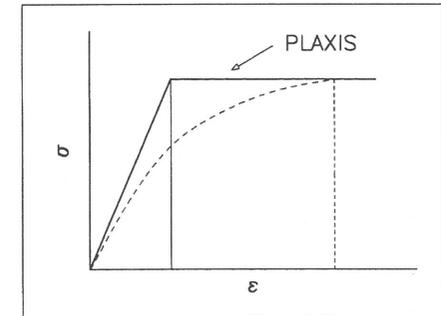


Abb. 5.10 "Einfaches" Stoffgesetz

rechnen, was aber nicht bedeuten muß, daß die ermittelten Größen der Verschiebungen mit den Versuchsergebnissen betragsmäßig übereinstimmen müssen.

5.4 Vergleich der unterschiedlichen Verfahren

Für alle in Kapitel 5.2 und 5.3 untersuchten Berechnungsmethoden sind die Bodenparameter vorzugeben (Scherwinkel φ' , Kohäsion c' , Wichte des Bodens γ und Wandreibungswinkel δ). Als Ergebnisse werden die Bruchlasten bzw. -spannungen des passiven Erddruckes angegeben. In Tabelle 5.5 sind die horizontalen Erdwiderstandskräfte E_{ph} für $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 0/30/35/40 \text{ kN/m}^2$ und $\delta = 0/ \frac{1}{2}/ \frac{2}{3} \varphi'$ nochmals zusammengefasst. Berechnet wurden die Werte mit den aufgeführten Berechnungsmethoden.

Die Unterschiede zwischen den Ergebnissen aus den Versuchen und der FE-Berechnung bzw. den bekannten Berechnungsmethoden haben u.a. folgende Gründe:

- Die oben beschriebene Wiederverdichtung kann in den hier aufgeführten FE-Berechnungsmethoden nicht berücksichtigt werden. Geeignete Stoffgesetze in FE-Programmen, die diese Problematik berücksichtigen, sprengen den Rahmen eines PCs und

	$\delta = 0$	$\delta = \frac{1}{2} \varphi'$	$\delta = \frac{2}{3} \varphi'$
$c' = 0 \text{ kN/m}^2$			
DIN 4085	222	312	352
Pregl	222	300	325
KEM (a = 0)	222	301	328
PLAXIS (a = 0)	-	312	335
$c' = 30 \text{ kN/m}^2$			
DIN 4085	504	719	818
Pregl	504	729	789
KEM (a = 0)	504	688	749
KEM (a = $\frac{1}{2}c'$)	-	736	791
PLAXIS (a = 0)	507	691	737
PLAXIS (a = $\frac{1}{2}c'$)	577	732	776
$c' = 35 \text{ kN/m}^2$			
DIN 4085	551	787	896
Pregl	551	800	867
KEM (a = 0)	551	758	819
KEM (a = $\frac{1}{2}c'$)	-	809	868
PLAXIS (a = 0)	553	756	808
PLAXIS (a = $\frac{1}{2}c'$)	632	803	873
$c' = 40 \text{ kN/m}^2$			
DIN 4085	598	855	973
Pregl	598	871	944
KEM (a = 0)	598	816	889
KEM (a = $\frac{1}{2}c'$)	685	880	945
PLAXIS (a = 0)	599	821	881
PLAXIS (a = $\frac{1}{2}c'$)	688	876	933

Tab. 5.5 Bruchlasten E_{ph} mit unterschiedlichen Berechnungsmethoden (Parallelverschiebungen)

laufen bisher nur auf Großrechnern.

- Die Berechnungen wurden mit $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 30 \text{ kN/m}^2$, $\delta_p = \frac{1}{2}\varphi'$, $c_{\text{wand}} = 0$ und $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ durchgeführt. Sowohl bei Ansatz einer Adhäsion zwischen Lastplatte und Boden (c_{wand}) als auch eine schon um 5,0 bzw. 10,0 kN/m^2 größere Kohäsion (s. Tab. 5.5) ergeben größere Erdwiderstandskräfte von rund 800 - 900 kN und erreichen somit nahezu die Größenordnung, die mit den Versuchen ermittelt wurden.
- Die Bestimmung der Scherfestigkeiten im triaxialen Scherversuch mit zylindrischen Proben müßten auf den ebenen Fall übertragen werden.

Bei Untersuchungen von nichtbindigen Böden (SUTHERLAND/MESDARY, 1969, GREEN, 1971, LADE/DUNCAN, 1973, RAMAMURTHY/RAWAT, 1973, SALDEN, 1980) stellte sich heraus, daß die Scherfestigkeit auch von den Formänderungsverhältnissen (z.B. räumlicher oder ebener Fall) abhängt. Es zeigte sich dort deutlich, daß die kleinsten Scherwinkel im Triax gemessen wurden und eine Übertragung dieser Werte auf ebene Verhältnisse eine Erhöhung (Faktor $< 1,2$) voraussetzte. Es wäre zu untersuchen, inwieweit diese Aussage auf bindiges Material mit eher kleinem dilatanten Verhalten übertragbar ist.

Die Erdwiderstandsversuche haben sowohl bei den Parallelverschiebungen als auch bei den Drehungen um den Fußpunkt, wenn man die Bodenkennwerten $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 35 \text{ kN/m}^2$ und $\delta = \frac{1}{2}\varphi'$ als Ausgangsbasis aus den Laboruntersuchungen heranzieht, im Vergleich zu den bekannten Berechnungsmethoden betragsmäßig größere Erddrücke ergeben. D.h. man liegt bei der Berechnung des Erdwiderstandes auf jeden Fall auf der sicheren Seite.

5.5 Nachrechnung des Bruchkörpers aus den Versuchen V 1, V 2, V 3 und V 6 mit KEM

Anhand der vorhandenen Bruchkörpergeometrie, die mittels der zum Teil abgesicherten und zum Teil verschmierten Sandschlitzrekonstruktion rekonstruiert wurde, soll mit Hilfe der Kinematischen Elemente Methode der in Abbildung 5.11 dargestellte Bruchkörpermechanismus einer Parallelverschiebung nachgerechnet werden.

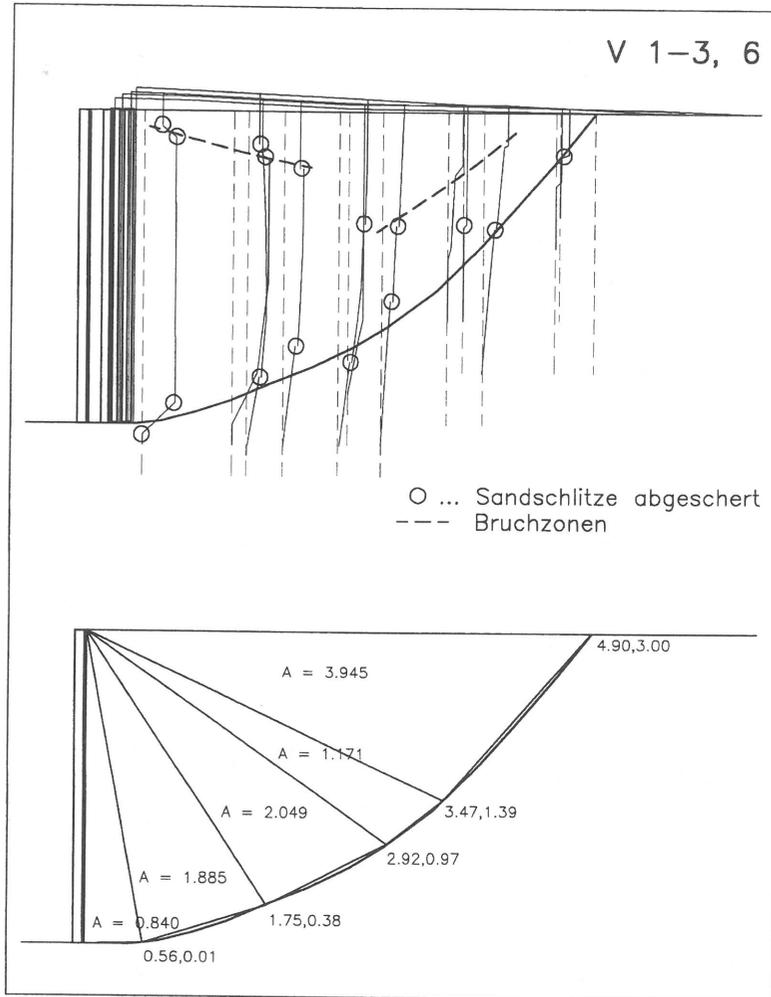


Abb. 5.11 Bruchkörper, ermittelt mit Hilfe der abgesicherten Sandschlitzte aus den Versuchen V 1 - V 3 und V 6 (oben), angepasste Bruchkörpergeometrie mit 5 Elementen nach KEM (unten)

Der in Abbildung 5.11 gezeigte Bruchkörper setzt sich aus den Versuchen der Parallelverschiebungen in Boden N zusammen. Durch die überlagerten Sandschlitzte läßt sich

der vorhandene Bruchkörper rekonstruieren. Mit der daraus ermittelten Bruchgeometrie wurde mit KEM die dazugehörige Bruchlast nachgerechnet.

Die Nachrechnung ergab mit $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 35 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$,
 $\delta = \frac{1}{2}\varphi'$, $a = 10$ bzw. 20 kN/m^2

eine Bruchlast von

$E_p =$	890 bzw. 920 kN/m
$E_{ph} =$	870 bzw. 890 kN/m
$E_{pv} =$	190 bzw. 200 kN/m.

Die aus den Versuchen ermittelte Bruch- bzw. Grenzlaster liegt bei $\sim 950 \text{ kN/m}$ (vgl. Kap. 3.6) und ist somit nahezu identisch mit der oben berechneten Last. Die Nachrechnung mit KEM bei bekanntem Bruchkörper ergibt eine den Versuchen entsprechende Bruchlast.

Eine Übertragung auf die Versuche mit Drehungen um den Fußpunkt ist nicht möglich, da keine eindeutige Bruchfigur an Hand der Sandschlitzte zu erkennen war. Nur über die Hebungen auf dem Bruchkörper auf einen endgültigen Bruchverlauf zu schließen, war mit den vorhandenen Daten nicht möglich.

Für die Versuche im Boden K kann für die Parallelverschiebungen von einer ähnlichen Bruchkörpergeometrie ausgegangen werden. Durch den größeren Scherwinkel und durch eine höhere Wichte des Bodens K wird sich auch eine größere Bruchlast einstellen. Da auch bei diesen Versuchen anhand der Sandschlitzte vor allem im Bereich von 3,0 bis 5,0 m Abstand von der Belastungswand keine abgesicherten Sandschlitzte festgestellt wurden, kann ein direkter Vergleich mit der Kinematischen Elemente Methode nicht herangezogen werden. Doch wird die Bruchlast infolge der teilweise erhöhten Bodenkennwerte im Bereich der Bruchlast aus den Versuchen liegen.

6 Mobilisierungsansatz

6.1 Allgemeines

Wie im Abschnitt 1 bereits erwähnt, gab es bisher kaum Erdwiderstandsversuche in natürlichen bindigen Böden. D.h., daß bisher auch keine Aussagen über eine Mobilisierung des Erdwiderstandes speziell für die im süddeutschen Raum anzutreffenden typischen bindigen Böden getroffen werden können.

Die am Institut für Geotechnik in Stuttgart in den Jahren 1975 bis 1983 durchgeführten Erdwiderstandsversuche sowohl großmaßstäblich (SCHMIDT 1981; VOGT 1984) als auch im Modell (LAUMANS 1977) beschränkten sich auf Sandböden. Mit den dort entwickelten Mobilisierungsansätzen ließen sich die durchgeführten Versuche gut simulieren, da nur der Scherwinkel in die Rechnung eingehen mußte.

Das Problem bei bindigen Böden besteht darin, zwei Bodenparameter, Scherwinkel und Kohäsion, mit unterschiedlichem Mobilisierungsverhalten in einen Ansatz einzubinden. In dieser Arbeit werden zwei Methoden verfolgt. Die eine wurde in Kapitel 5.2.3 beschrieben, und zwar mit dem FE-Programm PLAXIS, die andere Methode basiert auf einem Ansatz von SCHMERTMANN/OSTERBERG (1960).

Als Grundlage für das zweite Verfahren (SCHMERTMANN/OSTERBERG) dienen die bei Baugrunduntersuchungen begleitenden Triaxialversuche, mit denen der Reibungs- und Kohäsionsanteil der Scherfestigkeit getrennt gemessen werden können. Hierbei werden die gemessenen mobilisierten Scherspannungen aufgetragen, welche bei verschiedenen Seitendrücken, aber gleicher axialer Stauchung ermittelt werden. Diese Untersuchungen wurden an gesättigten kohäsiven Böden (Boston Blue Clay, Jacksonville Sandy Clay, Kaoline) durchgeführt. In Abbildung 6.1 ist dieses Verfahren am Beispiel eines Kiesel-sandes, eines nichtbindigen Bodens, angewendet worden und offensichtlich nicht zutreffend. Interpretiert man den Verlauf der Kohäsionskurve, so erhält man bei einem typischen nichtbindigen Boden einen großen "Kohäsionswert", dem keine reale Bedeutung zukommt. Vernünftig ist dagegen eine Auswertung auf der Grundlage gleicher Verhältniswerte $\varepsilon_1/\varepsilon_f$, siehe Abbildung 6.2. Der "Kohäsionswert" nach dieser Aus-

wertung entspricht größenordnungsmäßig der scheinbaren Kohäsion bei nichtbindigen Böden. Für das weitere Vorgehen zur Ermittlung der Mobilisierung des Erdwiderstandes anteilig aus Kohäsion und innerer Reibung werden auf der Grundlage gleicher Verhältniswerte $\varepsilon_1/\varepsilon_f$ Triaxialversuche ausgewertet. Im Anschluß daran wird mit Hilfe der Kinematischen Elemente Methode (siehe Kap. 5.2.2) der mobilisierte Erdwiderstand eines bindigen Bodens berechnet und mit den großmaßstäblichen Versuchen verglichen.

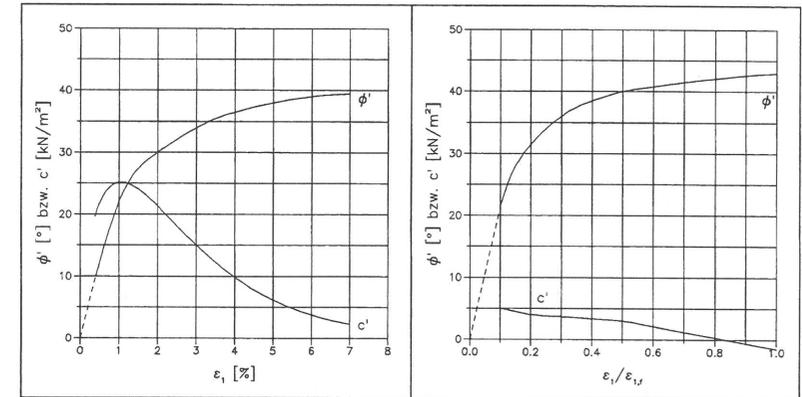


Abb. 6.1 Triaxialversuch an Kiessand mit der Auswertung nach SCHMERTMANN/OSTERBERG

Abb. 6.2 Wie Abb. 6.1, aber Auswertung mit $\varepsilon_1/\varepsilon_f = \text{const.}$

6.2 Vorgehen und Auswertung

Im folgenden wird das Vorgehen für diesen Mobilisierungsansatz in 7 Schritten beschrieben und an einem Beispiel exemplarisch vorgeführt:

1. Als Grundlage dienen dränierte Triaxialversuche, wie in DIN 18137 T1 und T2 beschrieben. Dabei ist darauf zu achten, daß alle Proben mit der gleichen Spannung konsolidiert werden. Die Spannungen, mit denen die Versuche gefahren werden, sollen den zu erwartenden Erddruckspannungen des Bauvorhabens entsprechen. Ein Sättigungsgrad von 100% kann bei dem hier verwendeten bindigen Boden nicht erreicht werden. Bei den Versuchen sollte deswegen darauf geachtet werden, daß innerhalb einer Versuchsserie die Proben denselben Sättigungsgrad aufweisen. Die

Auswertung erfolgt mit den $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ - und $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, ε_1 -Diagrammen.

- Den verschiedenen Seitendrücken σ_3 entsprechend werden im $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, ε_1 - Diagramm die Bruchdehnungen ε_f ermittelt. Hierbei können unterschiedliche Bruchdehnungen je Versuchsspur (abh. von σ_3) gewählt werden, da je nach Seitendruck σ_3 der Bruch bei unterschiedlichen Dehnungen (Stauchungen) ε_1 auftritt.
- Aufteilen der Bruchdehnung in z.B. 10er Schritte je Seitendruck σ_3 , um mehrere Punkte für die Beschreibung der Mobilisierungsfunktion zu erhalten (zu beachten: im Anfangsbereich feinere Einteilung wählen, hier: 13 Unterteilungen)
 - Bei z.B. $\varepsilon_f = 4\%$: $\varepsilon_{1,i} = 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.2, 1.6, \dots, 4.0\%$
 - $\varepsilon_f = 14\%$: $\varepsilon_{1,i} = 0.35, 0.7, 1.4, 2.1, 2.8, 4.2, 5.6, \dots, 14.0\%$
 - Normieren bzw. Dimensionslosmachen der Bruchdehnungen:
 $\varepsilon_{1,i}/\varepsilon_f = 0.025, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.4, \dots, 1.0$
- Ablesen der Hauptspannung σ_1 in Abhängigkeit von der axialen Stauchung ε_1 bzw. $\varepsilon_1/\varepsilon_f$ entweder mit den Auswertungstabellen oder den Diagrammen der Triaxialversuche.
- Berechnung des Reibungswinkels φ und der Kohäsion c mit Hilfe der Werte α und B aus dem $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ - Diagramm.
- Darstellung von φ_{mob} und c_{mob} in Abhängigkeit von ε_1 bzw. $\varepsilon_1/\varepsilon_f$.
- Berechnung einzelner Werte von $E_{ph,mob}$ in Abhängigkeit ε_1 bzw. $\varepsilon_1/\varepsilon_f$ mit Hilfe der KEM.

Die Berechnung des Erdwiderstandes für unterschiedliche Verformungszustände mit KEM erfolgt unter der Voraussetzung, daß der Kohäsionsanteil schon nach sehr kleinen Verformungen voll mobilisiert wird und somit den Bruchzustand erreicht hat. D.h., der maßgebliche Faktor für die Weckung des Erdwiderstandes ist die Kohäsion, wogegen der Reibungswinkel eher einen untergeordneten Anteil daran besitzt. Dieses Vorgehen stellt eine gute Annäherung an die Versuchsergebnisse dar.

Am Beispiel je einer Probenserie für Boden N und Boden K soll das oben beschriebene Auswertungsverfahren erläutert werden. Beide Probenserien wurden horizontal aus derselben Tiefe entnommen. Die Proben für die Triaxialversuche hatten folgende Abmessungen: Probenhöhe $h_0 = 20,0$ cm, Probendurchmesser $d_0 = 10,0$ cm.

Auswertung des Triaxialversuchs für Boden N

Die Bodenproben wurden aus dem Versuchsgelände in Talheim in einer Tiefe von 2,0 m unter GOK entnommen. Es wurde ein CD-Versuch nach DIN 18137 durchgeführt. Die Versuchsdiagramme $(\sigma'_1/\sigma'_3, \varepsilon_1$ - Diagramme und $(\sigma_1 - \sigma_3)/2, \varepsilon_1$ -Diagramme) des Triaxialversuchs können dem Anhang 9.5 entnommen werden.

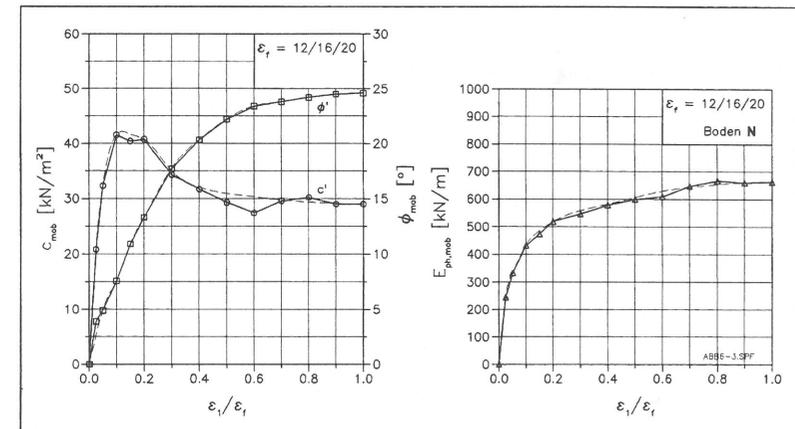


Abb. 6.3 Boden N: φ_{mob} , c_{mob} und $E_{ph,mob}$ in Abhängigkeit von $\varepsilon_1/\varepsilon_f$

Wie aus Abb. 9.29 im Anhang zu erkennen, kann aus dem $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, ε_1 - Diagramm für alle drei Versuchsspur ($\sigma_3 = 100/200/400$ kN/m^2 , Konsolidationsspannung 400 kN/m^2) das Bruchverhalten abgeschätzt werden, d.h. mit zunehmender Stauchung geht die Versuchsspur in eine Horizontale über. Für die Auswertung wurden entsprechend dem Bruchverhalten folgende Bruchdehnungen ausgewählt und festgelegt:

$$\begin{aligned}\sigma_3 &= 100 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \varepsilon_f = 12 \% \\ \sigma_3 &= 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \varepsilon_f = 16 \% \\ \sigma_3 &= 400 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \varepsilon_f = 20 \%\end{aligned}$$

Die wichtigsten Zahlenwerte in Abhängigkeit von $\varepsilon_1/\varepsilon_f$ für die Mobilisierung von φ_{mob} und c_{mob} sind der Tab 9.1 des Anhangs zu entnehmen. Ferner wurden für 5 $\varepsilon_1/\varepsilon_f$ -Zustände die jeweils dazugehörigen Mohrschen Spannungskreise konstruiert. Die Ergebnisse sind in Abb. 9.27 des Anhangs dargestellt. Durch Anlegen der Tangente an die Mohrschen Spannungskreise wird das jeweilige φ' und c' ermittelt.

Abbildung 6.3 können die Mobilisierungsverläufe für φ' und c' sowie der Verlauf des dazugehörigen horizontalen Erdwiderstandes, nach der Kinematischen Elemente Methode berechnet, entnommen werden.

Auswertung eines Triaxialversuchs für Boden K

Das Vorgehen entspricht dem beim Bodens N. Die Bodenprobe wurde aus einer Tiefe von 2,2 m unter GOK entnommen. Die dazugehörigen Tabellen und Abbildungen sind wiederum dem Anhang 9.5 beigelegt.

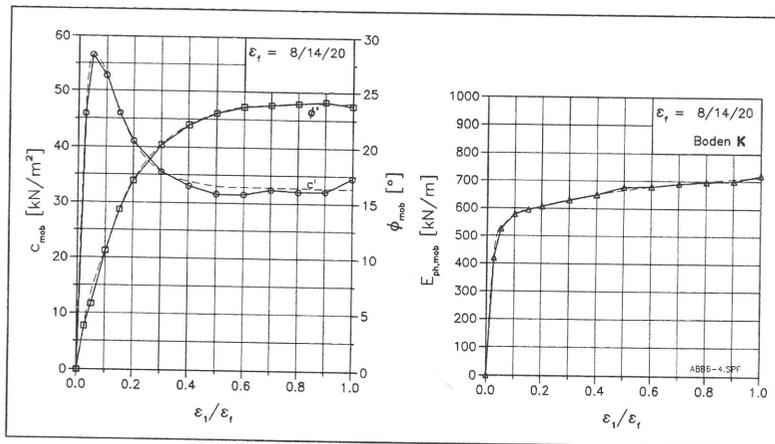


Abb. 6.4 Boden K: φ_{mob} , c_{mob} und $E_{\text{ph.mob}}$ in Abhängigkeit von $\varepsilon_1/\varepsilon_f$

Wie aus Abb. 9.30 im Anhang zu erkennen ist, kann auch diesem $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, ε_1 -Diagramm für alle drei Versuchsspuren ($\sigma_3 = 100/200/400 \text{ kN/m}^2$) das oben beschriebene Bruchverhalten entnommen werden. Für die Auswertung wurden entsprechend dem Bruchverhalten folgende Bruchdehnungen festgelegt:

$$\begin{aligned}\sigma_3 &= 100 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \varepsilon_f = 8 \% \\ \sigma_3 &= 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \varepsilon_f = 14 \% \\ \sigma_3 &= 400 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \varepsilon_f = 20 \%\end{aligned}$$

Die Darstellungen der Ergebnisse sind in der Abbildung 6.4, der Abbildung 9.28 und in Tabelle 9.2 im Anhang festgehalten.

6.3 Interpretation des Mobilisierungsverhaltens

Verlauf von φ' und c'

Ein charakteristisches Verhalten zeigt die Mobilisierung der Kohäsion. Die Kohäsion erreicht ihr Maximum bei weniger als 10% des Verhältnisses $\varepsilon_1/\varepsilon_f$ (entspricht $\varepsilon_1 \leq 1,0\%$), während der Reibungswinkel nahezu den gesamten Mobilisierungsweg benötigt ($\varepsilon_1 \cong 10 \div 15\% \cong \varepsilon_f$). Dieses Verhalten der Kohäsion ist zu einem beträchtlichen Anteil von der Tonmineralogie und der Tonstruktur abhängig und ist charakteristisch für viele kohäsive Böden (vgl. Kap. 3.2, Tonmineralogische Untersuchungen).

Das Verhalten der Kohäsion ist einzusehen, weil sie unter tonmineralogischen Gesichtspunkten auf den elektrischen Anziehungskräften zwischen den Tonteilchen beruht und deswegen keine große Verschiebungen (Dehnung, Stauchung) erforderlich sind, um diese Kräfte zu mobilisieren. Dagegen ist der Reibungswinkel von der Umlagerung des Korngerüsts abhängig. D.h., um den vollen Reibungswinkel zu aktivieren, benötigt man eine größere Verschiebung zwischen den Bodenteilchen.

Ein weiterer charakteristischer Punkt ist der "Kohäsions-Peak". Die Kohäsion erreicht ein Maximum und nimmt ab bis zu der im Triaxialversuch gemessenen Größe. Dabei wurde bei weiteren Auswertungen mit anderen kohäsiven Böden aus dieser Gegend u.a. festgestellt, daß dieser Kohäsions-Peak der Größenordnung nach, gemäßigt (kann auch ganz fehlen) oder ausgeprägter in Erscheinung tritt. Eine eindeutige Erklärung für die

Größe des Peaks kann aufgrund dieser Untersuchungen nicht gefunden werden, doch dürfte die Zusammensetzung des Bodens (Ton-, Schluff- und Sandanteil) einen Einfluß haben. Tonmineralogische Untersuchungen sind in diesem Fall keine durchgeführt worden, könnten das Peak-Verhalten aber erklären.

Es konnten keine signifikanten Unterschiede bei beiden untersuchten Bodenarten (**N** + **K**) festgestellt werden. Der Kohäsions-Peak bewegte sich bei den untersuchten Bodenproben des Bodens **N** zwischen 40 und 45 kN/m², zeigte also ein gemäßigtes Peak-Verhalten, Boden **K** dagegen ein ausgeprägteres (45 - 55 kN/m²). Diese Unterschiede sind eigentlich nur mit der höheren Verdichtung des Bodens **K** und einer damit veränderten Struktur der Tonteilchen zu begründen, da ansonsten die Zusammensetzung beider Böden nahezu gleich ist (s. Kapitel 3.3).

Bei der Berechnung mit KEM für die jeweiligen Mobilisierungsfunktionen ergaben sich die in Abb. 6.3 und 6.4 dargestellten Verläufe, wobei der Boden **K** aufgrund der höheren Kohäsion ($c_N \approx 30$ kN/m², $c_K \approx 33$ kN/m² und $\varphi_N = \varphi_K \approx 24,5^\circ$) und des höheren Bodeneigengewichts ($\gamma_N \approx 20$ kN/m³, $\gamma_K \approx 21$ kN/m³) einen insgesamt größeren Erdwiderstand mobilisiert.

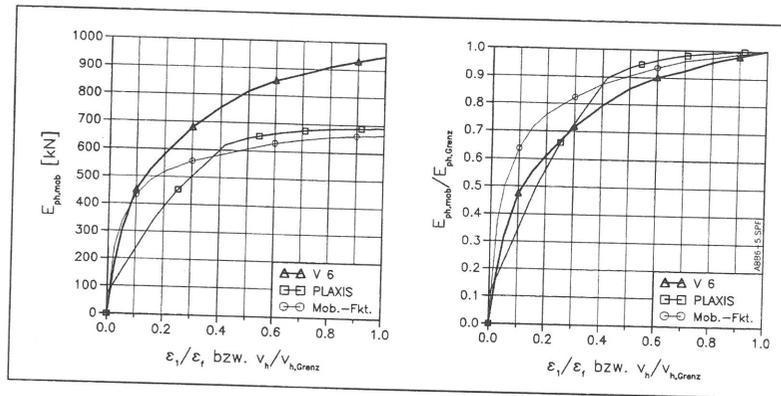


Abb. 6.5 Vergleich der Mobilisierungen nach PLAXIS und Mob.-Ansatz mit den Meßergebnissen ($E_{ph,mob}$ bzw. $E_{ph,mob}/E_{ph,Grenz}$ in Abhängigkeit von ϵ_1/ϵ_f)

In Abbildung 6.5 sind am Beispiel des Bodens **N** zum einen der mobilisierte Erdwiderstand

($E_{ph,mob}$) und zum anderen $E_{ph,mob}/E_{ph,Grenz}$ des Mobilisierungs-Ansatzes, der Mobilisierung mit PLAXIS und der Messungen des Versuchs V 6 in Abhängigkeit von ϵ_1/ϵ_f dargestellt. Im Vergleich mit dem durchgeführten großmaßstäblichen Versuch ergab sich bei $E_{ph,mob}/E_{ph,Grenz}$ eine gute Korrelation, wobei in oben aufgeführter Nachrechnung der Mobilisierung (Mob.-Ansatz und PLAXIS) keine zusätzliche Adhäsion zwischen Wandelement und Boden berücksichtigt worden ist.

Im folgenden sollen nochmals die oben dargestellten Mobilisierungsverläufe diskutiert und Gründe für ihr Verhalten genannt werden:

Gründe für die Differenz des Erdwiderstandes zwischen der Messung und der Nachrechnung wurden in Kapitel 5.4 aufgeführt. Die unterschiedlichen Anfangssteigungen der Mobilisierungskurven zwischen dem Mobilisierungsansatz und PLAXIS sind von dem Kohäsions-Peak, der beim Mobilisierungsansatz auftritt, abhängig. Bei der Berechnung mit PLAXIS gilt das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium, d.h. ein Peak-Verhalten kann nicht berücksichtigt werden.

Werden sowohl die Verschiebungen bzw. Dehnungen als auch die Erddruckkraft dimensionslos gemacht, so ergeben sich bei allen drei Kurven gute Übereinstimmungen. Vergleicht man nun den Verlauf des Mobilisierungsansatzes mit den Versuchsergebnissen, so stellt sich beim Mobilisierungsansatz im Anfangsbereich eine größere Steigung ein. Dieses Verhalten hängt u.a. davon ab, daß bei der Nachrechnung des Mobilisierungsansatzes mit KEM an jeder Stelle des Bruchkörpers und der Bruchfuge für die jeweiligen Mobilisierungszustände das dazugehörige c_{mob} wirkt. Betrachtet man unter diesen Gesichtspunkten die Mobilisierungen von φ und c während des Versuchsablaufes, so herrschen z.B. zum Verschiebungszeitpunkt $v_h = 5,0$ cm je nach Mobilisierungsgrad in verschiedenen Abständen von der Lastplatte unterschiedliche φ_{mob} und c_{mob} im Bruchkörper bzw. in der Bruchfuge. D.h., es ist schwer, den genauen Mobilisierungszustand während des Versuchsablaufes nachzuvollziehen.

Um dieses komplizierte Verhalten zu beschreiben, bedarf es eines Stoffgesetzes, welches das mechanische Verhalten eines bindigen Bodens bei großen Verformungen berücksichtigt. Diese Stoffgesetze, soweit vorhanden, könnten bisher lediglich mit der Methode der Finiten Elemente und mit dem Einsatz von Großrechnern nachgerechnet werden.

7 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit stellt die Ergebnisse von Versuchen zur Mobilisierung des Erdwiderstandes an einer großmaßstäblichen Wand (Höhe 3,0 m und Breite 2,0 m) vor, die mit hydraulischen Pressen gegen einen bindigen Boden geschoben bzw. verdreht wurde.

Dabei wurden zum einen horizontale Verschiebungen von bis zu 45 cm und zum anderen Verdrehungen um den Fußpunkt von bis zu $7,0^\circ$ erzwungen. Die Wand kann gegenüber dem Boden als starr angesehen werden. Durch die Interaktion zwischen Wand und Boden ist die Lagerung statisch bestimmt.

Es wurden Versuchsserien mit einem bindigen Boden durchgeführt, der sowohl im homogen gewachsen als auch im künstlich verdichteten Zustand vorlag. Die Versuche fanden im Freien statt. Der Boden N kann als nahezu homogen über eine Tiefe von 4,00 m angesehen werden. Hinsichtlich der Homogenität und Beschaffenheit des künstlich verdichteten Bodens K muß von Baustellenbedingungen gesprochen werden. Gemessen wurden die Verschiebungen der Wand, des Rückverbaus und des Bodens (Bruchkörper), die Erddrücke, Lagerkräfte und soweit möglich die Spannungsverteilung. Die Qualität und Vertrauenswürdigkeit der verschiedenen Meßsysteme wurde untersucht und beurteilt.

Ein wesentliches Ergebnis dieser Arbeit ist die Mobilisierung des Erdwiderstandes in Abhängigkeit von der Wandbewegung. Versuchstechnisch ist dies für zwei Wandbewegungsarten, Parallelverschiebung und Drehung um den Fußpunkt, an einem bindigen Boden (natürlich gewachsen und künstlich verdichtet) durchgeführt worden. Eine auf alle bindige Bodenarten (charakteristische Bodenkennwerte: Reibungswinkel φ , Kohäsion c) übertragbare Mobilisierungsfunktion kann mit der beschriebenen Variation noch nicht aufgestellt werden. Für den hier untersuchten bindigen Boden von steifer bis halbfester Konsistenz konnte eine gute Übereinstimmung erzielt werden.

Bei der Erstellung einer allgemeingültigen Mobilisierungsfunktion für bindige Böden müssen weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Unter anderem gehören zu einer Aufstellung einer Funktion nicht nur die in diesem Vorhaben beschriebenen großmaß-

stäblichen Versuche und die dazugehörigen bodenmechanischen Laboruntersuchungen. Es sollten systematische Untersuchungen zur Bestimmung der Bodenkennwerte mit dem Triaxialversuch insbesondere hinsichtlich der Mobilisierung von φ' und c' durchgeführt werden. D.h. zum Beispiel: alle Proben einer Versuchserie sollten den gleichen Sättigungsgrad haben, eine Serie sollte mit 4 - 6 unterschiedlichen Seitendrücken durchgeführt werden.

Ein weiteres wichtiges Ergebnis ist die Tatsache, daß die Bruchlast des Erdwiderstandes infolge Wandbewegung mit den herkömmlichen Berechnungsansätzen gut übereinstimmt, d.h. mit den bisherigen Ansätzen liegt man auf der sicheren Seite. Bezüglich Mobilisierungsverhalten des bindigen Bodens ergaben sich bei Berechnungen mit dem FE-Programm PLAXIS gleichfalls gute Übereinstimmungen. Der in Kapitel 6 beschriebene Vorschlag für einen Mobilisierungsansatz des Erdwiderstandes zeigt eine weitere gute Möglichkeit der Nachrechnung für verschiedene Mobilisierungszustände auf, wobei vor allem bei kleinen Verformungen gute Übereinstimmungen erzielt wurden.

Weitere Untersuchungen bzgl. Mobilisierungsfunktion mit Hilfe der Triaxialversuche

Die hier erzielten Übereinstimmungen lassen den Schluß zu, daß der gewählte und untersuchte Ansatz für die Mobilisierung zutreffend ist. Doch sollten in dieser Richtung weitere Untersuchungen mit bindigen Böden sowohl unter bodenmechanischen (systematische Durchführungen und Auswertungen der Triaxialversuche, ebener und axial-symmetrischer Zustand) als auch unter tonmineralogischen Aspekten angestellt werden. Die in der Tonmineralogie speziell auf Scherverhalten untersuchten Böden beschränken sich überwiegend auf sehr tonhaltige Böden, sollten aber für die geotechnischen Bedürfnisse auch auf bindige Böden, wie in dieser Arbeit untersucht, ausgedehnt werden.

8 Literaturverzeichnis

- CARDER, D.R./MURRAY, R.T./KRAWCZYK, J.V. (1980): Earth pressures against an experimental retaining wall backfilled with silty clay. Transport and Road Research Laboratory, Report 946, ISSN 0305-1293.
- GOLDSCHIEDER, M./GUDEHUS, G. (1974): Verbesserte Standsicherheitsnachweise. Vorträge Baugrundtagung Frankfurt, DGEG, S. 99-127.
- GROSS, H. (1981): Korrekte Berechnung des aktiven und passiven Erddrucks mit ebener Gleitfläche bei Böden mit Reibung, Kohäsion und Auflast. Geotechnik 4, S. 66-69.
- GROSS, H. (1980): Berechnung von Erdwiderstandsbeiwerten nach der Gradientenmethode. Der Bauingenieur, 55. Jg., S. 496-472.
- GUDEHUS, G. (1990): Grundbautaschenbuch, 4. Auflage, Teil 1, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.
- GUSSMANN, P. (1980): Vorlesungsmanuskript Bodenmechanik, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, (unveröffentlicht).
- GUSSMANN, P. (1986): Die Methode der kinematischen Elemente. Mitteilung 26, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Eigenverlag des IGS.
- ICHIHARA, M./MATSUZAWA, H./UMEBAYASHI, S. (1977): Passive earth pressure and deformation of overconsolidated soft clay. Int. Symposium on Soft Clay, Bangkok, S. 647-662.
- KOBLER, W. (1982): Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen. Mitteilung 18, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Eigenverlag des IGS.

- KÖTTER, F. (1903): Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen. Sitzungsbericht der Königlich Preußischen Akademie der Wissenschaften, Berlin.
- KREY, H. (1936): Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.
- MAYER-VORFELDER, H.-J. (1970): Ein Beitrag zur Berechnung des Erdwiderstandes unter Ansatz der logarithmischen Spirale als Gleitflächenfunktion. Institut für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau, Mitteilung Heft Nr. 14, Universität Stuttgart.
- LANG, H.-J./HUDER, J. (1990): Bodenmechanik und Grundbau, Das Verhalten von Böden und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. 4. Auflage, Springer-Verlag, Berlin Göttingen Heidelberg.
- LAUMANS Q. (1977): Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nicht-linearen Stoffeigenschaften des Bodens. Mitteilung 7, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Eigenverlag des IGS.
- LIST, E. (1985): Mobilisierung des Erdwiderstandes bei bindigen Böden. Diplomarbeit an der Universität Stuttgart (unveröffentlicht).
- PREGL, O. (1983): Kontinuumsmechanik/Statische Randwertaufgaben. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik und Verkehrswesen, Universität für Bodenkultur, Wien; Reihe "Studienunterlagen zu Geotechnik", Heft 4.
- PREGL, O./KRISTÖFL, R. (1983): Beiwerte für den passiven Erddruck. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik und Verkehrswesen, Universität für Bodenkultur, Wien; Reihe "Geotechnik", Heft 8.
- OHDE, J. (1938): Zur Theorie des Erddrucks unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Die Bautechnik 16, Nr. 53/54, S. 753.
- SALDEN, D. (1980): Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Mitteilung 12, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Eigenverlag des IGS.

- SCHAD, H. (1979): Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. Mitteilung 10, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Eigenverlag des IGS.
- SCHMIDT, H.H. (1981): Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund. Mitteilung 14, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Eigenverlag des IGS.
- SCHMERTMANN, J./OSTERBERG, J. (1960): An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils. Northwestern University Evanston.
- SMOLTZYK, U. (1993): Studienunterlagen, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Eigenverlag des IGS.
- SMOLTZYK, U./WITTLINGER, M. (1990): Passive earth pressure of cohesive soils (mobilization): Summary of ongoing study. Proceedings of X. ECSMFE, Florence, 26-30 May 1991, S. 749-752.
- SEEGER, H. (1980): Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch. Mitteilung 13, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Eigenverlag des IGS.
- SOKOLOVSKI, V. (1960): Statics of Soil Media. Butterworths Scientific Publications.
- STUDT, F. (1988): Erdwiderstand bindiger Böden. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, unveröffentlicht.
- VOGT, N. (1984): Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitteilung 22, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Eigenverlag des IGS.
- WILD, H. (1968): Erläuterung zu Blatt 6821 Heilbronn, Geologische Karte von Baden-Württemberg, Landesvermessungsamt Baden-Württemberg, Stuttgart 1968

9 Anhang

- 9.1 Lageplan des Versuchsgeländes und Anordnung der Versuche
- 9.2 Sandschlitz
- 9.3 Versuchsergebnisse
- 9.4 Festlegen der Bruchlasten
- 9.5 Diagramme und Tabellen zur Mobilisierung von φ' und c'
- 9.6 Photodokumentation
- 9.7 Verzeichnis der Abbildungen, Tabellen und Photos

9.1 Lageplan des Versuchsgeländes und Anordnung der Versuche

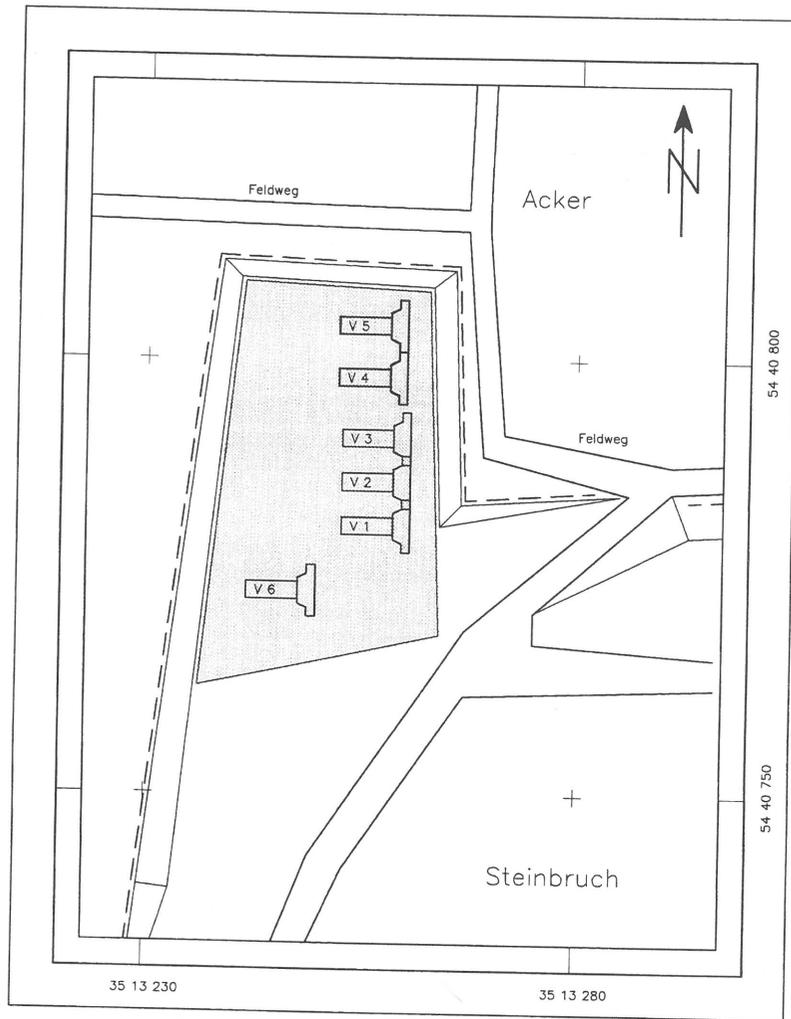


Abb. 9.1 Lageplan des Versuchsgeländes
Anordnung der Versuche V 1 bis V 6 im Boden N

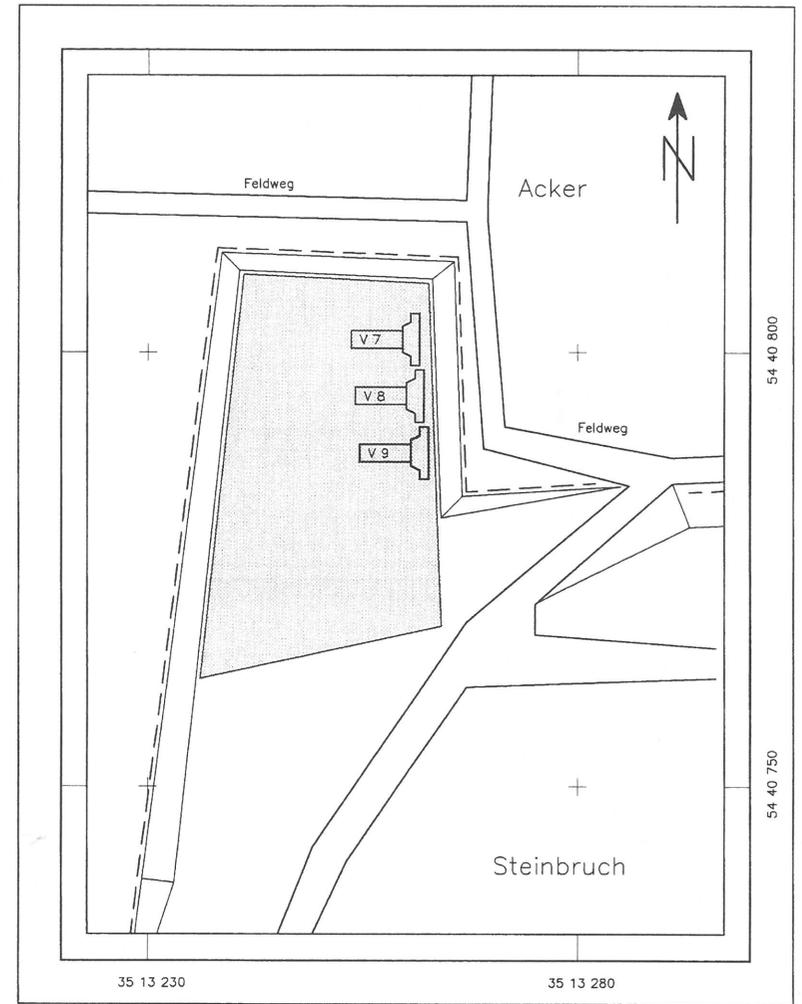
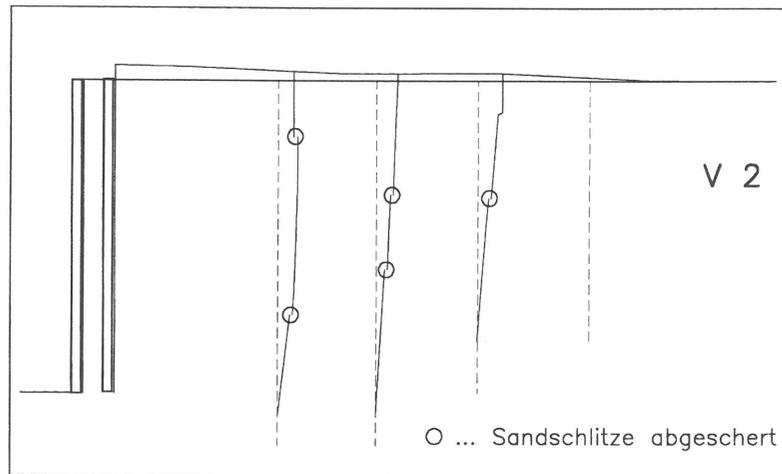


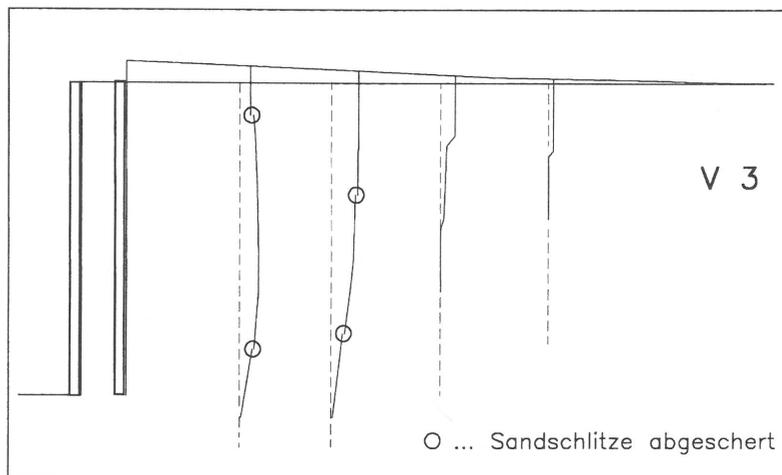
Abb. 9.2 Lageplan des Versuchsgeländes
Anordnung der Versuche V 7 bis V 9 im Boden K

9.2 Sandschlitz



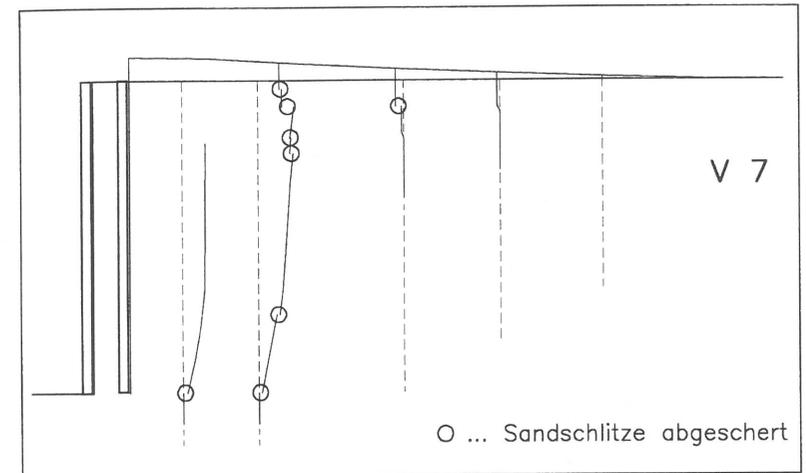
○ ... Sandschlitz abgesichert

Abb. 9.3 Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V 2 mit Sandschlitz
Parallelverschiebung, Boden N



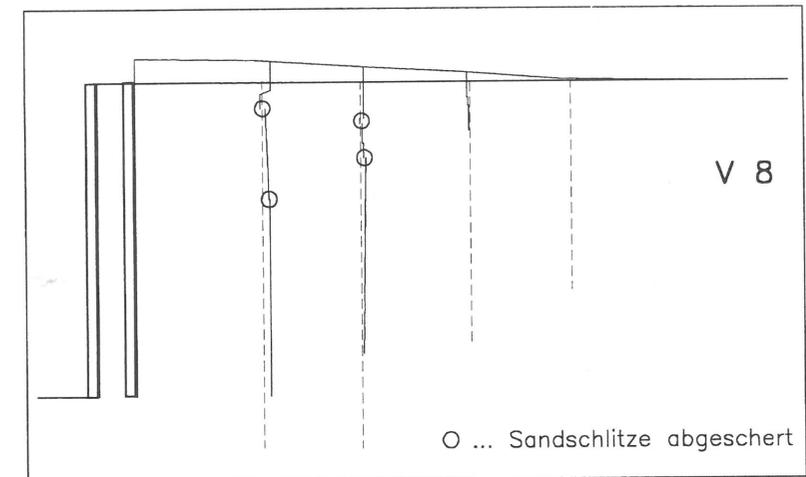
○ ... Sandschlitz abgesichert

Abb. 9.4 Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V 3 mit Sandschlitz
Parallelverschiebung, Boden N



○ ... Sandschlitz abgesichert

Abb. 9.5 Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V 7 mit Sandschlitz
Parallelverschiebung, Boden K



○ ... Sandschlitz abgesichert

Abb. 9.6 Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V 8 mit Sandschlitz
Parallelverschiebung, Boden K

9.3 Versuchsergebnisse

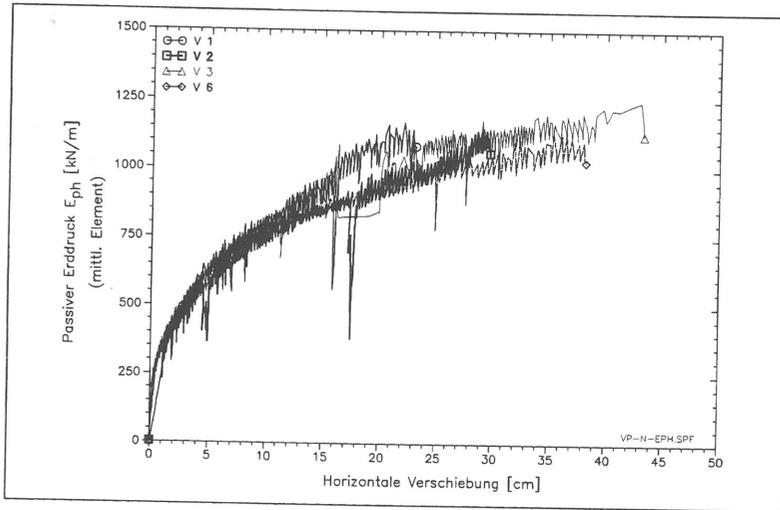


Abb. 9.7 Mobilisierter horizontaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbewegung, Parallelverschiebung, Versuche V 1, V 2, V 3 und V 6, Boden N

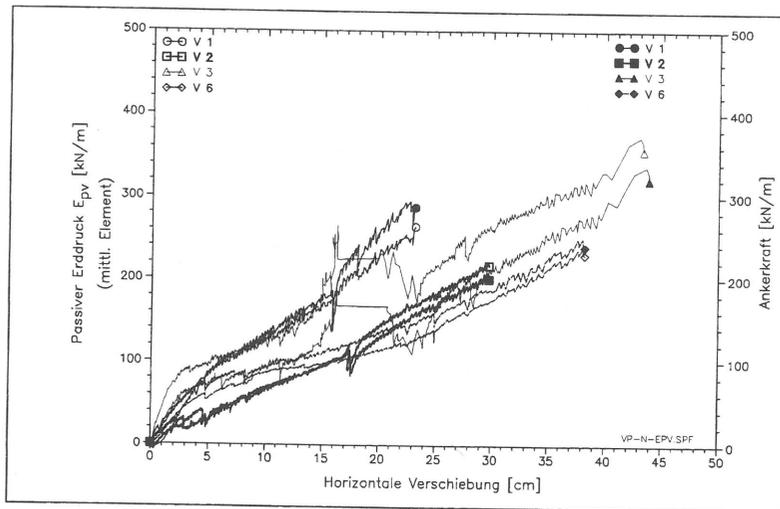


Abb. 9.8 Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbewegung, Parallelverschiebung, Versuche V 1, V 2, V 3 und V 6, Boden N

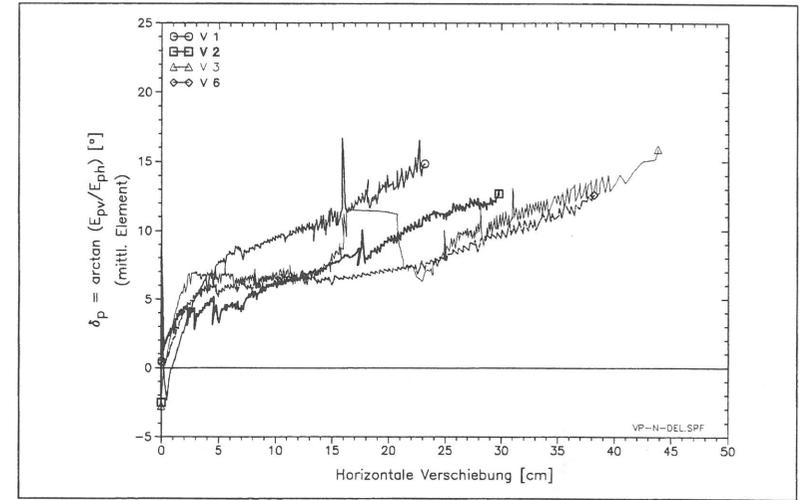


Abb. 9.9 $\delta_p = \arctan(E_{pv}/E_{ph})$ in Abh. der Wandbewegung, Parallelverschiebung, Versuche V 1, V 2, V 3 und V 6, Boden N

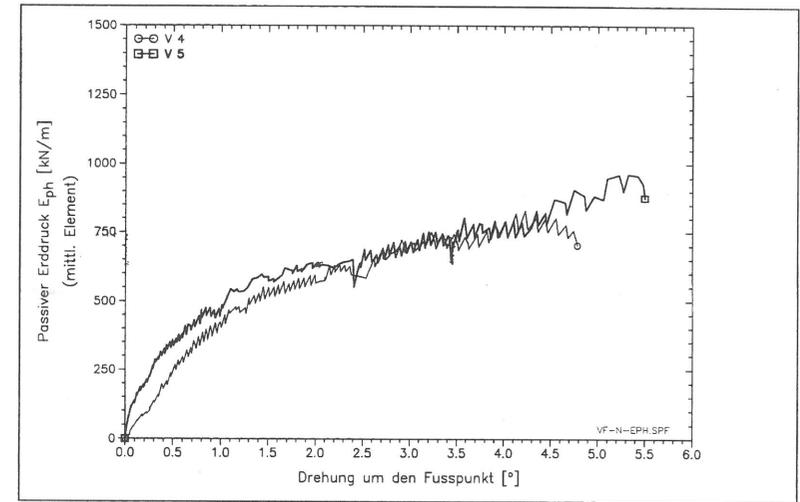


Abb. 9.10 Mobilisierter horizontaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbewegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuche V 4 und V 5, Boden N

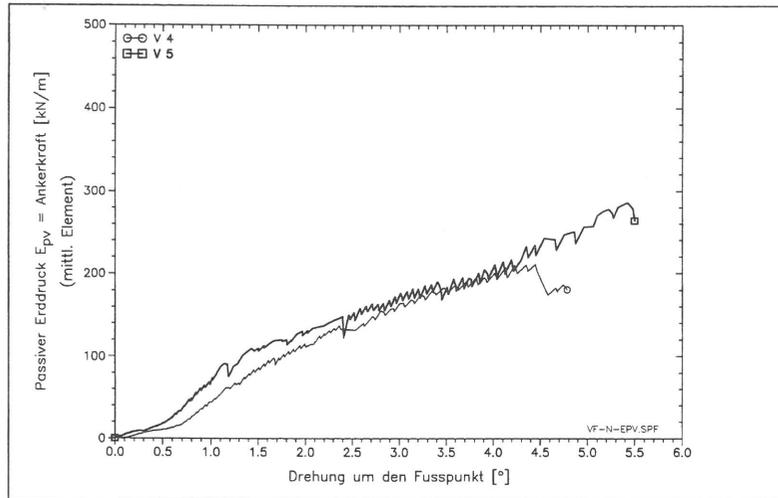


Abb. 9.11 Mobilisierter vertikaler Erddruck in Abh. der Wandbewegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuche V 4 und V 5, Boden N

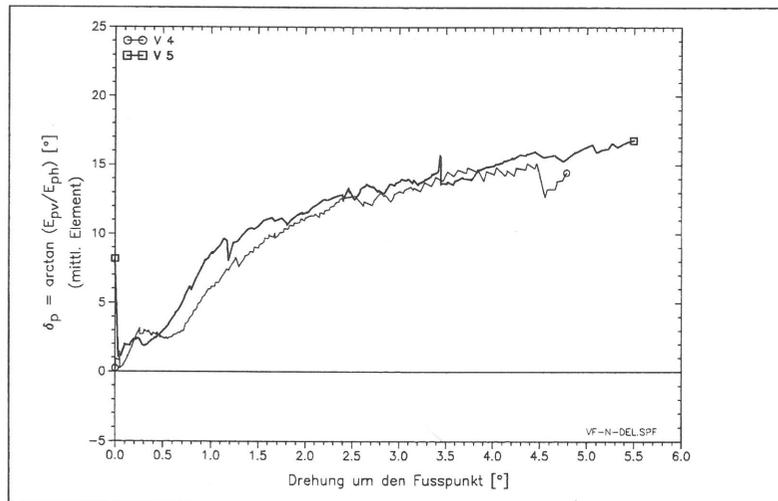


Abb. 9.12 $\delta_p = \arctan (E_{pv}/E_{ph})$ in Abh. der Wandbewegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuche V 4 und V 5, Boden N

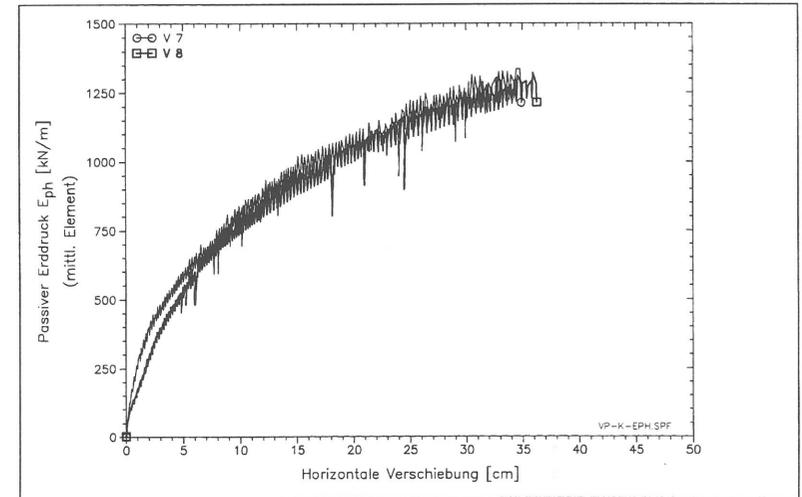


Abb. 9.13 Mobilisierter horizontaler Erddruck in Abh. der Wandbewegung, Parallelverschiebung, Versuche V 7 und V 8, Boden K

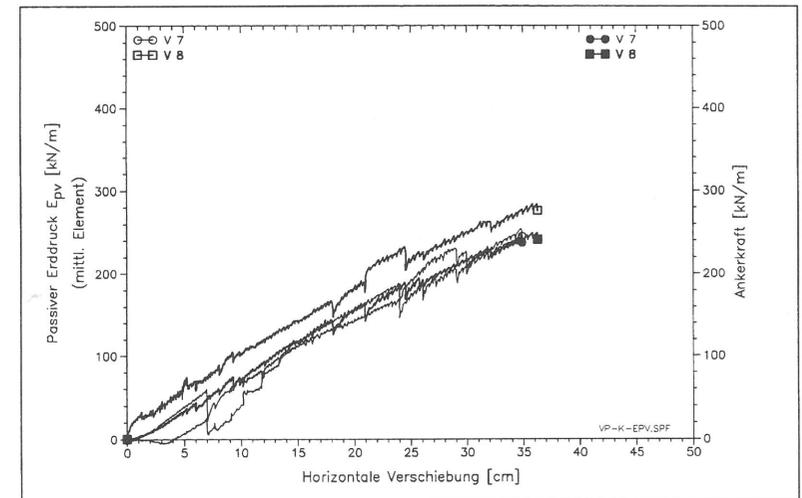


Abb. 9.14 Mobilisierter vertikaler Erddruck in Abh. der Wandbewegung, Parallelverschiebung, Versuche V 7 und V 8, Boden K

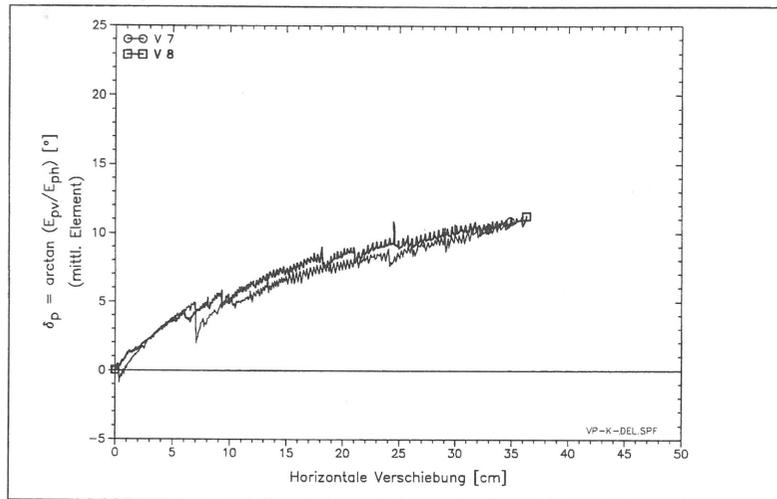


Abb. 9.15 $\delta_p = \arctan(E_{pv}/E_{ph})$ in Abh. der Wandbewegung, Parallelverschiebung, Versuche V 7 und V 8, Boden K

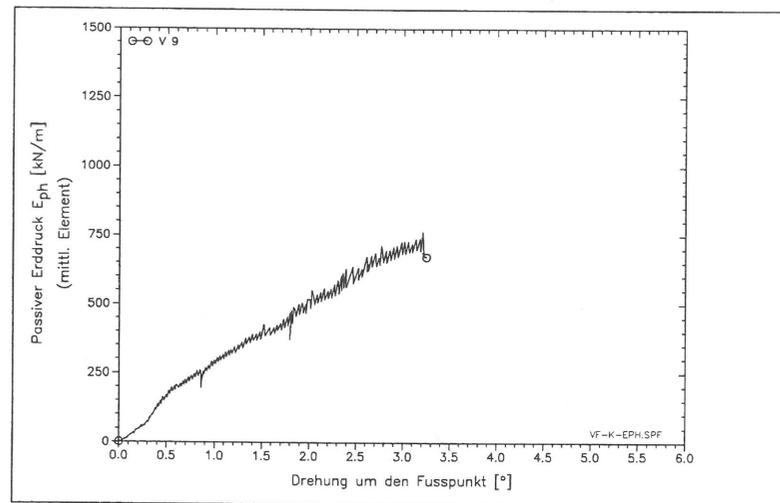


Abb. 9.16 Mobilisierter horizontaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbewegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuch V 9, Boden K

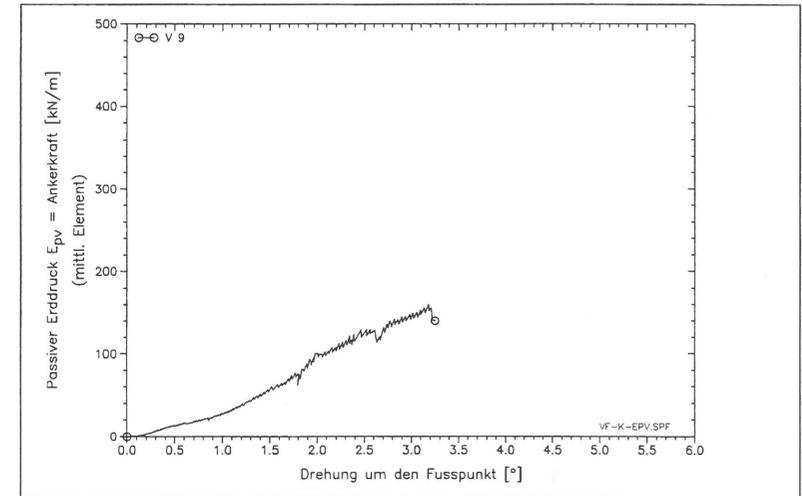


Abb. 9.17 Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbewegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuch V 9, Boden K

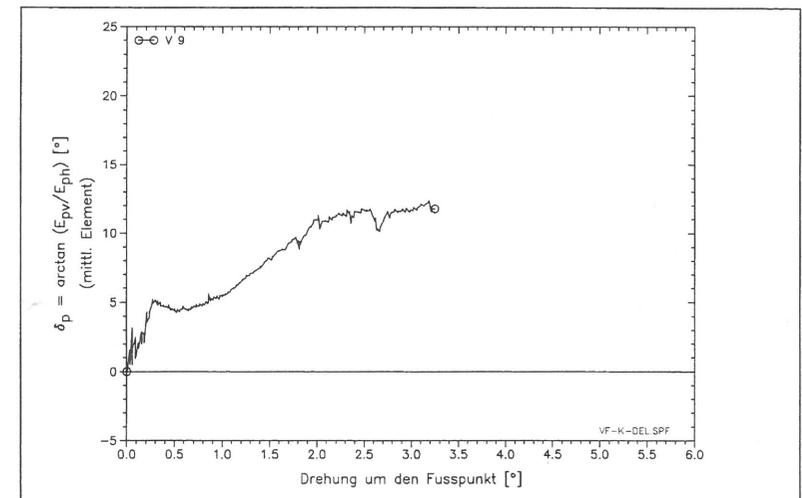


Abb. 9.18 $\delta_p = \arctan(E_{pv}/E_{ph})$ in Abh. der Wandbewegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuch V 9, Boden K

9.4 Festlegen der Bruchlasten

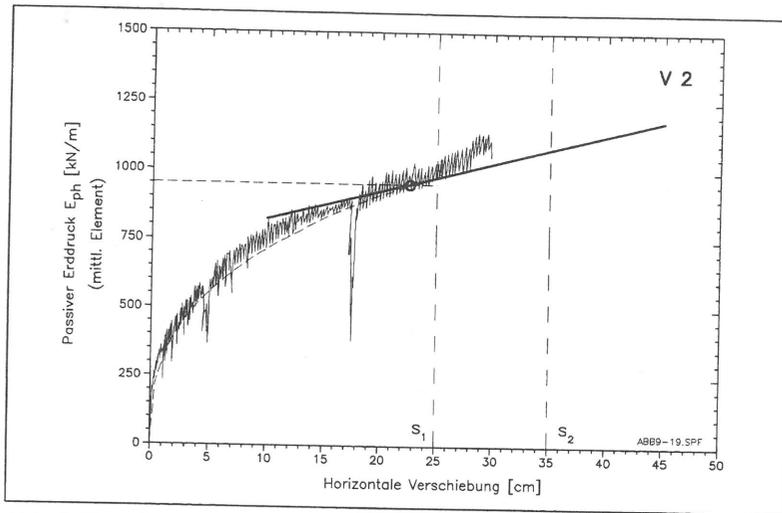


Abb. 9.19 Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 2, Parallelverschiebung, Boden N

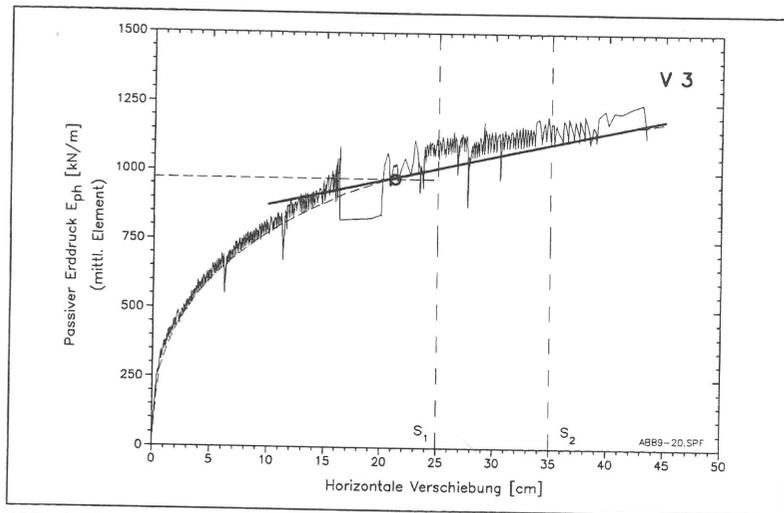


Abb. 9.20 Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 3, Parallelverschiebung, Boden N

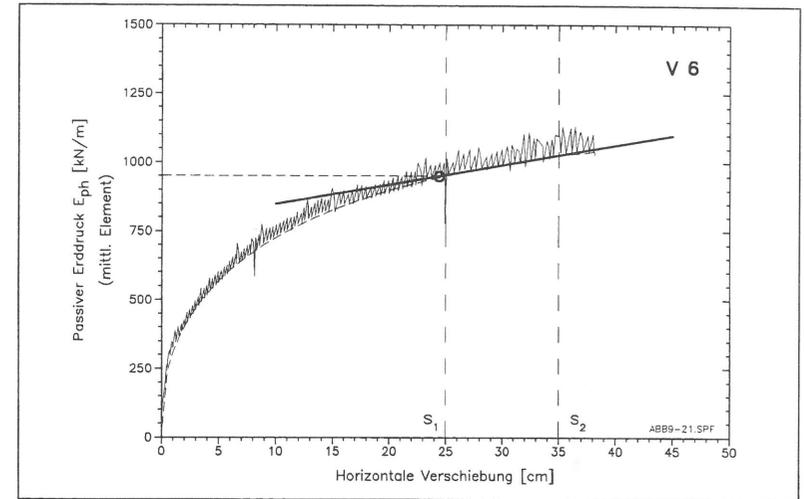


Abb. 9.21 Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 6, Parallelverschiebung, Boden N

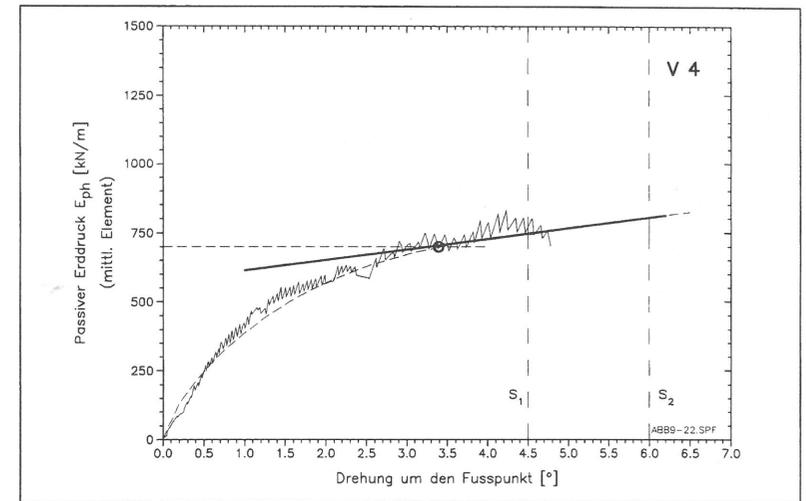


Abb. 9.22 Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 4, Drehung um Fußpunkt, Boden N

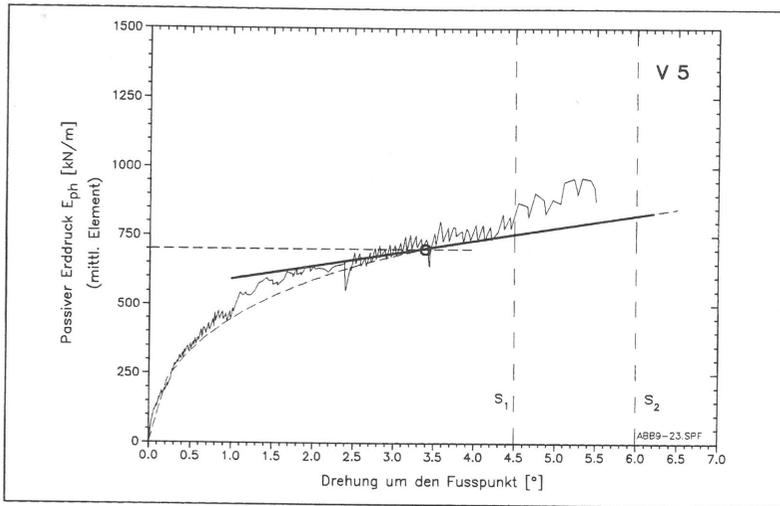


Abb. 9.23 Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 5, Drehung um Fußpunkt, Boden N

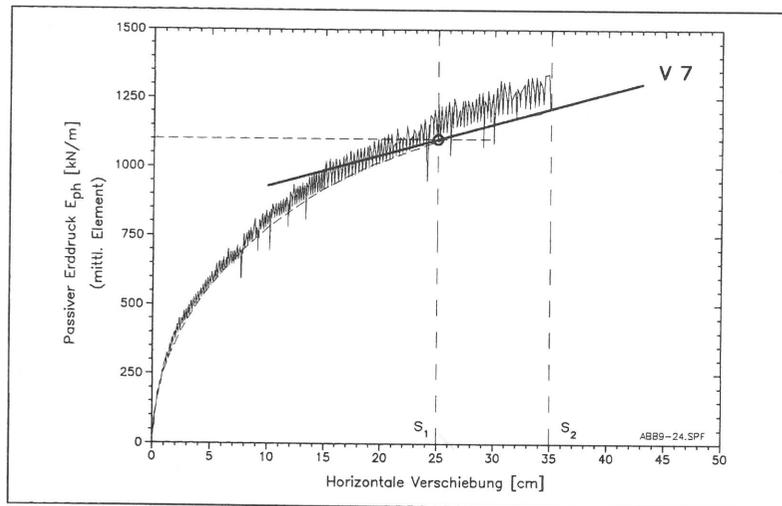


Abb. 9.24 Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 7, Parallelverschiebung, Boden K

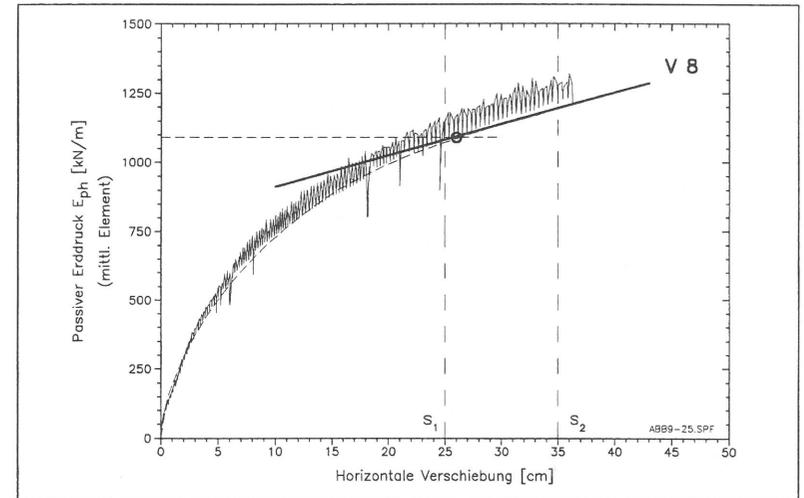


Abb. 9.25 Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 8, Parallelverschiebung, Boden K

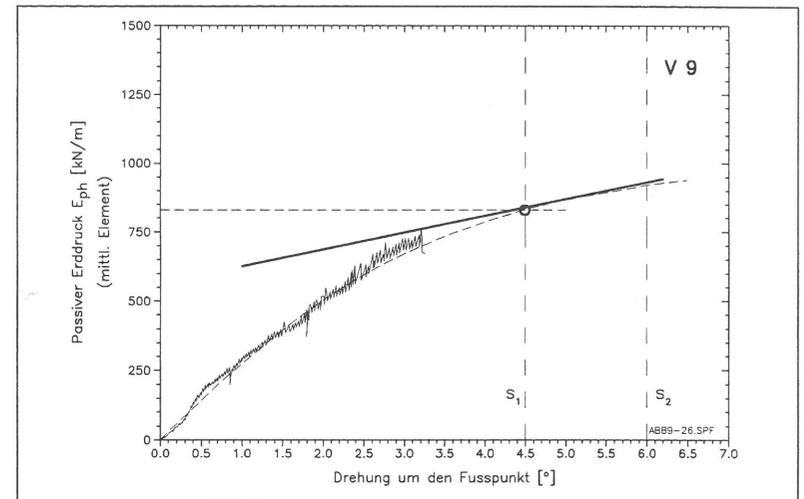


Abb. 9.26 Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 9, Drehung um Fußpunkt, Boden K

9.5 Diagramme und Tabellen zur Mobilisierung von φ' und c'

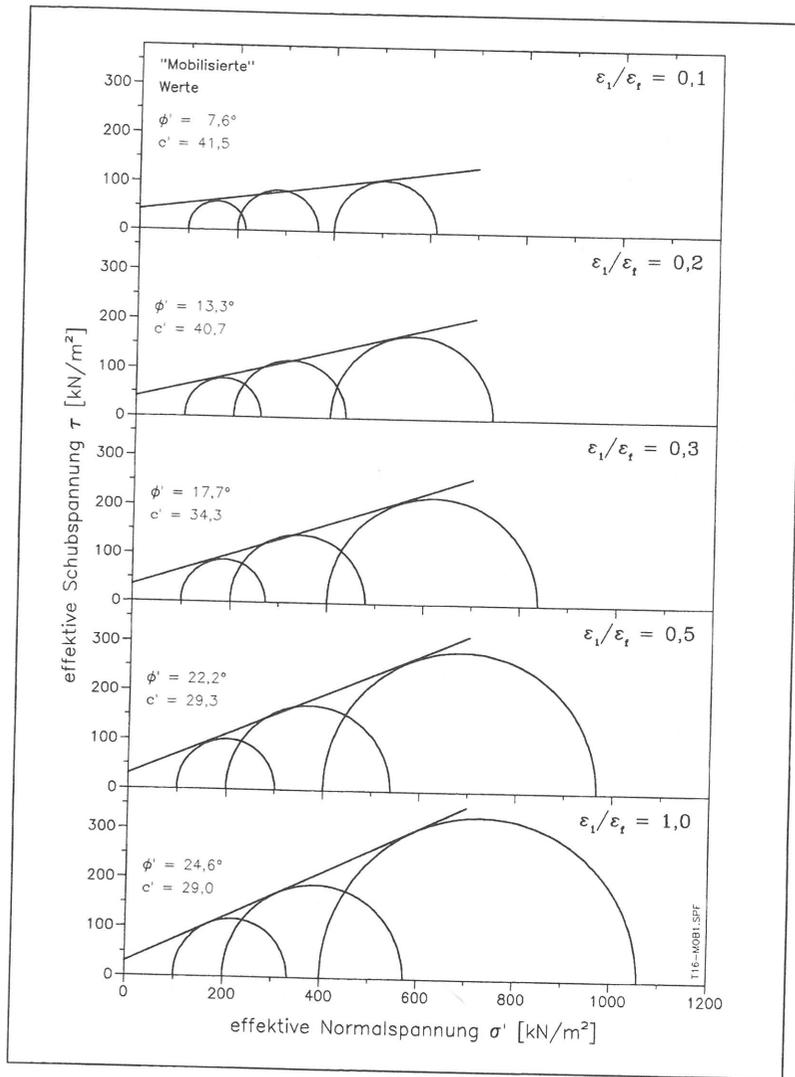


Abb. 9.27 Mobilisierung von φ' und c' im σ' - τ -Diagramm, Boden N

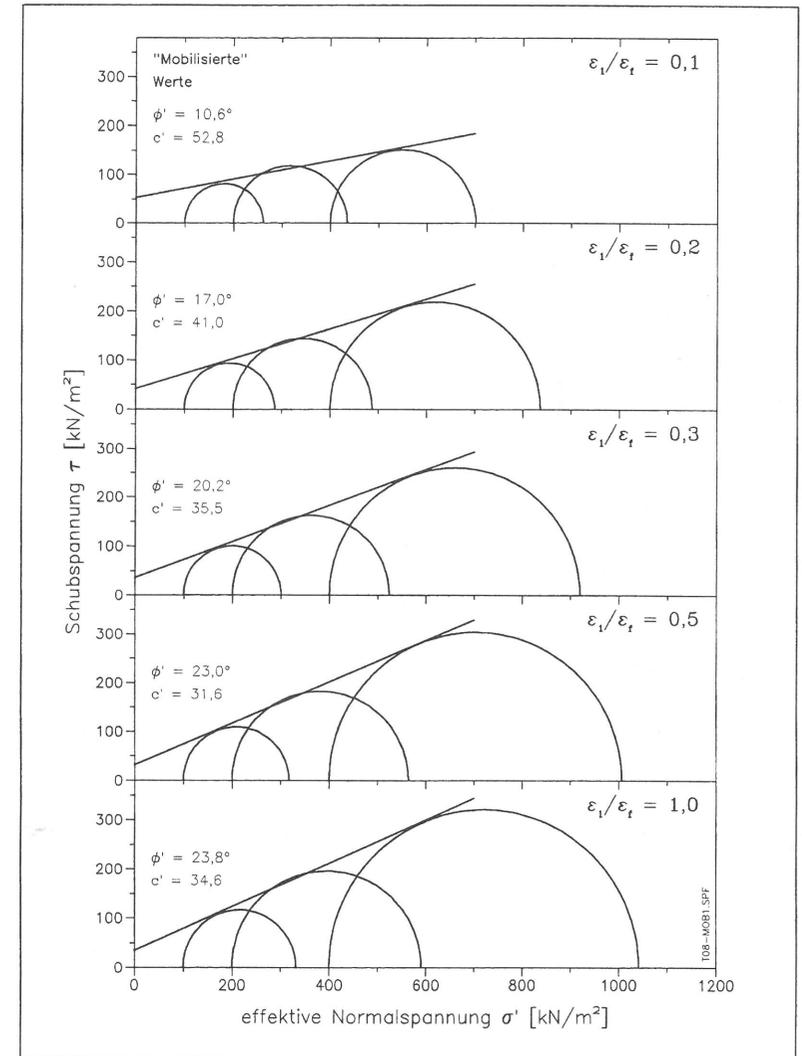


Abb. 9.28 Mobilisierung von φ' und c' im σ' - τ -Diagramm, Boden K

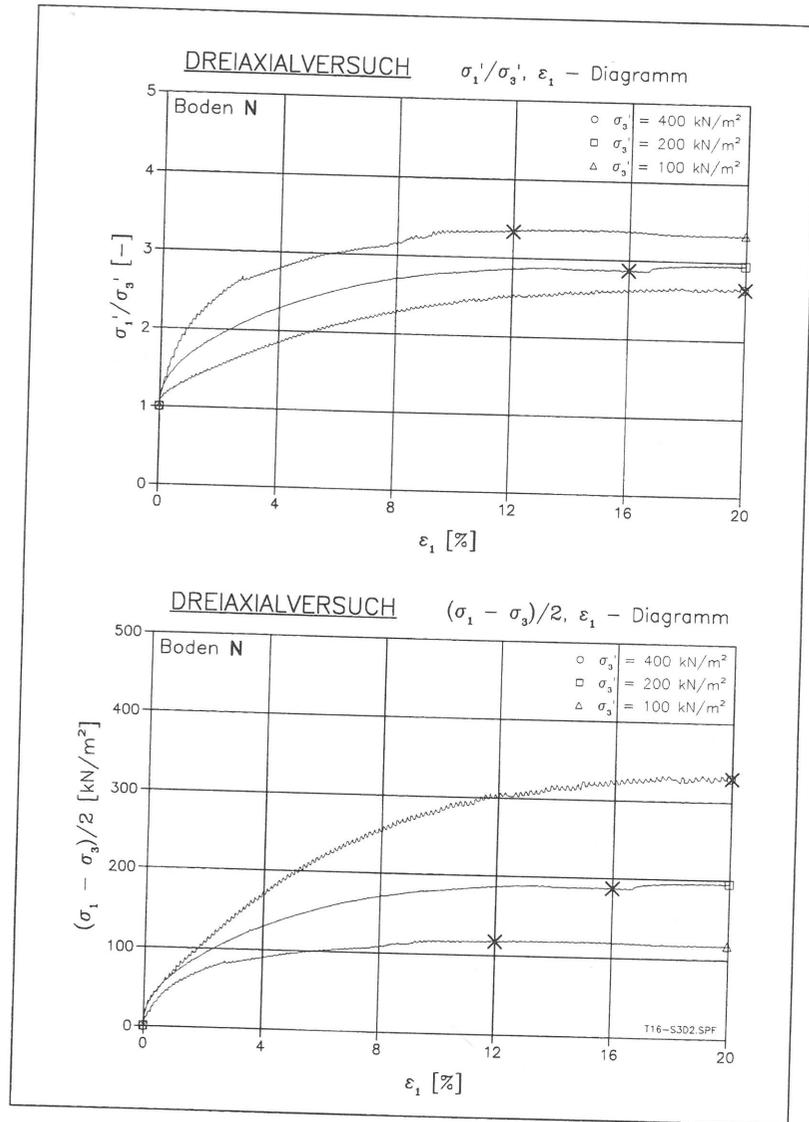


Abb. 9.29 CD-Triaxialversuch, Boden N

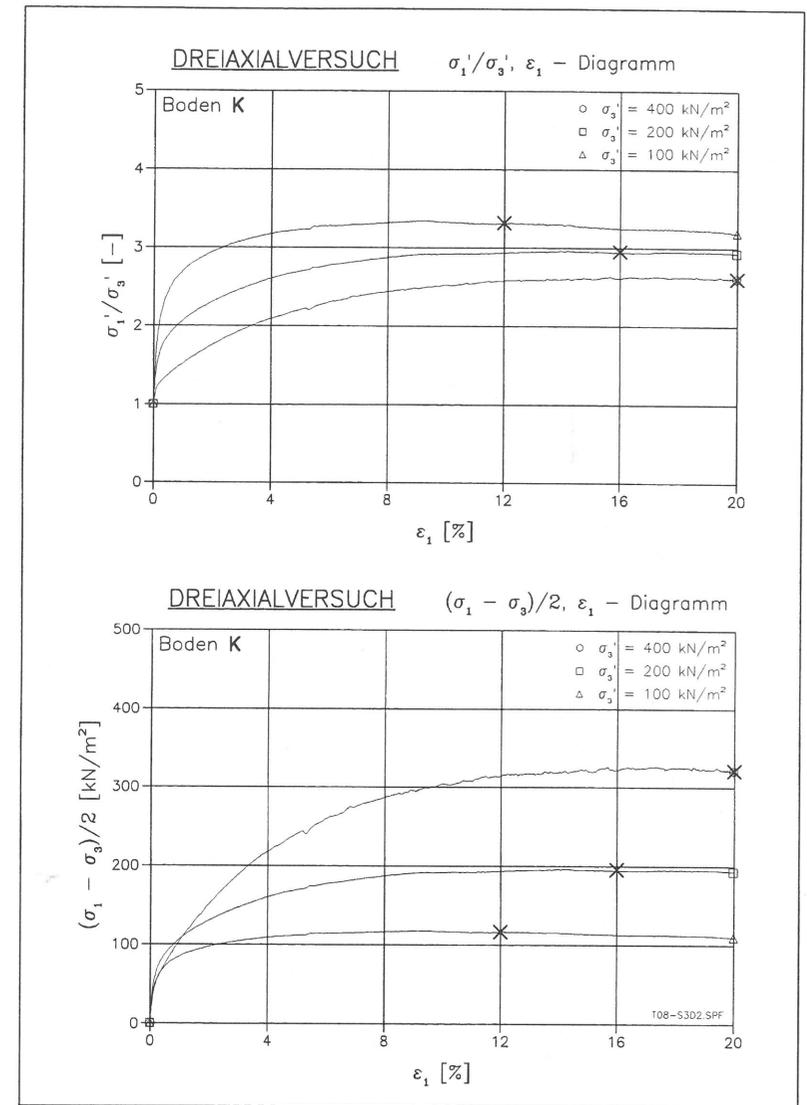


Abb. 9.30 CD-Triaxialversuch, Boden K

Tab. 9.1 Auswertungstabelle für Mobilisierung von φ' und c' , Boden N

$\varepsilon_1/\varepsilon_t$	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ $\varepsilon_t = 12 \%$			$\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ $\varepsilon_t = 16 \%$			$\sigma_3 = 300 \text{ kN/m}^2$ $\varepsilon_t = 20 \%$			R ²	B	σ	φ_{mob}	C _{mob}
	ε_1	S	T	ε_1	S	T	ε_1	S	T					
	0,025	0,3	125,0	25,0	0,4	244,0	44,0	0,5	448,8					
0,05	0,6	140,4	40,4	0,8	250,2	50,2	1,0	470,0	70,0	0,883	32,2	4,9	4,9	32,3
0,1	1,2	158,7	58,7	1,6	283,8	83,8	2,0	506,0	106,0	0,962	41,1	7,5	7,6	41,5
0,15	1,8	168,5	68,5	2,4	301,2	101,2	3,0	540,0	140,0	0,987	39,7	10,7	10,9	40,4
0,2	2,4	178,0	78,0	3,2	316,2	116,2	4,0	569,0	169,0	0,994	39,6	12,9	13,3	40,7
0,3	3,6	186,8	86,8	4,8	339,9	139,9	6,0	619,2	219,2	0,997	32,7	16,9	17,7	34,3
0,4	4,8	195,0	95,0	6,4	357,5	157,5	8,0	656,0	256,0	0,998	29,8	19,1	20,3	31,7
0,5	6,0	200,6	100,6	8,0	370,2	170,2	10,0	684,0	284,0	0,999	27,1	20,7	22,2	29,3
0,6	7,2	204,1	104,1	9,6	378,2	178,2	12,0	702,8	302,8	0,999	25,2	21,6	23,4	27,4
0,7	8,4	210,4	110,4	11,2	384,0	184,0	14,0	714,0	314,0	1,000	27,1	21,9	23,8	29,6
0,8	9,6	215,0	115,0	12,8	387,5	187,5	16,0	724,0	324,0	1,000	27,6	22,3	24,2	30,2
0,9	10,8	216,0	116,0	14,4	386,8	186,8	18,0	728,5	328,5	1,000	26,4	22,5	24,5	29,0
1,0	12,0	216,7	116,7	16,0	386,9	186,9	20,0	729,9	329,9	1,000	26,4	22,6	24,6	29,0

Boden N, Entnahmetiefe: 2,0 m unter GOK, Entnahmerichtung: horizontal
 S ... ($\sigma'_1 + \sigma'_3$)/2 ; T ... ($\sigma'_1 + \sigma'_3$)/2

Tab. 9.2 Auswertungstabelle für Mobilisierung von φ' und c' , Boden K

$\varepsilon_1/\varepsilon_t$	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ $\varepsilon_t = 8 \%$			$\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ $\varepsilon_t = 14 \%$			$\sigma_3 = 300 \text{ kN/m}^2$ $\varepsilon_t = 20 \%$			R ²	B	σ	φ_{mob}	C _{mob}
	ε_1	S	T	ε_1	S	T	ε_1	S	T					
	0,025	0,2	151,5	51,5	0,35	278,1	78,1	0,5	474,8					
0,05	0,4	167,4	67,4	0,7	295,8	95,8	1,0	503,8	103,8	0,812	56,3	5,8	5,8	56,6
0,1	0,8	180,8	80,8	1,4	317,3	117,3	2,0	550,8	150,8	0,970	51,8	10,4	10,6	52,8
0,15	1,2	187,9	87,9	2,1	331,8	131,8	3,0	588,5	188,5	0,992	44,6	13,9	14,3	46,0
0,2	1,6	193,0	93,0	2,8	343,5	143,5	4,0	618,3	218,3	0,997	39,2	16,3	17,0	41,0
0,3	2,4	200,1	100,1	4,2	362,0	162,0	6,0	660,0	260,0	0,998	33,3	19,1	20,2	35,5
0,4	3,2	205,2	105,2	5,6	374,3	174,3	8,0	684,4	284,4	0,999	30,6	20,5	22,0	33,1
0,5	4,0	208,6	108,6	7,0	382,1	182,1	10,0	703,4	303,4	0,999	29,1	21,4	23,0	31,6
0,6	4,8	210,9	110,9	8,4	388,7	188,7	12,0	713,6	313,6	0,999	28,9	21,9	23,6	31,6
0,7	5,6	213,5	113,5	9,8	391,4	191,4	14,0	718,5	318,5	0,999	29,7	22,0	23,8	32,4
0,8	6,4	214,1	114,1	11,2	392,1	192,1	16,0	721,2	321,2	0,999	29,3	22,1	24,0	32,1
0,9	7,2	214,9	114,9	12,6	394,1	194,1	18,0	724,3	324,3	0,999	29,3	22,2	24,1	32,1
1,0	8,0	215,9	115,9	14,0	395,5	195,5	20,0	720,8	320,8	0,999	31,6	22,0	23,8	34,6

Boden K, Entnahmetiefe: 2,2 m unter GOK, Entnahmerichtung: horizontal
 S ... ($\sigma'_1 + \sigma'_3$)/2 ; T ... ($\sigma'_1 + \sigma'_3$)/2

9.6 Photodokumentation der großmaßstäblichen Modellversuche

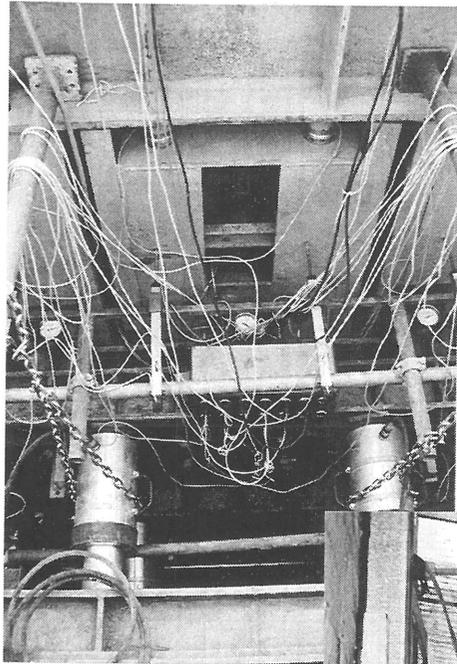


Bild 9.1 Belastungseinrichtung,
Parallelverschiebung,
Draufsicht

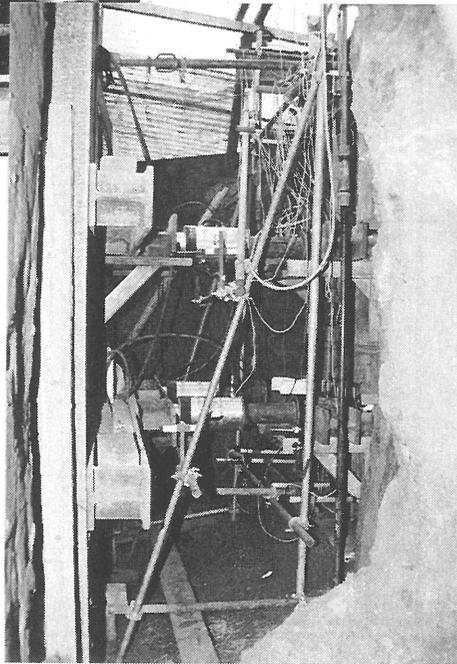


Bild 9.2 Belastungseinrichtung,
Parallelverschiebung,
Seitenansicht

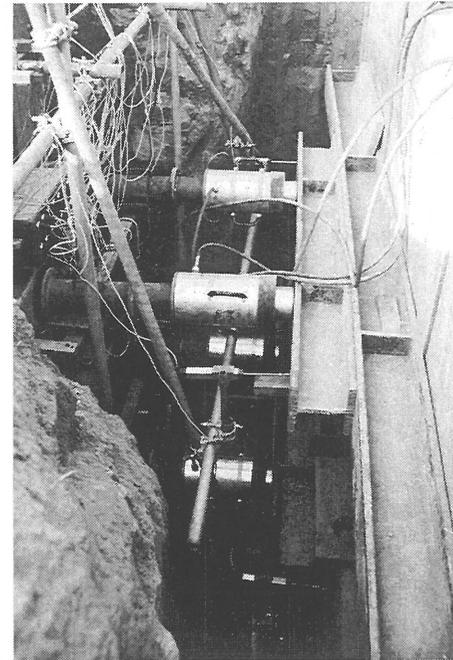


Bild 9.3 Belastungseinrichtung,
Lastverteilung auf den
Rückverbau (Parallel-
verschiebung), Seiten-
ansicht

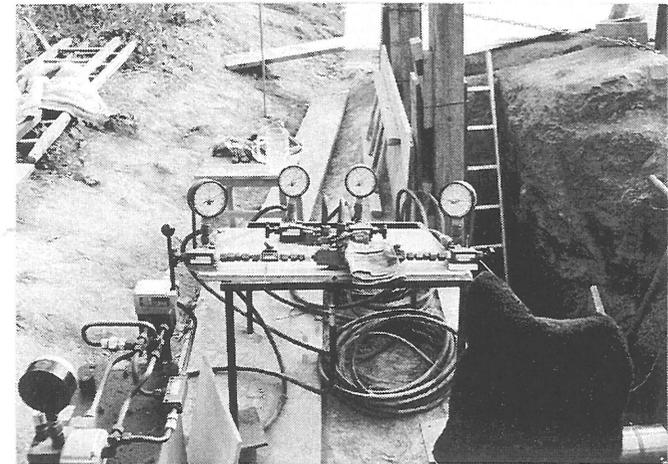


Bild 9.4 Steuerpult für Lastaufbringung

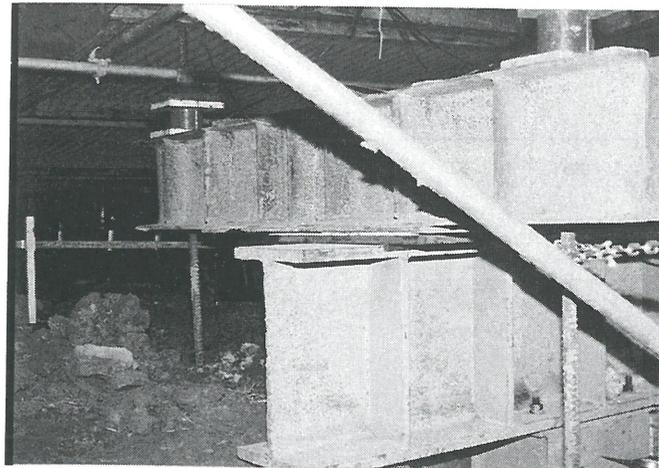


Bild 9.5 Lastabtragungssystem für Vertikalkräfte, Parallelverschiebung

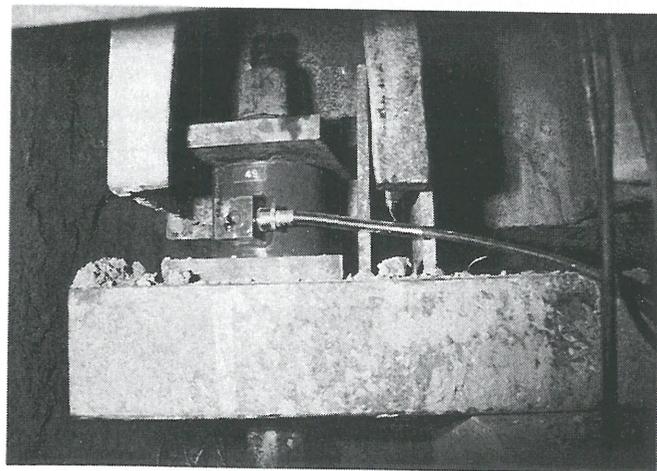


Bild 9.6 Lastabtragungssystem (Ausschnitt) für Vertikalkräfte, Drehung um den Fußpunkt



Bild 9.7 Kraftmeßdosen für den horizontalen Erddruck: HBM-KMD (links) und Glötzl-KMD (rechts)



Bild 9.8 Hydraulische Presse mit Lagern

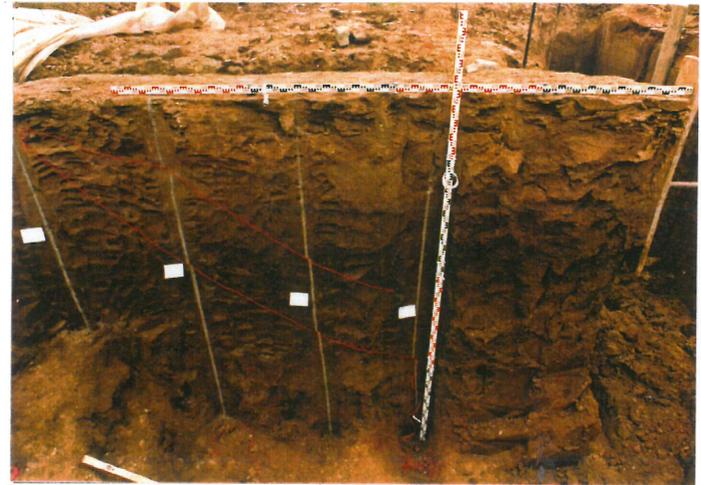


Bild 9.9 Ausgegrabener Bruchkörper mit freigelegten Sand-
schlitzen, Parallelverschiebung, Boden N, V 2



Bild 9.10 Ausgegrabener Bruchkörper mit freigelegten Sand-
schlitzen, Parallelverschiebung, Boden N, V 3



Bild 9.11 Ausgegrabener Bruchkörper mit freigelegten Sandschlitzten, Drehung um Fußpunkt, Boden N, V 5



Bild 9.12 Bruchkörper, Längs- und Querrisse, Parallelverschiebung, Draufsicht



Bild 9.13 Freigelegter Sand-schlitz im Abstand von 1,0 m von der Lastplatte



Bild 9.14 Freigelegte Sandschlitzte im Abstand von 4,0 bzw. 5,0 m von der Lastplatte

9.7 Verzeichnis der Abbildungen, Tabellen und Photos

Abbildungen

Abb. 3.1	Ausschnitt aus der Topographischen Karte, Blatt 6821 Heilbronn	19
Abb. 3.2	Luftaufnahme des Steinbruchs und des Versuchsgeländes	20
Abb. 3.3	Kornverteilungskurve des Bodens N	22
Abb. 3.4	Kornverteilungskurve des Bodens K	22
Abb. 3.5	Plastizitätsdiagramm mit A-Linie nach CASAGRANDE	24
Abb. 3.6	Versuchseinrichtung für Parallelverschiebung	30
Abb. 3.7	Versuchseinrichtung für Fußpunktdrehung	31
Abb. 3.8	Herstellung und Abmessungen der seitlichen Schlitze	33
Abb. 3.9	Anordnung der Wegaufnehmer und Kraftmeßdosen	36
Abb. 3.10	Anordnung der Wegaufnehmer und Sandschlitz des Bruchkörpers	37
Abb. 3.11	Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V 6 mit Sandschlitz, Parallelverschiebung, Boden N	41
Abb. 4.1	Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wand- bewegung (V 6), Vergleich der Meßsysteme: Mittleres Element - Gesamtelement	45
Abb. 4.2	Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wand- bewegung (V 8), Vergleich der Meßsysteme: Mittleres Element - Gesamtelement	46
Abb. 4.3	Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wand- bewegung (V 5), Vergleich der Meßsysteme: Mittleres Element - Gesamtelement	48
Abb. 4.4	Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wand- bewegung (V 9), Vergleich der Meßsysteme: Mittleres Element - Gesamtelement	49
Abb. 4.5	Grundformen der Wandbewegung	53
Abb. 4.6	Bestimmung der Grenzlast	54
Abb. 5.1	Numerierung und Bruchgeometrie für KEM-Mechanismus	60
Abb. 5.2	Elementnumerierung	65
Abb. 5.3	Einteilung der Schichten und Bodenkennwerte	65
Abb. 5.4	Verformtes Elementnetz -Parallelverschiebung-	67
Abb. 5.5	Verformtes Elementnetz -Drehung um den Fußpunkt-	67

Abb. 5.6	Vektoriellcs Verschiebungsfeld -Parallelverschiebung	68
Abb. 5.7	Vektoriellcs Verschiebungsfeld -Drehung um den Fußpunkt	68
Abb. 5.8	Effektive Hauptspannungen -Parallelverschiebung-	69
Abb. 5.9	Effektive Hauptspannungen -Drehung um den Fußpunkt-	69
Abb. 5.10	"Einfaches" Stoffgesetz	71
Abb. 5.11	Bruchkörper, ermittelt mit Hilfe der abgescherten Sandschlitzc aus den Versuchen V 1 - V 3 und V 6 (oben), angepaßte Bruchkörpergeometrie mit 5 Elementen nach KEM (unten)	74
Abb. 6.1	Triaxialversuch an Kiessand mit der Auswertung nach SCHMERTMANN/OSTERBERG	77
Abb. 6.2	Wie Abb. 6.1, aber Auswertung mit $\varepsilon_1/\varepsilon_f = \text{const.}$	77
Abb. 6.3	Boden N: φ_{mob} , c_{mob} und $E_{\text{ph,mob}}$ in Abhängigkeit von $\varepsilon_1/\varepsilon_f$	79
Abb. 6.4	Boden K: φ_{mob} , c_{mob} und $E_{\text{ph,mob}}$ in Abhängigkeit von $\varepsilon_1/\varepsilon_f$	80
Abb. 6.5	Vergleich der Mobilisierungen nach PLAXIS und Mob.-Ansatz mit den Meßergebnissen ($E_{\text{ph,mob}}$ bzw. $E_{\text{ph,mob}}/E_{\text{ph,Grenz}}$ in Abhängigkeit von $\varepsilon_1/\varepsilon_f$)	82
Abb. 9.1	Lageplan des Versuchsgeländes, Anordnung der Versuche V 1 bis V 6 im Boden N	90
Abb. 9.2	Lageplan des Versuchsgeländes, Anordnung der Versuche V 7 bis V 9 im Boden K	91
Abb. 9.3	Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V 2 mit Sandschlitzcn, Parallelverschiebung, Boden N	92
Abb. 9.4	Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V 3 mit Sandschlitzcn, Parallelverschiebung, Boden N	92
Abb. 9.5	Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V7 mit Sandschlitzcn, Parallelverschiebung, Boden K	93
Abb. 9.6	Ausgangs- und Endkontur des Versuchs V8 mit Sandschlitzcn, Parallelverschiebung, Boden K	93
Abb. 9.7	Mobilisierter horizontaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbe- wegung, Parallelverschiebung, Versuche V 1, V 2, V 3 und V 6, Boden N	94
Abb. 9.8	Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbe- wegung, Parallelverschiebung, Versuche V 1, V 2, V 3 und V 6, Boden N	94
Abb. 9.9	$\delta_p = \arctan (E_{pv}/E_{ph})$ in Abh. der Wandbewegung, Parallel- verschiebung, Versuche V 1, V 2, V 3 und V 6, Boden N	95

Abb. 9.10	Mobilisierter horizontaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbe- wegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuche V 4 und V 5, Boden N	95
Abb. 9.11	Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbe- wegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuche V 4 und V 5, Boden N	96
Abb. 9.12	$\delta_p = \arctan (E_{pv}/E_{ph})$ in Abh. der Wandbewegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuche V 4 und V 5, Boden N	96
Abb. 9.13	Mobilisierter horizontaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbe- wegung, Parallelverschiebung, Versuche V 7 und V 8, Boden K	97
Abb. 9.14	Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbe- wegung, Parallelverschiebung, Versuche V 7 und V 8, Boden K	97
Abb. 9.15	$\delta_p = \arctan (E_{pv}/E_{ph})$ in Abh. der Wandbewegung, Parallel- verschiebung, Versuche V 7 und V 8, Boden K	98
Abb. 9.16	Mobilisierter horizontaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbe- wegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuch V 9, Boden K	98
Abb. 9.17	Mobilisierter vertikaler Erdwiderstand in Abh. der Wandbe- wegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuch V 9, Boden K	99
Abb. 9.18	$\delta_p = \arctan (E_{pv}/E_{ph})$ in Abh. der Wandbewegung, Drehung um den Fußpunkt, Versuch V 9, Boden K	99
Abb. 9.19	Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 2, Parallelver- schiebung, Boden N	100
Abb. 9.20	Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 3, Parallelver- schiebung, Boden N	100
Abb. 9.21	Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 6, Parallelver- schiebung, Boden N	101
Abb. 9.22	Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 4, Drehung um Fußpunkt, Boden N	101
Abb. 9.23	Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 5, Drehung um Fußpunkt, Boden N	102
Abb. 9.24	Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 7, Parallelver- schiebung, Boden K	102
Abb. 9.25	Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 8, Parallelver- schiebung, Boden K	103
Abb. 9.26	Graphische Ermittlung der Bruchlast bei V 9, Drehung um Fußpunkt, Boden K	103
Abb. 9.27	Mobilisierung von φ' und c' im σ' - τ -Diagramm, Boden N	104

Abb. 9.28	Mobilisierung von φ' und c' im $\sigma'-\tau$ -Diagramm, Boden K	105
Abb. 9.29	CD-Triaxialversuch, Boden N	106
Abb. 9.30	CD-Triaxialversuch, Boden K	107

Tabellen

Tab. 3.1	Korngrößenverteilung von Boden N und Boden K	23
Tab. 3.2	Wichten	23
Tab. 3.3	Fließ- und Ausrollgrenzen	24
Tab. 3.4	Scherparameter	26
Tab. 3.5	Scherparameter im großen Scherkastengerät ermittelt	26
Tab. 3.6	Ergebnisse der tonmineralogischen Untersuchungen	27
Tab. 3.7	Versuchsprogramm	40
Tab. 4.1	Zusammenstellung der wichtigsten Ergebnisse	43
Tab. 5.1	Bruchlasten E_{ph} nach DIN 4085	58
Tab. 5.2	Bruchlasten E_{ph} nach KEM	61
Tab. 5.3	Länge der Bruchkörper nach KEM	61
Tab. 5.4	Bruchlasten E_{ph} nach der Plastizitätstheoretischen Methode	62
Tab. 5.5	Bruchlasten E_{ph} mit unterschiedlichen Berechnungsmethoden	72
Tab. 9.1	Auswertungstabelle für Mobilisierung von φ' und c' , Boden N	108
Tab. 9.2	Auswertungstabelle für Mobilisierung von φ' und c' , Boden K	109

Photos

Bild 9.1	Belastungseinrichtung, Parallelverschiebung, Draufsicht	110
Bild 9.2	Belastungseinrichtung, Parallelverschiebung, Seitenansicht	110
Bild 9.3	Belastungseinrichtung, Lastverteilung auf den Rückverbau (Parallelverschiebung), Seitenansicht	111
Bild 9.4	Steuerpult für Lastaufbringung	111
Bild 9.5	Lastabtragungssystem für Vertikalkräfte, Parallelverschiebung	112
Bild 9.6	Lastabtragungssystem (Ausschnitt) für Vertikalkräfte, Drehung um den Fußpunkt	112

Bild 9.7	Kraftmeßdosen für den horizontalen Erddruck: HBM-KMD (links) und Glötzl-KMD (rechts)	113
Bild 9.8	Hydraulische Presse mit Lagern	113
Bild 9.9	Ausgegrabener Bruchkörper mit freigelegten Sandschlitten, Parallelverschiebung, Boden N , V 2	114
Bild 9.10	Ausgegrabener Bruchkörper mit freigelegten Sandschlitten, Parallelverschiebung, Boden N , V 3	114
Bild 9.11	Ausgegrabener Bruchkörper mit freigelegten Sandschlitten, Drehung um Fußpunkt, Boden N , V 5	115
Bild 9.12	Bruchkörper, Längs- und Querrisse, Parallelverschiebung, Draufsicht	115
Bild 9.13	Freigelegter Sandschlitz im Abstand von 1,0 m von der Lastplatte	116
Bild 9.14	Freigelegte Sandschlitz im Abstand von 4,0 bzw. 5,0 m von der Lastplatte	116

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

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

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

Nr. 9	Spotka, H.	(1977)	Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand	DM 15,--
Nr. 10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben	DM 20,--
Nr. 11	Ulrich, G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden	
	Gußmann, P.	(1980)	Zum Modellgesetz der Konsolidation	DM 20,--
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten	DM 25,--
Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch	DM 25,--
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund	DM 25,--
Nr. 15	Smolczyk, U. Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen	DM 12,--
Nr. 16	Malcharek, K. Smolczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten	DM 15,--

Nr. 17	Gruhle, H.-D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes	DM 30,--
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen	DM 25,--
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten	DM 25,--
Nr. 20	Smolczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe (1990)	DM 40,--
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des aktiven Erddrucks	DM 20,--
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand	vergriffen
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten	DM 25,--
Nr. 24	Schad, H.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben	
	Smolczyk, U./ Schad, H./ Zoller, P.		Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung	DM 35,--
Nr. 25	Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente	DM 20,--

- Nr. 26 Steinmann, B. (1985) Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung
DM 25,--
- Nr. 27 Lee, S.D. (1987) Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitten im Sand neben Einzelfundamenten
DM 25,--
- Nr. 28 Kolb, H. (1988) Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang
DM 25,--
- Nr. 29 Ochmann, H. (1988) Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept
DM 25,--
- Nr. 30 Breinlinger, F. (1989) Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen
DM 30,--
- Nr. 31 Smolczyk, U./ Breinlinger, F./ Schad, H./ Wittlinger, M. (1989) Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise
DM 25,--
- Nr. 32 Gußmann, P./ Schanz, T./ Smolczyk, U./ Willand, E. (1990) Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen)
DM 30,--
- Nr. 33 Gruhle, H.-D. (1990) Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten
DM 30,--
- Nr. 34 Henne, J. (1994) Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe

in Vorbereitung

- Nr. 35 Wittlinger, M. (1994) Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden
DM 30,--
- Nr. 36 Schad, H. (1992) Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse
DM 30,--
- Nr. 37 Belz, I. (1992) Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers
DM 30,--
- Nr. 38 Ma, J. (1994) Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen
DM 30,--

Weitere Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und seiner Mitarbeiter

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

- [11] Gußmann, P. (1974) Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 61-73.
- [12] Gußmann, P./Schad, H. (1974) Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 74-90.
- [13] Gußmann, P./Spotka, H. (1974) One-dimensional consolidation of multi-layered clays. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 91-102.
- [14] Gußmann, P./Thamm, B.R. (1974) Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 103-117.
- [15] Schad, H. et al. (1974) Stresses in concrete caisson bells. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 118-121.
- [16] Smolczyk, U. (1974) Improved technique for foundations on slopes. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 122-129.
- [17] Smolczyk, U./Diem, P./Spotka, H. (1974) Pressure cell for the measurement of normal and shear stress. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 130-136.
- [18] Smolczyk, U./Ljörterud, L. (1974) Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 137-141.

Die Nummern 11 bis 18 enthält das o.g. Heft Geotechnik Nr. 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preis von DM 20.- verkauft wird.

- [19] Smolczyk, U. et al. (1975) Die Anwendung der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis. CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe.

- [20] Gußmann, P./Thamm, B.R. (1974) Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben. Der Bauingenieur 49, S. 293-298.
- [21] Gußmann, P. (1974) Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdrukansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen. Der Bauingenieur 49, S. 298-301.
- [22] Smolczyk, U./Gußmann, P./Schulz, H. (1974) DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele. 20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln.
- [23] Laumans, Q. (1975) Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächengründungen. Technische Akademie Wuppertal, Heft 14.
- [24] Smolczyk, U. (1975) Graving Dock Foundation on Deep Fill. Proc. 1st Baltic Conf. SMFE, Gdansk, Vol. III, S. 213-222.
- [25] Smolczyk, U./Du Thinh (1975) Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden. Fortschritts-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25, 70 S.
- [26] Smolczyk, U. (1975) Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren. in: Festschrift Lorenz, TU Berlin, S. 203-218.
- [27] Smolczyk, U. (1975) Wie kann man Baugruben verbilligen? Der Architekt 2, S. 94-103.
- [28] Smolczyk, U. (1975) Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein. Veröff. Inst. Felsmech. Bodenmech. Universität Karlsruhe 63, S. 21-50.
- [29] Smolczyk, U. (1976) Pfahlgründung eines Eisenbahndammes. Proc. 6th Europ. Conf. SMFE, Wien, Vol. 1.2, S. 561-566.
- [30] Smolczyk, U./Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenammerwände. Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 245-265.
- [31] Smolczyk, U. (1976) Bau eines Großdocks; Baugrundverbesserung in tiefem Wasser. Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 575-592.

- [32] Laumans, Q./Schad, H. (1976) Calculation of Raft Foundations on Clayey Silts. Proc. 2nd Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol. 1, S. 475-488.
- [33] Smolczyk, U./Hilmer, K./Franke, E./Schuppener, B. (1977) Earth Pressure Variations Due to Temperature Change. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, S. 225-233.
- [34] Smolczyk, U./Seeger, H. (1977) Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes. Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, S. 443-447.
- [35] Smolczyk, U. (1978) Wagnis Baugrund. Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift 8/9, S. 12-16.
- [36] Schad, H. (1978) Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. Votr. Baugrundtagung, Berlin, S. 141-161.
- [37] Schulz, H./Smolczyk, U. (1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen. Votr. Baugrundtagung, Berlin, S. 275-296.
- [38] Smolczyk, U. (1978) DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik. Geotechnik 1, S. 29-42.
- [39] Gußmann, P. (1978) Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften. Geotechnik 1, S. 68-74.
- [40] Hilmer, K./Vogt, N. (1978) Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden. Geotechnik 1, S. 75-84.
- [41] Schmidt, H.H. (1978) Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben eindringenden Wassers. Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Geotechnik Stuttgart.
- [42] Schmidt, H.H. (1978) Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten. Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr.
- [43] Gußmann, P. (1979) Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus unterschiedlich drainierten Zeitsetzungsversuchen. Geotechnik 2, S. 148-154.
- [44] Smolczyk, U. (1979) Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium, München 1977, S. 77-80.
- [45] Schmidt, H.H. (1979) Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forsch.ber. FA 5.042 G 77 H, B. f. Verkehr.
- [46] Smolczyk, U. (1979) Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften. Berichte Bundesvereinigung Prüfsingenieure Baustatik, Arbeitstagung 4, S. 23-51.
- [47] Smolczyk, U./Vogt, N./Hilmer, K. (1979) Lateral Earth Pressure Due to Surcharge. Proc. 7th ECSMFE, Brighton, Vol. 2, S. 131-140.
- [48] Smolczyk, U. (1979) Influence of foundation depth on raft analyses. Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 4, S. 1503-1512.
- [49] Smolczyk, U. (1979) Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart. 2. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, Fellbach, S. 113-119.
- [50] Smolczyk, U./Gartung, E. (1979) Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone. Proc. 4th Int. Congr. Rock Mechanics, Montreux, S. 639-644.
- [51] Smolczyk, U./Schmidt, H.H. (1979) Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden. Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsges. f. d. Straßenwesen, Koblenz.

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

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

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

- [116] Smolczyk, U. (1990) Internationale Vereinbarungen; Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.1, 1.2, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [117] Gußmann, P. (1990) Berechnung von Zeitsetzungen. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.9, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [118] Gußmann, P./Schad, H. (1990) Numerische Verfahren. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.11, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [119] Smolczyk, U. (1990) Die DGEG in den neunziger Jahren. Geotechnik 13, S. 121-122.
- [120] Breinlinger, F./Schad, H. (1990) Extension of an elastoplastic double hardening model to viscoplasticity within the frame of finite strains. Proc. 2nd Europ. Spec. Conf. on Num. Meth. in Geotechnical Engineering, Santander, S. 71-82.
- [121] Gußmann, P./Lee, S.D. (1990) 3D - Bearing capacity of pad foundations next to slurry trenches. Proc. 2nd Europ. Spec. Conf. on Num. Meth. in Geotechnical Engineering, Santander, S. 599-609.
- [122] Smolczyk, U. (1990) Geotechnics - Research and Reality Proc. 9. Donaueurop. Konferenz, Budapest, S. 31-37.
- [123] Henne, J. (1990) Kriterien zur bodenmechanischen Bewertung der Basisabdichtung von Mülldeponien auf kompressiblem Untergrund. Proc. 9. Donaueurop. Konferenz, Budapest, S. 489-494.
- [124] Smolczyk, U./Henne, J. (1990) Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit und Grenzdehnung von bindigen Böden. 3. Intern. KfK/TNO Kongress über Altlasten, Karlsruhe, Band II, S. 1383-1384.
- [125] Schad, H./Breinlinger, F. (1991) Numerical analysis of visco-elastoplastic soil behaviour considering large deformations. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 1, S. 255-260.
- [126] Smolczyk, U./Henne, J. (1991) Criteria for evaluating geotextile-reinforced clay liners supporting wastes on compressible foundations - Summary of an ongoing study. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 2, S. 563-567.
- [127] Smolczyk, U./Wittlinger, M. (1991) Passive earth pressure of cohesive soils (mobilisation): Summary of an ongoing study. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 2, S. 749-752.
- [128] Smolczyk, U./Hilmer, K. (1991) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [129] Smolczyk, U. (1991) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [130] Smolczyk, U. (1991) Probleme der Harmonisierung der europäischen Baugrundnormen. Ohde-Kolloquium Berlin, Vorträge, S. 1-13.
- [131] Smolczyk, U./Schad, H./Willand, E. (1991) Borehole-jack investigations in frozen ground of high strength. Proc. 7th Int. Congress on Rock Mechanics, Aachen, S. 615-618.
- [132] Smolczyk, U. (1991) Einsatzmöglichkeiten der FEM in der Grundbaupraxis. Finite Elemente, Anwendungen in der Baupraxis, S. 35-45, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [133] Smolczyk, U. (1992) Sicherung und Sicherheit von Hängen und Böschungen. Wechselwirkungen: Jahrbuch 1991 der Universität Stuttgart.
- [134] Smolczyk, U. (1992) Chances and Limits of FEM. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.
- [135] Gußmann, P. (1992) Safety analysis and computation of safety factors. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.
- [136] Gußmann, P./Brinkgreve, R.B.J. (1992) Slope stability problems. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.

- [137] Smolczyk, U./ Henne, J. (1992) Kriterien zur bodenmechanischen Bewertung der Basisabdichtung von Mülldeponien auf kompressiblem Untergrund. Abschlußbericht zu Projekt Wasser-Abfall-Boden, PD87.057, Kernforschungszentrum Karlsruhe, PWAB-Bericht 11, März 1992, 123 Seiten.
- [138] Stolle, D.F./ Schad, H. (1992) An update reference configuration formulation for large-deformation problems. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 16, S. 295-306.
- [139] Smolczyk, U./ Netzel, D. (1992) Flachgründungen. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 1, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [140] Lächler, W./ Mangold, K./ Schad, H. (1992) Deformation and seepage analysis in a waste deposit by FEM. 2nd Czechoslovak Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Prag.
- [141] Schad, H. (1992) Numerical analysis of multi-storey buildings founded on Frankfurt-Clay. Invited lecture for 2nd Czechoslovak Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Prag.
- [142] Smolczyk, U./ Ma, J./ Thaher, M. (1992) Untersuchung von Böschungs-Stützscheiben durch Zentrifugen-Modellversuche. Vortr. Baugrundtagung, Dresden, S. 407-416.
- [143] Gußmann, P. (1992) Die Methode der Kinematischen Elemente und adaptive Optimierung. Bauingenieur 67, S. 409-417, Springer-Verlag.
- [144] Weber, K./ Gußmann, P. (1992) Vergleichende Untersuchungen zu Bruchzuständen in Böden nach den Verfahren der FEM und KEM. Bautechnik 69, Heft 11, S. 625-631, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.
- [145] Smolczyk, U. (1993) A FEM Case Study With Elasto-Plastic Soil Behaviour. Proc. IV. Russian Conference "Non-Linear Soil Mechanics", St. Petersburg, Vol. 3, S. 3-6.
- [146] Brinkmann, C. (1993) Großmaßstäbliche Versuche zur Dichtigkeit von Übergangskonstruktionen im Dammbau unter Berücksichtigung von Verformungen. Vortr. Ohde-Kolloquium, Dresden.
- [147] Smolczyk, U. (1993) Bautechnik und Umweltschutz. Bautechnik 70, Heft 5.
- [148] Rilling, B./ Smolczyk, U. (1994) Ultimate Bearing Capacity Tests of Shallow Foundations on Compacted Cohesive Soils. Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, India, Vol. 2, S. 563-566.
- [149] Gußmann, P. (1994) Numerische Nachweisverfahren. Seminar "Nachweis der Grenzzustände in der Geotechnik", Technische Akademie Esslingen.
- [150] Smolczyk, U. (1994) Experten und/oder (?) Expertensysteme in der Geotechnik. Bautechnik 71, Heft 3, S. 133.

