

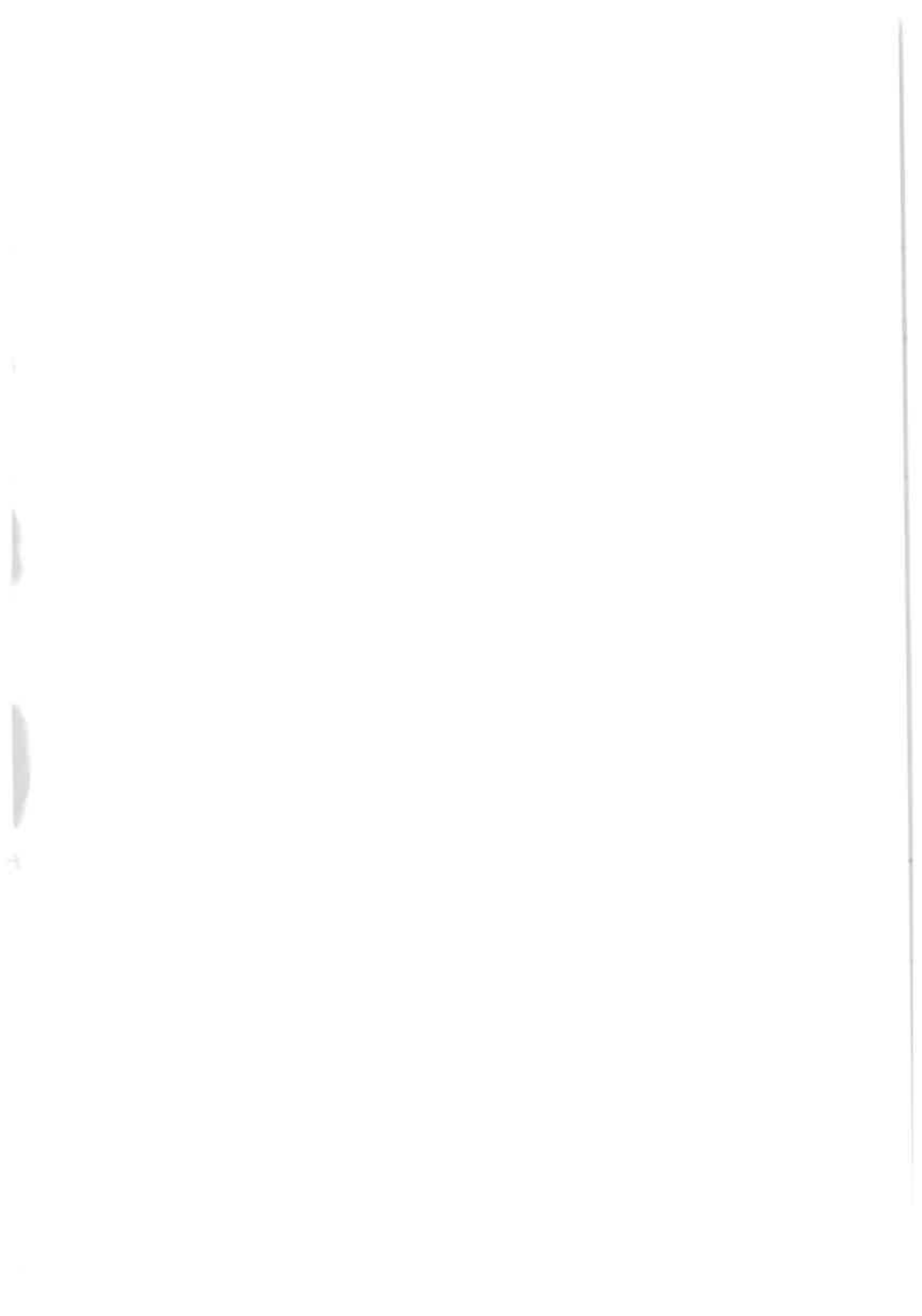


**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART**

39

**1994
Sonderheft**

**25 Jahre
Lehre und Forschung
in der Geotechnik**





**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

**1994
Sonderheft**

**25 Jahre
Lehre und Forschung
in der Geotechnik**

Inhalt

Vermeer, P. A.	1
Vorwort	
Smolczyk, U.	2
25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik an der Universität Stuttgart - ein Rückblick -	
Kurzfassungen der Mitteilungshefte	
Thamm, B. R. (1974)	12
Berechnung der Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines wassergesättigten normalverdichteten Tones	
Gußmann, P. (1975)	14
Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch	
Feeser, V. (1975)	17
Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß	
Hilmer, K. (1976)	18
Erddruck auf Schleusenkammerwände	
Laumans, Q. (1977)	21
Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens	
Lächler, W. (1977)	23
Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse	
Spotka, H. (1977)	27
Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand	
Schad, H. (1979)	29
Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben	
Ulrich, G. (1980)	32
Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden	
Gußmann, P. (1980)	35
Zum Modellgesetz der Konsolidation	
Salden, D. (1980)	36
Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten	

Inhalt

Seeger, H. (1980)	39
Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch	
Schmidt, H. H. (1981)	42
Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund	
Smoltczyk, U., Schweikert, O. (1981)	45
Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen	
Malcharek, K., Smoltczyk, U. (1981)	47
Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten	
Gruhle, H.-D. (1981)	50
Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes	
Kobler, W. (1982)	51
Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen	
Lutz, W. (1983)	53
Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten	
Schweikert, O. (1984)	55
Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks	
Vogt, N. (1984)	56
Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand	
Buchmaier, R. (1985)	58
Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten	
Schad, H., Smoltczyk, H., Zoller, P. (1985)	60
Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben, Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung	
Gußmann, P. (1985)	62
Die Methode der Kinematischen Elemente	
Steinmann, B. (1985)	64
Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung	

Inhalt

Lee, S. D. (1987)	66
Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten	
Kolb, H. (1988)	68
Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang	
Ochmann, H. (1988)	71
Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept	
Breinlinger, F. (1989)	73
Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen	
Smolczyk, U., Breinlinger, F., Schad, H., Wittlinger, M. (1989)	75
Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise	
Gußmann, P., Schanz, T., Smolczyk, U., Willand, E. (1990)	77
Beiträge zur Anwendung der KEM: Erddruck, Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen	
Gruhle, H.-D. (1990)	79
Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten	
Schad, H. (1992)	81
Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse	
Belz, I. (1992)	83
Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers	
Wittlinger, M. (1994)	84
Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden	
Ma, Jianlin (1994)	86
Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen	
Liste der Diplomarbeiten	88

Vorwort

von Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer

Der Anlaß dieses Sonderheftes ist das 25jährige Jubiläum des Instituts für Geotechnik und damit das 25jährige Jubiläum seines Gründers Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Ulrich Smoltczyk, von dem ich die Institutsleitung im April dieses Jahres übernommen habe. Vor zwanzig Jahren fand ich in der Bibliothek des Grundbauinstituts Delft, Niederlande, zum ersten Mal eine seiner Veröffentlichungen mit dem Titel: *Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen unter Flachfundamenten*. Dieses Buch hat mich damals angeregt, die Plastizitätslehre weiter zu vertiefen, und der Inhalt bestimmt noch immer einige meiner Ideen auf dem Gebiet der Bodenmechanik. Erst vor kurzem habe ich vernommen, daß es sich hier um seine Habilitationsschrift handelt.

Als Herr Smoltczyk als Hochschullehrer in Stuttgart anfang, wurden Laborräume eingerichtet und auch das bei den Doktoranden wohlbekannte Freigelände. Damit ergaben sich ausgezeichnete Möglichkeiten zur Durchführung großmaßstäblicher Versuche. Herr Smoltczyk hat viele seiner Mitarbeiter dann nicht nur mit theoretischen Arbeiten sondern auch mit vielen großmaßstäblichen Versuchen zur Promotion geführt. Kurzfassungen dieser Dissertationen und anderer Hefte des Institutes sind hier in diesem Sonderheft gebündelt.

Von dem Standort Stuttgart aus hat Herr Smoltczyk die Geotechnik im breitesten Sinne gefördert. Er war von 1978 bis 1990 Vorsitzender der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau und dabei auch Vorsitzender der DIN-Fachgruppe Grundbau. Er ist Gründer und Schriftleiter der Zeitschrift "Geotechnik", der einzigen deutschsprachigen Zeitschrift unseres Fachgebiets. Auch als Herausgeber und Autor mehrerer Abschnitte des Grundbau-Taschenbuchs hat Herr Smoltczyk unser Fachgebiet geprägt. Schon die 3. Auflage dieses Handbuchs war ein "Goldstück", und ich kenne keine anderen Länder, in denen es so ein Standardwerk der Geotechnik gibt. Ich würde befürworten, im Rahmen der für 1998 in Hamburg zu haltenden Internationalen Geotechnik-Tagung zumindest einige Abschnitte des Grundbau-Taschenbuchs ins Englische zu übersetzen.

Als Hochschullehrer und Vizepräsident der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau (ISSMFE) war Herr Smoltczyk nicht nur in der ehemaligen westlichen Welt bekannt, sondern in ganz Europa. Von Stuttgart aus hat es sich stets bemüht, Landesgrenzen zu überqueren. Bei seiner Ehrenpromotion in Dresden im April diesen Jahres habe ich von Kollegen erfahren, daß er auch von ihnen sehr geschätzt wird, weil er durch Besuche und Einladungen geholfen hat, die Grenze zum Osten zu überwinden.

Dieses Jubiläumshft des Instituts bietet die Gelegenheit, einem hochgeschätzten Kollegen für sein Wirken herzlich zu danken. Ich wünsche Herrn Smoltczyk für die kommenden Jahre Gesundheit und Schaffenskraft, damit er uns auf unserem Fachgebiet mit seiner herzlichen und toleranten Persönlichkeit noch lange begleitet.

P. A. Vermeer

25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik an der Universität Stuttgart - ein Rückblick -

von em. Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Ulrich Smolczyk

Zum Wintersemester 1969/70 wurden an der Universität Stuttgart zwei Professoren der "Abteilung für Bauingenieur- und Vermessungswesen", wie die Fakultät damals hieß, emeritiert. Das waren Prof. Tölke, Ordinarius für Baustoffkunde, Bodenmechanik und Wasserkraftanlagen, und Prof. Röhnisch, Ordinarius für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau. Bodenmechanik und Grundbau waren bis dahin von zwei Instituten getrennt wahrgenommen worden. Das gleichzeitige Ausscheiden der beiden Herren ermöglichte eine Umstrukturierung nach dem an den anderen deutschen Hochschulen bestehenden Muster, so daß ein Institut für Grundbau und Bodenmechanik geschaffen wurde, zu dessen Leitung ich berufen wurde.

Das Institut wurde zunächst provisorisch in drei Büroräumen des Gebäudes L3 (Luftfahrt) im neuen Universitätsgelände Stuttgart-Vaihingen untergebracht, die nach einigen Bemühungen auch möbliert wurden. Die personelle Ausstattung umfaßte 6 Assistentenstellen, 1 Sekretärin, 1 technischen Zeichner und mich. 4 der Assistentenstellen waren durch die Mitarbeiter Gußmann und Schulz von Prof. Tölke sowie Mayer-Vorfelder und Schaak von Prof. Röhnisch besetzt, 2 weitere standen zur Besetzung neu an. Die Stelle des Zeichners konnte in eine Laborantenstelle umgewandelt werden, was allerdings ein Vorgriff auf die Zukunft war, da dem Institut keine eigenen Versuchsräume zur Verfügung gestellt wurden. Man war in der Universität der - wie sich bald herausstellen sollte, irrigen - Ansicht, die im Otto-Graf-Institut vorhandenen Einrichtungen böten hier einen ausreichenden Raum zur Entfaltung. So war zunächst sogar vorgesehen, das Institut in der Brandhalle des OGI unterzubringen, mit deren Bau 1970 begonnen werden sollte.

Glücklicherweise bot sich jedoch im Laufe des Jahres 1970 die Gelegenheit, Räume im Atrium-Propositorium zu beziehen, zunächst im Nordflügel noch sehr beengt. Nach dem Auszug des III. Physikalischen Instituts mit dem Kristall-Labor konnte schließlich der Südflügel ganz für das Institut übernommen werden, was den unschätzbaren Vorteil hatte, daß die bestehenden Laboreinrichtungen mit übernommen werden konnten. Damit war ein Standort gefunden, der trotz seines Titels "Propositorium" bis heute seine Funktion erfüllt.

Die Mannschaft der ersten Stunde wurde bald durch die Herren Thamm und Salden ergänzt. Weiter erwies es sich als zweckmäßig, die für die Sekretariatsarbeiten bestehende Stelle in zwei Halbtagsstellen umzuwandeln, was von der Verwaltung ohne Anstände akzeptiert wurde. Damit war die Kontinuität der Institutsverwaltung gewährleistet.

Die akademischen Pflichten setzten sofort voll ein. Bereits in der ersten Fakultätssitzung im Oktober 1969 wurde mir der Mitbericht für die Dissertation eines Herrn Edelbert Veas übertragen, der sich mit einer für mich sehr aufschlußreichen Untersuchung aus dem Bereich der Tonmineralogie befaßte. Hier wie auch auf den Gebieten der Konsolidationstheorie und der Erddrucklehre liefen in Stuttgart wichtige Untersuchungen, auf die aufgebaut werden konnte.

Zunächst ging es aber darum, die Lehrveranstaltungen vorzubereiten. Dabei mußte das vorhandene Schema zunächst beibehalten werden, wonach die Bodenmechanik im 3. Semester, der Grundbau im 5. Semester getrennt vorgetragen wurden. Mein im Juli 1969 konzipiertes Lehrkonzept war jedoch so aufgebaut, daß diese beiden Stoffgebiete zum nächstmöglichen Zeitpunkt in einem gemeinsamen Grundfach für das 5. und 6. Semester zusammengefügt werden konnten. Vor einigen Jahren wurde dann der konsequente weitere Schritt vollzogen und dem Institut und der Lehrveranstaltung die übergreifende Bezeichnung "Geotechnik" gegeben, wobei die Felsmechanik und der Tunnelbau subsumiert sind.

Es gibt einen roten Faden, der sich durch die Lehre der Geotechnik durchzieht: das ist die nichtlineare Antwort des Baugrundes auf seine Inanspruchnahme durch Bauwerke. Die Technische Mechanik entläßt den Studenten zwangsläufig mit dem Gefühl, der Boden sei ein Hookescher Körper. Er muß dann also bei uns lernen zu entscheiden, wann diese Vereinfachung vertretbar ist und wie man vorzugehen hat, wenn das nicht mehr zulässig ist. Das Dilemma dabei ist, daß wir ihm beibringen, Modelle zu benutzen, ihm aber gleichzeitig klarmachen müssen, daß er deswegen nicht oder wenigstens nicht allein in Modellen denken darf. Die Verwechslung des Modells mit der Wirklichkeit führt zum Denken in Vorurteilen, die dann ebenso gefährlich sind wie die Vorurteile des täglichen Lebens.

Ogleich, wie ich in meiner Antrittsvorlesung zum Ausdruck brachte, die Bodenmechanik ein Gebiet zwischen Naturwissenschaft und Technik ist, da sie sowohl naturwissenschaftliche Grundeinsichten vermittelt als auch die technische Nutzung des Baugrundes ermöglicht, war eine Standortbestimmung der Lehrziele in einer technisch orientierten Universität vorzunehmen. In meiner ersten Vorlesung am 13.10.1969 sagte ich, daß das klassische Humboldtsche Bildungsideal hier nicht hilft, weil der Ingenieur zeitspezifisch und situationsbezogen denken muß. Während die Schule die Aufgabe habe, die drei Formen intelligenten Verhaltens - praktische, intuitive und theoretische Intelligenz - ohne Bevorzugung bestimmter Fächer zu entwickeln, bilde die Universität die theoretische Intelligenz, und diese fachlich spezifiziert. So sei z. B. intuitiv intelligentes Handeln - also die Fähigkeit, technische Situationen zu durchschauen, nicht auf der Universität erlernbar, sondern von Berufserfahrung abhängig. Erfahrung sei mittelbar, aber nicht übertragbar.

Was aber außerhalb der Universität so gut wie nicht stattfindet, sei das Training, vorhandene und somit lehrbare Denkabläufe nachzuvollziehen, das Methodische daran zu abstrahieren und so in die Lage zu kommen, mit methodisch ähnlichen, inhaltlich aber anderen und somit nicht lehrbaren Denkabläufen zu unter Umständen veränderten oder sogar neuartigen Ergebnissen zu gelangen.

Die Universität könne im Grunde keine Berufsausbildung, sondern nur eine Berufsvorbildung leisten, die den erfolgreich Studierenden befähige, die Ausbildung in einem bestimmten Berufsfeld ohne große Mühe an sich selbst zu leisten.

Getreu diesen allgemeinen Vorgaben setzte zunächst einmal bei uns allen ein großer Lernprozeß ein. Ich selbst mußte mich umstellen von den Verhältnissen, wie ich sie aus der norddeutschen Tiefebene und an der Küste kennengelernt hatte, auf die besonderen Probleme und Verfahren, die für eine Mittelgebirgslandschaft typisch sind. Meine Mitarbeiter, theoretisch hoch qualifiziert, mußten sich eine gewisse Praxisnähe zu eigen machen, um den Studenten überzeugend gegenüberzutreten zu können. Längere oder kürzere Praktika bei meinem früheren Arbeitgeber konnten dafür organisiert werden. Gleichzeitig mit unserem Institutsbeginn begann auch die Erschließung EDV-gestützter numerischer Rechenverfahren für die Lösung geotechnischer Probleme. Hier profitierten wir von der räumlichen Nähe des Instituts für Statik und Dynamik der Luft- und Raumfahrtkonstruktionen und lernten die Anwendung der finiten Elemente.

Erfreulich war die Erfahrung, wie lebhaft sich die Studierenden an der Entwicklung neuer Lehrkonzepte beteiligten. Ein Ergebnis, das wir bis heute durchgehalten haben, war die Einführung eines einwöchigen ganztägigen Entwurfskurses in der vorlesungsfreien Zeit nach dem 8. Semester, also im Anschluß an die Vertiefungsausbildung. Die Studierenden lernten in kleinen Gruppen, wie man eine geotechnische Entwurfsaufgabe aus der Praxis anzugehen hat.

Von Anfang an legten wir Wert darauf, den Studierenden vorlesungsbegleitende Umdrucke anzubieten, um eine gemeinsame und memomierbare Meinungsbildung zwischen Lehrenden und Lernenden herzustellen. Einem Instituts-Protokoll vom März 1971 entnahm ich, daß wir damals mit 90 Seiten auskamen. Inzwischen ist daraus ein Buch von 522 Seiten geworden, das auch außerhalb Stuttgarts manche Leser gefunden hat. Dabei war den Studierenden nicht leicht klarzumachen, daß die Stoffanordnung nicht in der Reihe der Vorlesungen erfolgte, sondern nach dem Klassifikationssystem der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau. Nach dem gleichen System wurde auch unsere Bibliothek und Mediothek geordnet, so daß jeder Studierende ohne langes Suchen bei z.B. der Vorbereitung von Seminarvorträgen oder Diplomarbeiten die zum Umdruck ergänzenden Informationen finden konnte.

Das Bild auf der folgenden Seite zeigt das gegenwärtige Ausbildungsangebot des Institutes für zwei Grund- und zwei Vertiefungssemester.

In mancher Beziehung mußte aus der Not eine Tugend gemacht werden. Da das Institut anfangs über so gut wie keine eigenen bodenmechanischen Geräte verfügte, konnten wir selbst zunächst kein Praktikum anbieten. In den ersten Jahren wurden daher am Otto-Graf-Institut unter der Leitung von Prof. Henke die bodenmechanischen Geräte in Gruppenvorführungen für alle Grundfach-Studierenden gezeigt. Später gingen wir ganz davon ab und beschränkten das Praktikum auf die kleine Gruppe der Vertiefer, denen wir dann auch selbst Arbeitsplätze im Labor anbieten konnten. Denn ein Praktikum hat nur dann einen Sinn, wenn man auch selbst am Gerät arbeiten kann.

Die Tatsache, daß das Institut als Forschungs- und Lehrereinrichtung vollständig aus Jahr für Jahr einzuwerbenden oder zu erwirtschaftenden Mitteln aufzubauen war, hat seinen Charakter als "kleines Institut" geprägt. Rückschauend bin ich sogar der Meinung, daß das ein Vorteil gewesen ist. Das Institut hat nie mehr als 15 wissenschaftliche Mitarbeiter gehabt. Das ist eine Gruppenstruktur, in der noch jeder auf den anderen angewiesen ist. Die monatliche Dienstbesprechung gibt Gelegenheit, Wünsche und Bedenken so vorzutragen, daß kein Gruppenmitglied sich der Entscheidungsfindung entziehen kann. Die kleine Gruppe, in der die meisten Mitarbeiter zeitlich befristet tätig sind, hat erfahrungsgemäß die größtmöglichen innovativen Impulse. Die Kommunikation kann bei einigem guten Willen noch ziemlich gruppendeckend funktionieren. Problemfälle treten rasch zutage und können noch ohne hierarchisch verschleppte Härten entschärft werden.

Was hat die kleine Gruppe in den 25 Jahren nun in der Forschung zustandegebracht?

Wir haben in dieser Broschüre Kurzfassungen der wissenschaftlichen Arbeiten zusammengestellt, die am Institut oder in enger Verbindung zu uns entstanden sind. Sie lassen sich in einige thematische Schwerpunkte gliedern.

Studienplan GEOTECHNIK

GEOTECHNIK I: (Grundfach, G2)

GT I/1: 2V + 1Ü im 4. Semester
GT I/2: 2V + 2Ü im 5. Semester

Pflicht für konstruktive Vertiefer, Verkehr und Wasser
Abwählbares Pflichtfach für allg. Bauingenieurwesen

GEOTECHNIK II: (Vertiefungsfach, K2)

Kernfächer (Pflicht für alle Geotechnik-Vertiefer)	GT II/1 7. Semester	GT II/2 8. Semester
Felsmechanik	1 V	
Bodenmechanik	1 V	
Grundbau		1 V
Geotechn. Praktikum	1 P oder	1P
Entwurfskurs		2 K

Dazu Wahl einer der folgenden Varianten im Umfang von 3 SWH (Wahlpflichtfächer):

Variante A:

A1 Tunnelbauverfahren und Tunnelausstattung		2 V
A2 Analytische Methoden des Tunnelbaus		1 V

Variante B:

B1 Numerische Verfahren		2 V
B2 Beobachten und Messen im Erd- und Grundbau	1 V	

Variante C:

C1 Gründungen im offenen Wasser	1 V	
C2 Beobachten und Messen im Erd- und Grundbau	1 V	
C3 Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk		1 V

PRÜFUNGEN:

GT I - Klausur, 4 H
(entfällt bei Vertiefen und wird mit Geotechnik II abgeprüft)

GT II - Klausur, 4 H
+ mündliche Prüfung: Entwurfsaufgabe und gewählte Variante

Stuttgart, im April 1994

Wie schon erwähnt, gab es in Stuttgart aufgrund der wissenschaftlichen Arbeiten meines Vorgängers Tölke eine Tradition, sich mit Konsolidationsproblemen analytisch zu befassen. Es galt nun, diese Tradition mit den neuen Mitteln der EDV fortzusetzen. Den Anfang machte Peter Gußmann mit der Untersuchung spezieller Rand- und Anfangsbedingungen. Georg Ulrich befaßte sich mit der axialsymmetrischen Konsolidation des wassergesättigten Bodenseetones, Bernd Steinmann untersuchte die Möglichkeit, den zeitsparenden verschiebungsgesteuerten Oedometerversuch mit der konventionellen lastgesteuerten Versuchstechnik zu korrelieren, und Roland Buchmaier entwickelte ein FE-Rechenmodell unter Berücksichtigung nichtlinearen Stoffverhaltens.

Da in der Geotechnik jedes Rechenmodell durch Versuche verifiziert werden muß, wurde dank der Förderung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft nach und nach auch das dazu erforderliche experimentelle Instrumentarium geschaffen. Unseren ersten Triaxialstand setzte Bernd Thamm, unser erster Doktorand, in Betrieb, als die Anwendbarkeit des englischen Cam-Clay-Rechenmodells auf den Bodenseeton untersuchte. Heute verfügt das Institut über drei Anlagen mit je drei Versuchszellen, die dank der Entwicklungsarbeit unseres Technikers, des Herrn Mössners, computergesteuert gefahren werden.

Damit war es möglich, die regional typischen Löss (s. a. die Diplomarbeit von Volker Feeser) und vor allem die hochvorbelasteten Tonmergel systematisch zu untersuchen - eine Aufgabe, der sich insbesondere Dieter Salden, der Leiter des Versuchsbetriebes, und Erwin Gartung, ein Mitarbeiter der Bayerischen Landesgewerbeanstalt erfolgreich widmeten. Untersuchungen im Labor führten zum Aufbau einer umfangreichen Datenbank und wurden ergänzt durch Geländeuntersuchungen mit unterschiedlichen Sondierverfahren, aber auch mit der von Helmut Seeger entwickelten Seitendrucksonde. Bald wurde eine personelle Verstärkung des Labors unausweichlich, wofür Erika Sooss gewonnen werden konnte, als sich herausstellte, daß die für Dritte auszuführenden bodenmechanischen Versuche die freie Finanzierung einer solchen Stelle gewährleisten.

Eine ganze Reihe von Arbeiten war Erddruckproblemen gewidmet. Da das Institut über keine Versuchshalle verfügte, mußte auch hier aus der Not eine Tugend gemacht werden, indem auf vier verschiedenen Wegen experimentiert wurde:

- auf einem Freigelände mit einem Versuchsbecken, in dem unter Baustellenbedingungen großmaßstäbliche Erddruckversuche ausgeführt werden konnten;
- auf angemieteten Standorten in geeigneten Steinbrüchen;
- durch Kooperation mit dem Darmstädter Institut und mit dem Grundbauinstitut der Bayerischen Landesgewerbeanstalt in Nürnberg;
- durch Bauwerksmessungen.

Dank der vielseitigen Fähigkeiten unseres aus Drittmitteln finanzierten Technikers Helmut Sooss konnten die meisten der für die großmaßstäblichen Versuche erforderlichen Konstruktionen im Eigenbau hergestellt werden. Selbst Auktionen wurden wahrgenommen, um z.B. hydraulische Pressen billig zu erwerben. Bagger für die Bedienung des Freigeländes wurden uns von den Firmen Ed. ZÜBLIN und Philipp Holzmann kostenlos überlassen.

So war es möglich, im Rahmen dieses bis heute gepflegten thematischen Schwerpunktes die Erddruckentwicklung hinter hohen Schleusenwänden (Klaus Hilmer), im Arbeitsraum zwischen Verbauwand und Konstruktion (Hans Spotka), an der eingespannten Wand (Quirin Lau-mans), bei zyklisch eingprägter Wandbewegung (Norbert Vogt) oder bei Relativbewegungen (Hans-Henning Schmidt) zu klären. Erstmals wurde die Weckung des Erdwiderstandes im gewachsenen bindigen Boden großmaßstäblich untersucht (Martin Wittlinger). Die an der Fachhochschule Siegen durchgeführten Ankerplattenversuche von Hans-Dieter Gruhle gehören ebenfalls dazu.

Durch den Umstand, daß ich viele Jahre für die Grundbaunormung des DIN und in den sechziger Jahren im Arbeitskreis "Berechnungsverfahren" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau für das Teilgebiet der Böschungs-Standsicherheit verantwortlich war, ergab sich als weiterer Forschungsschwerpunkt die Beschäftigung mit der Statik der Böschungen und Geländesprünge und mit der Untersuchung geeigneter Sicherungsverfahren. Wir fingen 1970 mit den Rechenbeispielen für die damals anstehende Neufassung der DIN 4084 an und gaben ein Rechenprogramm heraus, das von vielen Ingenieurbüros übernommen wurde. Maßgebend tätig waren Hartmut Schulz, der jedoch bald zur Bundesanstalt für Wasserbau ging, wo er dieses Thema weiter verfolgte, und Peter Gußmann, der sich eingehend und kritisch mit den konventionellen Verfahren befaßte und dann das analytische Nachweisverfahren der kinematischen Elemente entwickelte, mit dem der bodenmechanische Traglastnachweis in eine allgemeinere Form gebracht wurde. Diese KE-Methode wurde bei einer Reihe von Diplomarbeiten und Dissertationen erfolgreich eingesetzt und hat mittlerweile den Weg in die Praxis gefunden. Ich nenne die Berechnung des Erddrucks übersteiler bindiger Hänge von Otto Schweikert, die Mitwirkung an der Talsperren-Sicherheitsstudie (Peter Gußmann und Hendrik Ochmann), Walter Koblers Untersuchungen bindiger Böschungen und Berthold Rillings Versuche zum Grundbruch im gestörten und ungestörten bindigen Boden, deren Veröffentlichung bevorsteht. Dazu kamen Erprobungen von Böschungssicherungen mit Geotextilien und biologischen Verfahren (Karl Malcharek), vernagelten Hangrosten (Hermann Schad und Peter Zoller) und Stützscheiben (Jianlin Ma), letzteres aufgrund von Modellversuchen in der Großzentrifuge in Bochum.

Auch der Grundbau kam nicht zu kurz. Der Standsicherheit suspensionsgestützter Schlitzte galten die wissenschaftlichen Bemühungen von Wolfgang Lutz und Sang Duk Lee. Walter Lächler erforschte die Krafteinleitung von Stahlpählen in die Pfahlkopfplatte. Zum Tunnelbau steuerten wir den Entwurf umweltfreundlicher Hangtunnelquerschnitte bei (Ulrich Smolczyk und Otto Schweikert). Hermann Kolb untersuchte die Frage, wie die Sohreibung unter langen vorgespannten Sohlplatten sich entwickelt, die wegen des Verlustes an Vorspannkraft durch die Sohreibung strittig war. Für die Basisabdichtungen von Deponien führte Jürgen Henne Untersuchungen zur Geotextilbewehrung von Tonschichten durch und entwickelte Testverfahren, die bereits zu Aufträgen aus der Baupraxis geführt haben (die Arbeit ist noch nicht veröffentlicht).

Wichtige Aufgaben nimmt das Institut auch auf dem Gebiet des Erdbaus wahr. 1976/77 untersuchte Hans-Henning Schmidt im Auftrag des Bundesverkehrsministeriums die Auswirkung von Frost und Nässe auf ein Straßenrohplanum. In neuerer Zeit hat Dieter Salden viel mit der Beurteilung von Erddämmen zu tun, seit wir eine Grundsatzuntersuchung zur sicheren Gestaltung von Erddämmen für Regenrückhaltebecken durchführten.

Bleibt, last but not least, die Grundlagenforschung auf dem Gebiet der Stoffgesetze zu nennen, die - neben bereits in anderem Zusammenhang erwähnten Beiträgen - durch die Arbeiten von Hermann Schad und Frank Breinlinger gekennzeichnet ist.

Die in diesen vielfältigen wissenschaftlichen Bemühungen dokumentierte hohe Leistungsfähigkeit meiner Mitarbeiter und ihr verlässlicher Einsatz, der zu keinem Zeitpunkt kontrolliert zu werden brauchte, sondern auf der Grundlage gegenseitigen Vertrauens erfolgte, haben mir selbst die Möglichkeit gegeben, auch außerhalb der Universität die Verbindungen zu zahlreichen ausländischen Instituten und Kollegen herzustellen und zu pflegen, die nationalen und internationalen Normungsarbeiten unseres Faches aktiv zu beeinflussen und ehrenamtliche Leitungsfunktionen im In- und Ausland zu übernehmen, die - wie ich hoffe - den Bekanntheitsgrad unseres Institutes gefördert haben und seiner Weltoffenheit dienlich waren.

Jeder Mitarbeiter hatte Gelegenheit, auch selbst zu publizieren, an internationalen Tagungen und Kongressen auf Kosten des Institutes teilzunehmen und gegebenenfalls seine wissenschaftlichen Ergebnisse der internationalen Öffentlichkeit vorzustellen.

Ich möchte abschließend allen Förderern und Auftraggebern dafür danken, daß sie uns diese Arbeit ermöglichten. Diese 25 Jahre haben aber auch eine persönliche Bedeutung für mich, denn sie umfassen meine aktive Zeit an der Universität Stuttgart. Deshalb nehme ich die Gelegenheit wahr, vor allem meinen Mitwirkenden - und dabei beziehe ich die vielen Hilfsassistenten mit ein - herzlich zu danken, daß sie gemeinsam mit mir 25 Jahre gestaltet haben, an die ich stets mit größter Freude zurückdenken werde.

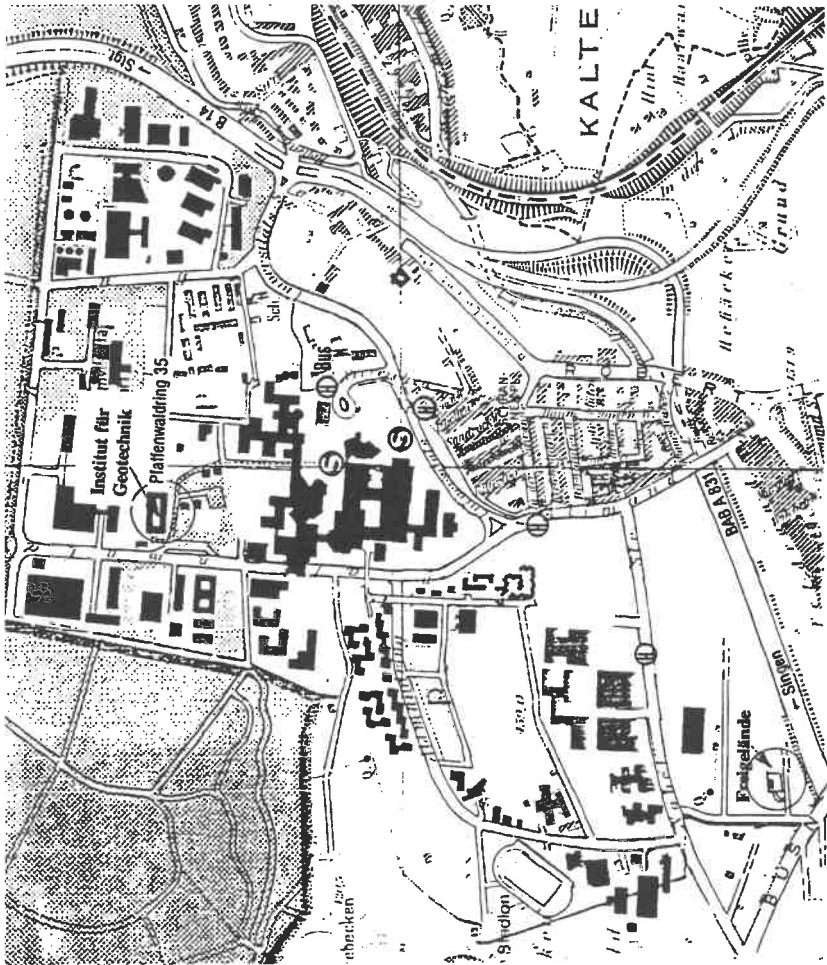


Institut für Geotechnik - Atrium



Freigelände des Instituts für Geotechnik

Lageplan des Instituts für Geotechnik



Kurzfassungen der Mitteilungshefte

Thamm, B. R. (1974)

Berechnung der Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines wassergesättigten normalverdichteten Tones

An 40 gestört vorbereiteten Dreiaxialproben von normalverdichtetem wassergesättigtem Seeton aus dem Konstanzer Bodenseegebiet wurden Versuche unter undrännierten Bedingungen durchgeführt. Sie zeigen, daß die Scherfestigkeit c_u des undrännierten Bodens mit der Tiefe z der Schicht zunimmt und daß bei vielen oberen Schichten die Annahme einer Krustenbildung mit einem größeren mittleren c_u -Wert gerechtfertigt erscheint.

Die Versuche bestätigen die von vielen Autoren vertretene Meinung, daß der Anfangstangentenmodul E ; linear von c_u abhängt.

Die aus den Versuchen gewonnenen Spannungs-Verformungs-Daten lassen sich relativ gut mit Hyperbeln nach KONDNER (1963) beschreiben, und aus der Ähnlichkeit der effektiven Spannungspfade der konsolidierten CU-Versuche läßt sich das nichtlineare Porenwasserüberdruckverhalten gut ableiten. Dabei zeigt sich deutlich, daß mit zunehmenden Scherzahlen S der Porenwasserüberdruckanteil aus der Oktaederschubspannung stark zunimmt, was zu einer erheblichen Reduzierung der effektiven Scherfestigkeit führt.

Ferner wurden 4 Dreiaxialversuche und 1 Lastplattenversuch mit einem FE-Rechenprogramm theoretisch untersucht (Bild 1 und 2). Die Auswertung zeigte, daß für die Dreiaxialversuche das Spannungsverformungsverhalten und das Porenwasserüberdruckverhalten gut vorhergesagt werden kann. - Für den Lastplattenversuch in Konstanz ergab die Auswertung der experimentell ermittelten Kraftverschiebungslinie eine Scherfestigkeit, die rund 20% größer war als der mit Dreiaxialversuchen an Konstanzer Seeton ermittelte Wert, was - da sich die obere Schicht bis zu einer Tiefe von maximal einfachem Durchmesser der Kreisplatte erstreckt - auf eine Krustenbildung zurückgeführt werden könnte.

Die Nachrechnung des Lastplattenversuchs mit den Materialwerten aus den Dreiaxialversuchen ergab daher im unteren Lastbereich größere Setzungen als die gemessenen, um bei größeren Lastbereichen nahe dem Bruchzustand geringere Setzungen vorherzusagen. Die Ergebnisse zeigen aber deutlich, daß die Setzungen bei Benutzung einer rein linear-elastischen Theorie erheblich unterschätzt werden können, selbst bei Einhaltung eines Sicherheitsfaktors von 2,0.

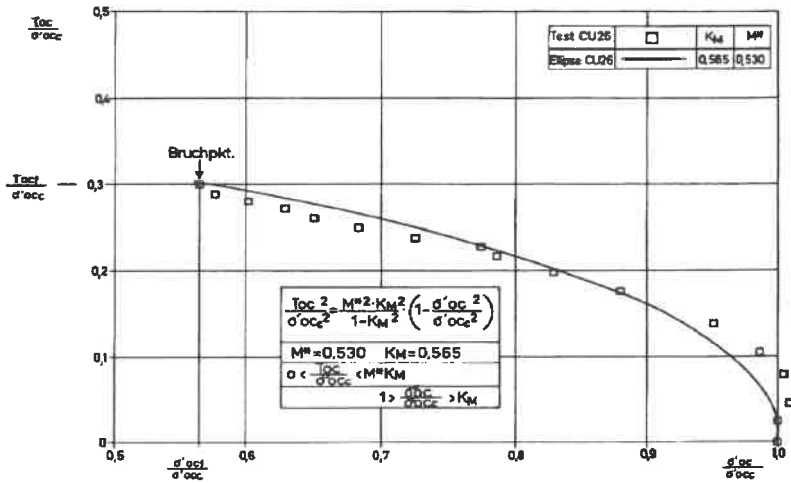


Bild 1: Effektiver Spannungspfad eines CU-Versuchs (Thamm)

Nachrechnung Lastplattenversuch Nr. 2

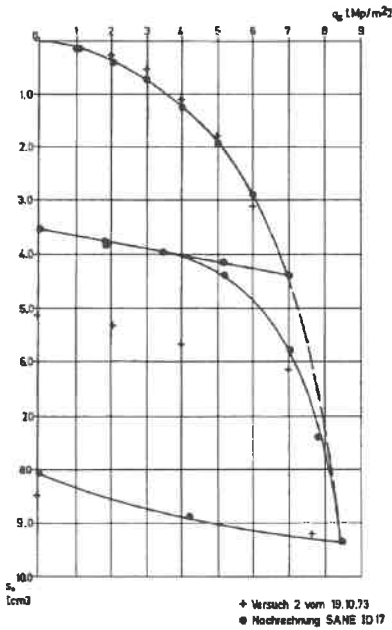


Bild 2: Nachrechnung eines Lastplattenversuchs mit Ent- und Wiederbelastungsästen (Thamm)

Gußmann, P. (1975)

Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch

Da es sich beim Grundbruch und beim Böschungsbruch physikalisch um den gleichen Bruchvorgang handelt, erscheint es sinnvoll, zum Nachweis der jeweiligen Standsicherheit eine einheitliche Theorie bzw. ein einheitliches Rechenverfahren anzuwenden; und zwar vor allem deswegen, weil es viele praktische Fälle gibt, die sich weder in das eine noch in das andere Gedankenmodell klar einfügen lassen.

Wenn man also eine einheitliche Berechnungsweise anstrebt, dürfte die Anpassung der Böschungstheorie an die Besonderheiten der Grundbruchaufgabe einfacher sein als der umgekehrte Weg.

Die Exzentrizität resultierender Fundamentkräfte, die in der Grundbruchtheorie durch eine reduzierte Ersatzfläche erfaßt wird, kann bei Anwendung der Böschungstheorie wesentlich korrekter über äußere Momente berücksichtigt werden. Damit bleibt also hauptsächlich das Problem des nahtlosen Übergangs bei den geforderten Sicherheitswerten, d. i. 2,0 bei Grundbruchberechnungen und 1,4 bei Nachweisen der Böschungssicherheit.

Vorweg einige Überlegungen des Verfassers, die nicht nur die beiden Theorien, sondern auch die Ergebnisse der experimentellen Erforschung des Grundbruchproblems einbeziehen.

- Beim Vergleich der experimentell bestimmten Grundbruchlasten mit denen nach der Grundbruchtheorie stellt man neuerdings eine ausreichende, teilweise sogar gute Übereinstimmung fest.
- Beim Vergleich der Größe der Bruchkörper beobachtet man - wie auch bei wirklichen Grundbrüchen - daß die der Grundbruchtheorie zugrundegelegte Bruchfigur in ihren Abmessungen die Größe der gemessenen teilweise beträchtlich übersteigt.
- Eine Spannungsausbreitung infolge der Fundamentlast wird bei den Lamellenverfahren der Böschungstheorie praktisch nicht berücksichtigt.
- Die Bruchbedingung, die den beiden Theorien zugrundeliegt, ist identisch.

Nur ist leider die Frage der Spannungsverteilung nicht geklärt, da es sich bei genauer Betrachtung theoretisch um ein hochgradig statisch unbestimmtes Problem handelt. Auch die Spannungsverteilung auf Grund der Plastizitätstheorie bietet keine zufriedenstellende Lösung, da sich der betrachtete Bruchkörper im Bruchzustand sicher nicht in einem vollplastifizierten Zustand befindet, wie das die Theorie voraussetzt. Die Elastizitätstheorie liefert u. a. auch wegen des Auftretens von Zugspannungen - ebenfalls keine befriedigende Alternative.

Außer dem Verfahren, eine plausible Spannungsverteilung anzunehmen, bleibt schließlich immer noch die Möglichkeit, eine bewußt stark vereinfachte und so falsche Spannungsverteilung in Kauf zu nehmen, d.h. die Fundamentlast nur in die senkrecht darunter liegenden Lamellen einzurechnen.

Um dann aber zu ähnlich großen zulässigen Spannungen wie nach der Grundbruchberechnung zu gelangen, müßte man die geforderte Sicherheit aus zwei Gründen vom Scherwinkel abhängig machen:

- Die unterschiedlichen Sicherheitsdefinitionen von Böschungstheorie und Grundbruchtheorie liefern eine von φ abhängige Sicherheit - auch wenn die halbe Grundbruchlast nach der Böschungstheorie zugrundegelegt wird.

- Durch die Vernachlässigung der Spannungsausbreitung ergeben sich bei wachsendem Scherwinkel in zunehmendem Grade zu kleine Bruchlasten.

Um diesen verschiedenen Gesichtspunkten gerecht zu werden, müßte man die geforderte Sicherheit derart vom Scherwinkel abhängig machen, daß der Sicherheitswert von 2 bei $\varphi = 0$ auf einen wesentlich kleineren Wert bei $\varphi = 45^\circ$ abnimmt. Eine einfache Möglichkeit, dies formelmäßig darzustellen, wäre beispielsweise durch den Ansatz

$$\text{erf } \eta_B = 2 - \tan\varphi$$

$$\eta_B = 2 - \mu_0 \cdot \tan\varphi \quad \text{für } p^* = p^*_B/2,$$

wobei μ_0 direkt nur noch von der Geometrie des Kreises abhängt und auch den Wert $\mu_0 = 1$ durchläuft.

Auch wenn man sich auf ein einfaches Verfahren einigen könnte, die Verteilung der von der Fundamentlast verursachten Bodenspannungen besser zu erfassen als die Annahme der nur senkrechten Kräfteinleitung, erhielte man einen vom Scherwinkel abhängigen Sicherheitswert (s. Bild 22). Da die Berücksichtigung einer Spannungsausbreitung die rechnerische Sicherheit wieder auf zweifache Weise beeinflusst, nämlich über die Sicherheitsdefinition und über die geänderte Bruchspannung, müßten hier allerdings höhere Sicherheitswerte verlangt werden als bei der Rechnung nach der einfachen Annahme.

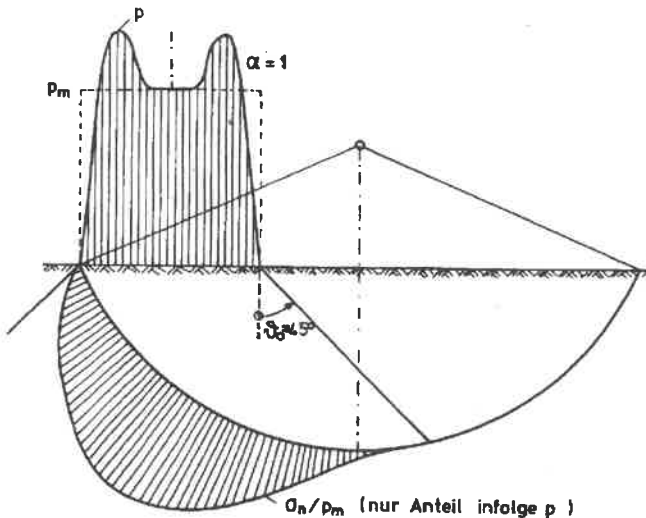


Bild 11: Statisch bestimmte Normalspannungsverteilung infolge einer ungleichmäßigen Sohldruckverteilung

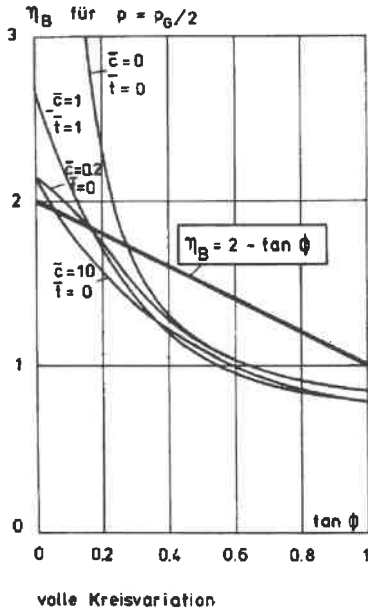


Bild 24: Bruchsicherheit η_B , bezogen auf die halbe Grundbruchlast und bei voller Kreisvariation im Vergleich mit der Näherung

Feeser, V. (1975)

Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß

Im Grundlagenteil dieser Arbeit konnte die Bedeutung der Genese auf das Gefüge des Primärlösses herausgestellt werden. In erster Linie trat in diesem Zusammenhang die Verkarbonatisierung des Korngerüsts in den Vordergrund.

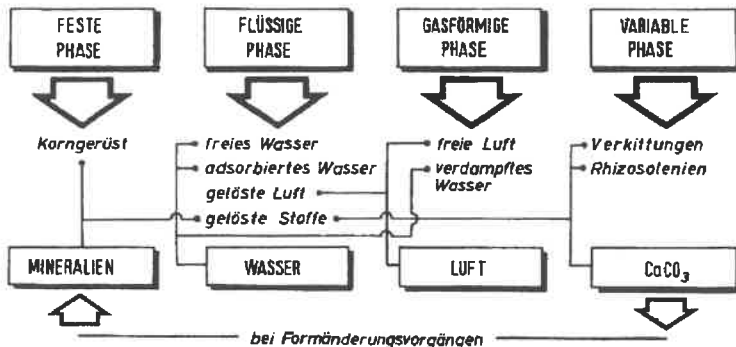
Im weiteren Verlauf konnte die Tragweite dieses genetischen Prozesses für bodenmechanische Belange abgesteckt werden. Es zeigte sich, daß der Löß infolge seines spezifischen Aufbaus nicht als bindiger Erdstoff im Sinne der Definition eines Dreiphasensystems betrachtet werden kann, sondern vielmehr eine Ausnahmestellung einnimmt. Er setzt sich demnach aus einer festen, flüssigen, gasförmigen und einer "variablen" Phase zusammen.

Die Bezeichnung "variable" Phase wurde im Hinblick auf ihre wechselnde Bedeutung bei Formänderungsvorgängen gewählt, wo sie im Anfangsstadium der Belastung noch eine selbständige, tragende Funktion ausübt, um sich bei weiterer Laststeigerung der festen Phase unterzuordnen. In diesem Zusammenhang konnte die mechanische Bedeutung der Rhizosolenien, wie sie im Grundlagenteil hypothetisch unterstellt wurde, durch Versuche bestätigt werden. Dieser Einfluß wurde in der Literatur bisher noch nicht erwähnt.

Durch Ermittlung der Kornverteilung nach verschieden hoher Belastung im Oedometer gelang es, den Kollapsmechanismus zu quantifizieren. Wie zu erwarten war, bestätigte sich die Aussage von KANE (1973), wonach dieser Kollapsmechanismus sowohl im Dreiaxialversuch als auch im Kompressionsversuch als Scherphänomen gedeutet wird. Demzufolge ist das mechanische Verhalten des Lösses durch seine Scherfestigkeit, ausgedrückt als eine Funktion der effektiven Spannungen, bestimmt.

Im weiteren Verlauf konnte die Auffassung widerlegt werden, daß die Übertragung von bodenmechanischen Kennwerten ähnlicher Böden auf ein anderes Gebiet, wie es häufig vorgeschlagen wird (u.a. ZWECK 1957), aus genetischen Gründen nicht möglich ist. Im Hinblick darauf wurde die Schaffung von "Lößregionen" vorgeschlagen.

Um eine aussagekräftige Klassifizierung vornehmen zu können, reichen die Bestimmungsverfahren nach den einschlägigen Vorschriften nicht aus. Es wurden Vorschläge für effektivere Verfahren unterbreitet.



Hilmer, K. (1976)

Erddruck auf Schleusenkamerwände

Als wichtigste Empfehlungen aus den eigenen Untersuchungen sind zu nennen:

1. Bei der Berechnung der Schleusen sind zwei Lastfälle besonders kritisch:

Lastfall d: Erddruck aus Hinterfüllung (Ruhedruck), leere Schleuse, Temperaturbelastung - Erwärmung der Kammer innen (Zusatzerddruck $\Delta E_{h,T}$)
Dieser Lastfall bringt die größten Zugspannungen an der Mauerrückseite.

Lastfall b: Erddruck aus Hinterfüllung und Abkühlung der Kammer innen (aktiver Erddruck), Schleuse auf Oberwasser (Zusatzerddruck $\Delta E_{h,w}$).
Dieser Lastfall bringt die größten Zugspannungen an der Kammermauer innen. Anstatt des aktiven Erddrucks und des Zusatzerddrucks infolge Kammerfüllung kann vereinfacht auch der Ruhedruck angesetzt werden.

Bei der Ermittlung des Zusatzerddrucks infolge Temperaturbelastung ΔT bzw. Wasserdruk in der Schleusenammer kann bei einer Vorbemessung ein vereinfachter Betungsmodulverlauf nach Abschnitt 8.1.5. angenommen werden. Als Temperaturdifferenz wird $\Delta T=30^{\circ}\text{C}$ empfohlen.

2. Als zweite wichtige Erkenntnis gilt, daß möglichst beide Schleusenammerseiten teilhinterfüllt werden, also auch die Sparbeckenseite. Dadurch kann erreicht werden, daß ungünstige Zugspannungen auf der Kammerinnenseite vermieden werden, d.h. nur noch Druckspannungen auftreten. Auf der Erdseite werden die Zugspannungen bei Teilhinterfüllung geringer als bei voller Hinterfüllung. Diese Empfehlung hätte zur Folge, daß die Sparbecken nicht mehr steigend, sondern fallend angeordnet würden. Eine weitere Möglichkeit bestünde auch darin, die Sparbecken etwas von der Schleuse abzurücken, wie dies bereits bei der Schleuse Uelzen getan wurde.

Die Teilhinterfüllung auf der den Sparbecken abgewandten Kammerseite wird oft aus landschaftsgestalterischen Gründen abgelehnt. Auch aus betriebstechnischen Gründen soll der Fahrweg auf dieser Kammerseite erhalten bleiben, um bei Reparaturarbeiten an den Schleusentoren die Zufahrt mit schweren Kranfahrzeugen zu ermöglichen. Ein Kompromißvorschlag wäre hier eine geböschte Hinterfüllung.

Der Vorteil der vollen Hinterfüllung besteht darin, daß die Bewegung der Kammermauer in den Lastfällen "Kammerfüllung" und "Temperaturverformung" geringer sind als bei Teilhinterfüllung. Dies wirkt sich günstig auf die Fugenbänder aus, vor allem im Anschlußbereich der starren Ober- und Unterhäupter an die ersten Kammerlamellen.

3. Der Bauablauf und der Hinterfüllvorgang beeinflussen vor allem bei nicht felsigem Untergrund das Verformungsverhalten der Schleuse und damit die Erddruckgröße und deren Verteilung. Es wird deshalb empfohlen, bei hohen Schleusen, zusammengesetzten Querschnitten und ungünstigen Untergrundverhältnissen die Finite-Element-Berechnung zur Ermittlung der Erddruckspannungen einzusetzen. Dabei können sicher verbesserte Stoffansätze für den Untergrund, das Hinterfüllmaterial und den Beton noch zuverlässigere Ergebnisse liefern.

4. Eine "Härtung", d.h. eine Zunahme der Erddruckspannungen infolge der zyklischen Bewegung der Schleusenwand konnte bei den Modellversuchen nicht festgestellt werden. Auch bei den ausgewerteten zahlreichen Baustellenmessungen trat diese Besonderheit nicht auf. Für die Wolgograder Schleuse, deren Verhalten der eigentliche Anlaß zu diesen Bedenken war, hat Shcherbina eine Erklärung für die dort beobachtete Erddruckzunahme gefunden.

Durch eine möglichst gleichmäßige Verdichtung der Hinterfüllung werden Sackungen und Verspannungen vermieden. Dabei hat eine mitteldichte bis dichte Lagerung auch den Vorteil, daß die Bewegungen der Schleusenwände verringert werden.

5. Der Ansatz eines Verdichtungsdruckes im oberen Wandbereich kann nach Spotka gewählt werden. Da der Verdichtungsdruck durch die zyklische Bewegung der Schleusenwand abgebaut wird und seine Größe gegenüber den übrigen Erddruckgrößen klein ist, kann bei hohen Schleusen evtl. auf eine gesonderte Berücksichtigung verzichtet werden.
6. Der horizontale Erddruck infolge Kranbahnlasten kann nach der Theorie des elastisch isotropen Halbraums (Boussinesq) berücksichtigt werden. Dabei wird empfohlen, die nach Boussinesq errechneten Werte zu verdoppeln.
7. Bei der Berechnung des Erddrucks aus der Hinterfüllung kann ein Wandreibungswinkel $\delta = 2/3 \varphi$ angenommen werden. Bei den Lastfällen "Erddruck aus Hinterfüllung plus Zusatzerddruck infolge Wasserdrucks in der Schleuse bzw. aus der Temperaturänderung" kann an der Mauerrückseite ein Wandreibungswinkel bis $1/2 \varphi$ angesetzt werden.

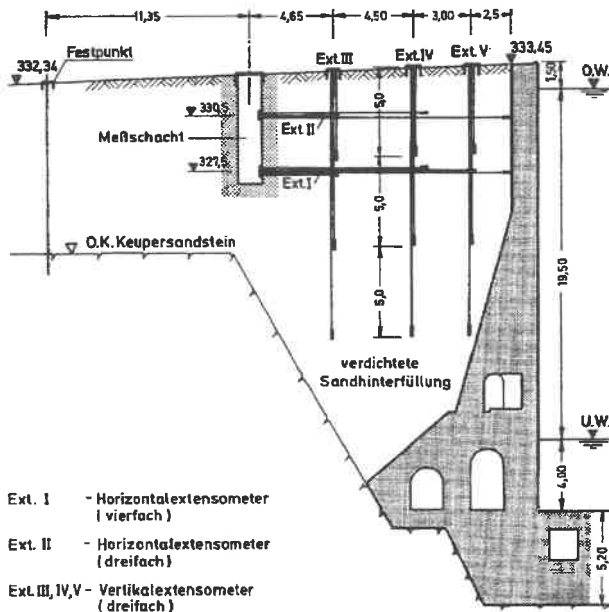


Bild 25: Extensometeranordnung in einem Querschnitt der Schleuse Nürnberg Süd

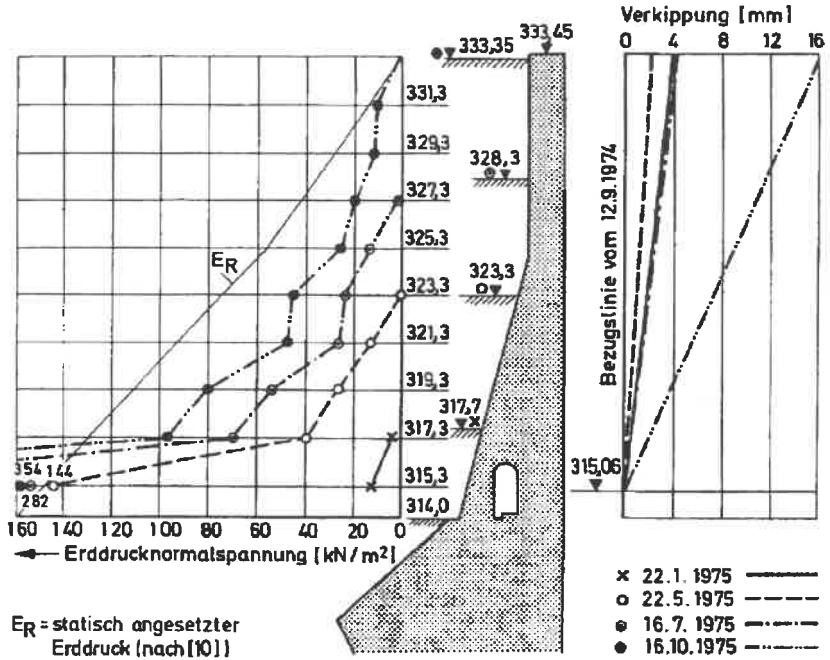


Bild 27: Erddruck und Wandverkipfung während der Hinterfüllung

Laumans, Q. (1977)

Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens

Das Problem der ebenen, im Boden eingespannten Wand wird numerisch mit Finite Elementen behandelt und mit den Ergebnissen einer experimentellen Untersuchung verglichen, bei der eine biegeweihe Wand von 80 cm Tiefe und 120 cm Länge in einen mitteldicht bzw. dicht gelagerten Sand eingespannt war. Der verwendete Sand war zuvor in dem in drei Richtungen verschiebungsgesteuerten Schergerät von Gudehus in Karlsruhe unabhängig untersucht worden. Aus den dort erhaltenen Ergebnissen ließ sich das Verformungsverhalten des Sandes bei eingeschränkter und uneingeschränkter Dilatanz erkennen. Das war Anlaß zur Entwicklung elasto-plastischer Stoffgesetze für Zustände vor und während dem Bruch. Sie wurden in die numerische Berechnung eingeführt.

Auf diese Weise konnte der horizontale "Bettungsmodul" aus dem Scher- und Kompressionsverhalten des Materials erklärt werden, wobei sich eine gute Übereinstimmung theoretischer und experimenteller Befunde zeigt. Die Dilatanz hatte allerdings nur einen relativ geringen Einfluß auf das Globalverhalten der Wand. Das läßt sich insofern einsehen, als dies weitgehend vom Verschiebungszustand in der oberen Verdrängungszone abhängig ist, wo eine uneingeschränkte Scherverformung vorherrschend ist.

Abschließend wird eine praxisorientierte Näherungslösung entwickelt auf der Grundlage von Erdwiderstandsbeiwerten. Sie wurden aber unabhängig von den Vorlagen im Fachschrifttum nach der Theorie von Sokolowski neu berechnet unter Berücksichtigung der über die Wandhöhe veränderlichen Wandreibung.

Der versuchstechnische Teil der Arbeit erfolgte im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms "Spannungs- und Verformungsverhalten der Böden". Die daran anschließenden umfangreichen theoretischen Arbeiten des Autors bilden zusammen mit den Versuchen seine Dissertation, deren grundlegende Bedeutung nicht zuletzt auch dadurch anerkannt wurde, daß sie 1976 mit dem Jahrespreis des Vereins der Freunde der Universität Stuttgart ausgezeichnet wurde.

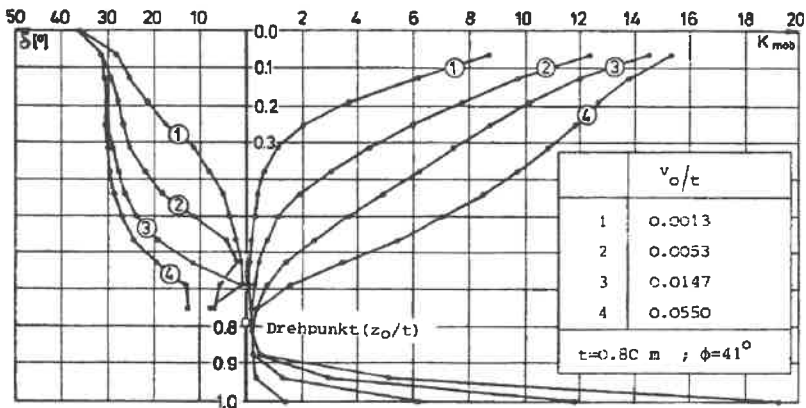
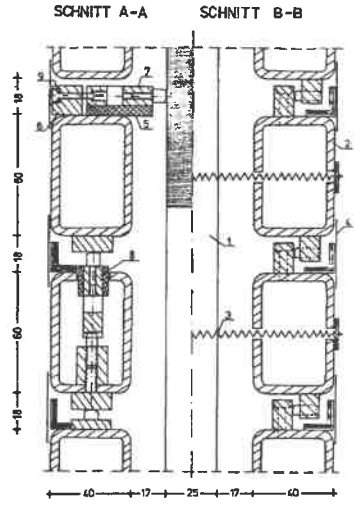
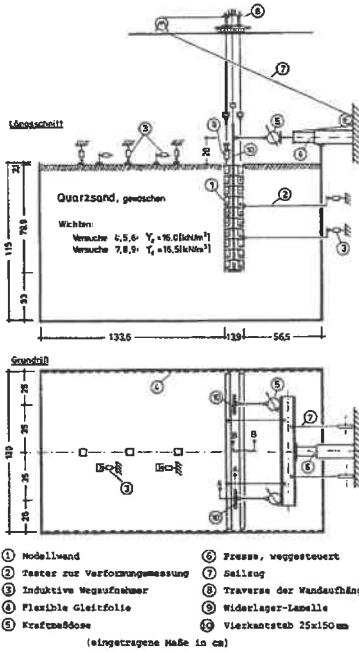


Bild 6.04: Wandreibungswinkel δ_{mob} und Erdwiderstandsbeiwerte K_{mob} als Funktion der Wandreibung (FE-Berechnung)



Schnittführung siehe Bild 2.01

- 1 Vierkantstab 25x150
- 2 Lamelle 60x60x4
- 3 Zugfeder
- 4 Dichtungstreifen
- 5 Schaumstoff
- 6 Widerlager des Kraftaufnehmers
- 7 horizontaler Kraftaufnehmer
- 8 lotrechter Kraftaufnehmer
- 9 Tellerfedern

Bild 2.01: Modellwand mit Belastungsvorrichtung; **Bild 2.02:** Konstruktion der Modellwand

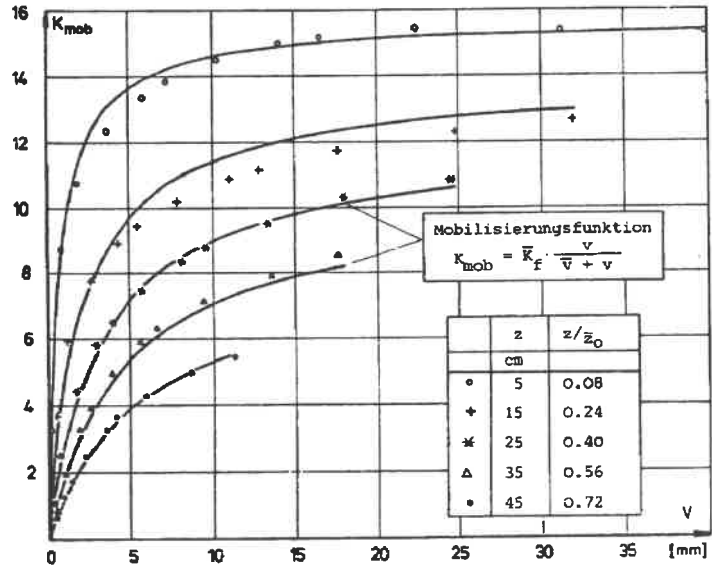


Bild 6.05: Weckung des Erdwiderstands (FE-Berechnung)

Lächler, W. (1977)

Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse

Im Bereich der Kopfanschlüsse von Stahlpfählen treten in Pfahlkopfplatten sehr hohe örtliche Beanspruchungen auf. In der Praxis wurde bisher mit erheblichem Aufwand versucht, diese Spannungsspitzen auf die für Beton zulässige Druckspannung abzubauen. Dabei ergaben sich recht umständliche und aufwendige Konstruktionen. Aufgabe der vorliegenden Arbeit ist es, eine Vereinheitlichung und Vereinfachung dieser Anschlüsse zu erreichen.

Wenn man annimmt, daß Beton unter bestimmten Voraussetzungen erheblich höhere Spannungen als die in DIN 1045 festgelegte Würfeldruckfestigkeit aushält, erscheint es nicht erforderlich, die im Stahlprofil vorhandenen Spannungen bis auf die zulässige Betonpressung abzubauen. In der Übergangszone Stahl-Beton werden sich zwar plastische Bereiche ausbilden. Solange diese Plastifizierung aber örtlich begrenzt bleibt und nicht progressiv zum Bruch führt, besteht keine Gefahr für die Konstruktion.

Anhand von Versuchen und theoretischen Überlegungen soll im folgenden nachgewiesen werden, in welchen Fällen die obige Annahme gerechtfertigt ist.

Hinweise für die praktische Anwendung:

In den bisherigen Ausführungen wurde vom Einzelpfahl ausgegangen. Da im praktischen Fall stets mehrere Pfähle nebeneinander stehen und sich gegenseitig beeinflussen, muß noch untersucht werden, wie die bisherigen Ergebnisse in dieser Richtung verallgemeinert werden können. Dazu muß der Einflußbereich des Einzelpfahls abgegrenzt werden. Mit ausreichender Genauigkeit kann dies aus dem Ringzugspannungsverlauf ermittelt werden.

Zunächst besteht die Möglichkeit, die Pfahlkopfplatte als im Vergleich zu den Pfahlquerschnitten sehr groß zu betrachten; dann wird der Spannungsverlauf dem im unendlichen Halbraum entsprechen. Die Spannungen aus den einzelnen Pfählen werden sich überlagern. Schon bei einem geringen Pfahlabstand erzeugt der benachbarte Pfahl Ringdruckspannungen. Dies bedingt eine Entlastung der Einleitungszone. Nur bei sehr dicht stehenden Pfählen, was z. B. bei Schrägpfählen möglich ist, können höhere Tangentialspannungen auftreten.

Die Pfahlkopfplatte kann nun andererseits auch in Teilflächen zerlegt werden, die sich gegenseitig nicht beeinflussen. Das geschieht am einfachsten durch konzentrische Kreise um die einzelnen Profilschwerpunkte, die sich nicht überschneiden dürfen. Damit sind die Teilflächenverhältnisse gegeben, und das weitere Vorgehen entspricht dem des Einzelpfahls. Im übrigen zeigt sich, daß diese Betrachtungsweise wesentlich höhere Ringzugspannungen liefert, als durch Überlagerung im Halbraum möglich sind und damit weit auf der sicheren Seite liegt.

Eine zusätzliche Erhöhung der Bruchspannung durch Einbau einer stärkeren Wendel als erforderlich zur Abdeckung der Bruchzugspannung ist zwar möglich, aber davon sollte in der Regel kein Gebrauch gemacht werden. In Ausnahmefällen können auch noch genauere Untersuchungen angestellt werden.

Im praktischen Fall kann im einzelnen wie folgt vorgegangen werden: Zunächst wird die Pfahlkopfflatte entsprechend obiger Ausführung in Teilflächen zerlegt. Anhand der einzelnen Teilflächenverhältnisse ist es nun möglich, die zugehörige Bruchspannung zu ermitteln. Bei geeigneter Profilform (Abmessungen kleiner 400 mm), wenn mit einer Verspannung des Betons innerhalb des Profils gerechnet werden kann, ist noch eine Erhöhung dieser Bruchspannung möglich. Die bei diesem Teilflächenverhältnis auftretende Ringzugspannung muß nun durch eine Wendelbewehrung abgedeckt werden. Der Wendeldurchmesser sollte etwa dem 1,5 - 1,7 fachen Durchmesser der Aufstandsfläche entsprechen. Bei Trägerprofilen wird zweckmäßig ein Ersatzradius ermittelt (aus einer Kreisfläche mit gleichem Inhalt wie das umrissene Profil). Die Dicke des Wendelstabs sollte zwischen $\varnothing 8$ und $\varnothing 16$ (BSt. 42/50) gewählt werden, die Ganghöhe zu 5 cm. Die Höhe der oben und unten verschweißten Wendel wird so gewählt, daß sie den Einleitungsbereich nach NAVIER umfaßt.

Ferner wird noch darauf hingewiesen, daß die Teilbelastungsfläche ~ 10 cm in den Betonkörper einbinden sollte. Dieses Maß ergibt sich aus konstruktiven Überlegungen (Herstellungstoleranzen) und um Abplatzen der Betonoberfläche zu vermeiden.

Die bisher gemachten Angaben gelten zunächst nur für Randbedingungen, wie sie bei den Versuchskörpern angenommen wurden - eine gleichmäßige Auflagerung des Betonkörpers, ohne jeden Biegeeinfluß (im Betonkörper). Diese Annahme ist für massive Bauwerke des Tiefbaus zutreffend. Ergänzend dazu wurde in einer besonderen Versuchsreihe nachgewiesen, daß eine Einleitung der Teilflächenpressung in dem Querdruckbereich einer Biegebeanspruchung keine zusätzliche Sprengwirkung verursacht. Vielmehr tritt hier als Versagensursache primär Durchstanzen auf. Wie gesondert nachgewiesen, hat die örtliche Überbeanspruchung jedoch keinen Einfluß auf die Durchstanzlast. Der Nachweis kann somit auch hier nach DIN 1045 geführt werden. Für kritische Fälle wurde noch darauf hingewiesen, daß der Nachweis nach MOE genauere Ergebnisse liefert.

Ergänzend soll hier noch kurz auf das Problem des Pfahlkopfanschlusses im Zugbereich einer auf Biegung beanspruchten Platte eingegangen werden. Die einfachste Möglichkeit wäre zunächst, den Pfahl bis in den Druckbereich zu verlängern, falls dies vom Gesichtspunkt des Durchstanzens her möglich ist. Andernfalls muß im Bereich der Kräfteinleitung eine Querdehnungsbehinderung erzeugt werden. Dies geschieht am einfachsten wieder durch Umschnürung mit einer Wendel. Es ist anzunehmen, daß der umschnürte Beton nicht im gleichen Maße einer Querkzugbeanspruchung unterliegt wie der umgebende. Damit ist eine Verspannung innerhalb der Wendel möglich. Die Berechnung der Wendel kann dann näherungsweise in Anlehnung an den Nachweis umschnürter Stützen erfolgen.

Auf die Frage der Sicherheit gegen Bruch sollte in diesem Zusammenhang ebenfalls noch eingegangen werden. Üblicherweise geht man im Stahlbetonbau von Sicherheiten $\nu = 1,75 - 2,1$ aus. Der Dauerlasteinfluß muß mit dem Faktor 0,8 berücksichtigt werden, da alle durchgeführten Versuche Kurzzeitversuche waren. Für den Sicherheitsbeiwert wird deshalb $\nu = 2,5$ vorge schlagen.

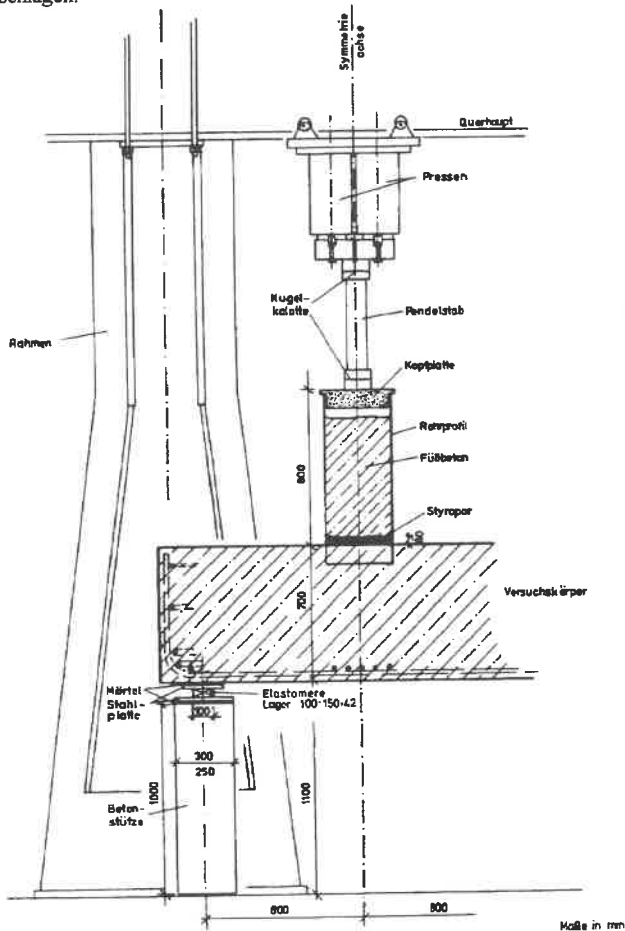
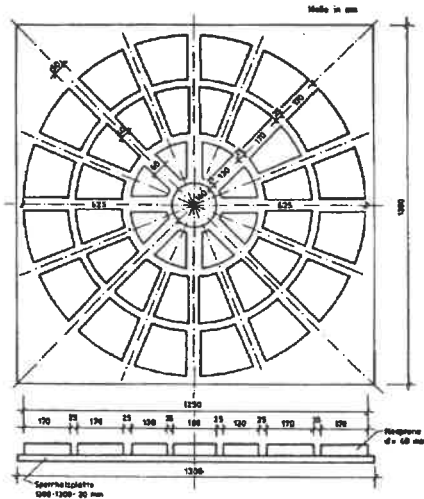
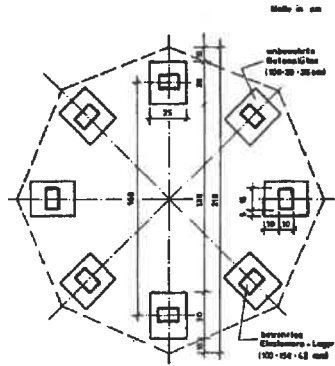


Bild A03: Versuchsaufbau im Detail



Auflagerplatte für die
Versuche der Reihen D und E



Anordnung der Auflager für die
Versuche der Reihen A, B und C

Bild A04: Auflager der Versuchskörper

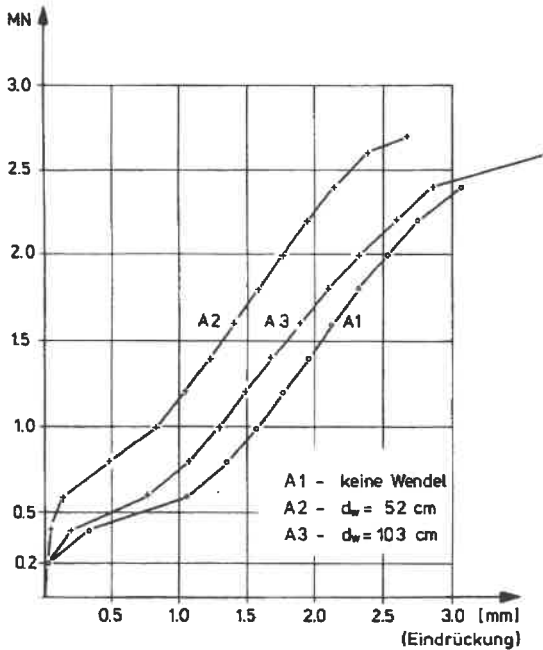


Bild A01: Eindrückung der Rohrprofile in die Stahlbetonplatte unter N-Belastung

Spotka, H. (1977)

Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand

Die vorliegende Arbeit hatte das Ziel, den Erddruck bei Sand infolge Verdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten und lagenweisem Einbau festzustellen. Sowohl bei den durchgeführten großmaßstäblichen Versuchen als auch bei den theoretischen Überlegungen konnte einwandfrei zwischen einem Erddruck infolge Bodeneigengewicht und einem Erddruck infolge Verdichtung unterschieden werden. Entgegen der bisherigen Annahme tritt der Erddruck infolge Verdichtung auch auf, wenn als Ausgangszustand der aktive Erddruck vorhanden ist. Die wichtigsten Versuchsergebnisse zusammengefaßt:

- der Erddruck infolge Verdichtung erreicht innerhalb der Tiefenwirkung des Rüttlers ein Maximum und wächst mit zunehmender Verdichtungsarbeit an;
- der Erddruck infolge Verdichtung verschwindet mit zunehmender Tiefe;
- der Erddruck infolge Verdichtung ist unabhängig von der Arbeitsraumbreite.

Wenn man mittels vereinfachter Annahmen die maximale Kraft berechnet, die während der Verdichtung in den Boden eingeleitet wird, und die vertikale Spannungsverteilung ermittelt, kann über einen Erddruckbeiwert K_u , gleich Erdruchdruckbeiwert bei Entlastung, die verbleibende Horizontalspannung im Boden infolge Verdichtung festgestellt werden. Ausgehend von dieser "genauen Berechnung" wurde ein einfaches Näherungsverfahren zur Erfassung des Verdichtungserddrucks entwickelt für die Ausgangszustände Erdruchdruck und aktiver Erddruck. Die Gegenüberstellung mit den Versuchsergebnissen zeigte eine gute Übereinstimmung.

Nun lassen sich diese Ergebnisse nur bedingt verallgemeinern, da die Untersuchungen nur für eine Sandart erfolgten und sich auf eine bestimmte Gruppe von Verdichtungsgeräten beschränkten. Zweifelsohne tritt jedoch ein Erddruck infolge Verdichtung auch bei anderen Bodenarten auf, auch wenn hier andere Verdichtungsgeräte zum Einsatz kommen. Über die Größenordnung kann nichts gesagt werden, denn dazu bedarf es weiterer Untersuchungen. Man muß sich bei der Bemessung von Stützbauwerken bei lagenweiser, verdichteter Hinterfüllung im klaren sein, daß außer der Bemessungsgrundlage aktiver Erddruck oder Erdruchdruck ein Erddruck infolge Verdichtung auftritt, der für die Bemessung der Bauwerksabmessungen eine nicht zu vernachlässigende Rolle spielt.

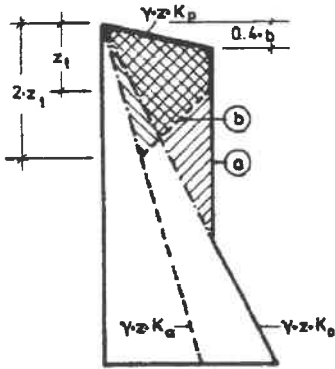


Bild 62: Näherungsverfahren zur Erfassung des Verdichtungsdrucks
 a: Bemessungsgrundlage Erdruchdruck
 b: Bemessungsgrundlage aktiver Erddruck
 z_1 = Einflußtiefe des Rüttlers (s. Anlage A 4/1)

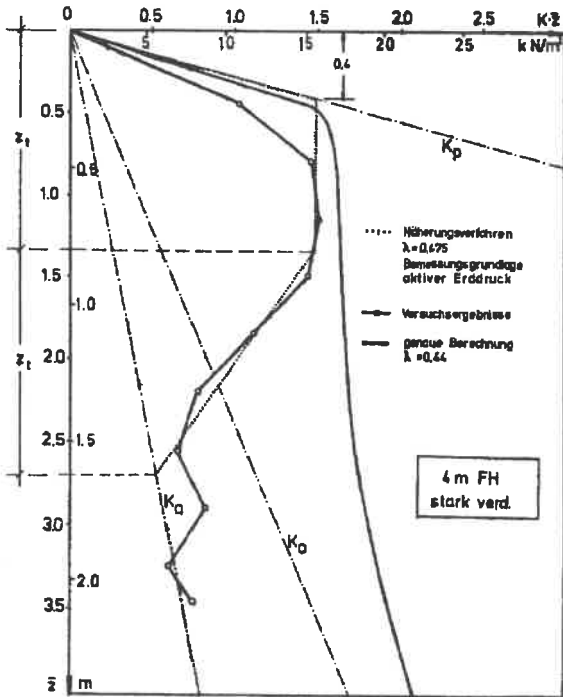


Bild 72: Gegenüberstellung Versuch - Rechnung

Schad, H. (1979)

Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben

Mit der Anwendung von FE-Programmen im Grundbau wurde die Frage aktuell, mit welchen Stoffgesetzen diese Berechnungen durchgeführt werden können und sollen. Denn das ausgeprägt nichtlineare Verhalten des Bodens läßt sich mit dem Hookeschen Gesetz nicht beschreiben.

Für die Formulierung und Implementierung von Spannungs-Verzerrungsbeziehungen zur Berechnung komplexer Probleme aus der Baupraxis ergeben sich im wesentlichen folgende Kriterien:

1. Das Stoffgesetz soll möglichst einfach in ein FE-Programm implementiert werden können. Daraus ergibt sich die Forderung nach einem klaren modularen Aufbau.
2. Das Stoffgesetz soll durch möglichst wenige Parameter definiert sein. Diese sollen entweder durch einfache Versuche bestimmt werden können oder aber in einem direkten Zusammenhang zu einfach meßbaren Kennwerten stehen.
3. Die Berechnung muß wirtschaftlich sein. Um die Rechenzeiten niedrig zu halten, ergibt sich der Zwang zur Optimierung der Rechentechniken, die die Nichtlinearität simulieren.

In der vorliegenden Arbeit wurden nun zwei grundsätzlich verschiedene Stoffgesetze, ein hypo-elastisches und ein elastoplastisches, formuliert, in ein FE-Programm implementiert, die entsprechenden Stoffparameter für einen schwach vorbelasteten Ton bestimmt und FE-Berechnungen von zwei typischen Randwertproblemen (Lastplatte und Baugrube) des Grundbaus durchgeführt.

Die Nachrechnung des Lastplattenversuchs zeigt, daß das elasto-plastische Modell gut geeignet ist zur Bestimmung der Traglast, nicht jedoch für die Ermittlung der Verformungen. Mit den hypo-elastischen Modellen ergibt sich eine brauchbare Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung sowohl bei der Traglast als auch bei den Verformungen.

Bei der Berechnung einer ausgesteiften Baugrube zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den verschiedenen pseudo-elastischen Modellen. Der Vorteil des neu formulierten Stoffgesetzes NOEL gegenüber dem Gesetz von Duncan/Chang liegt weniger in der besseren Approximation der Realität als vielmehr in der einfacheren Bestimmung der Stoffkonstanten, der klareren mathematischen Formulierung und der größeren numerischen Stabilität.

Für die Formulierung und Implementierung von Stoffgesetzen können folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

1. Nichtlinear-elastische Stoffgesetze vom Typ der inkrementellen Hookeschen Formulierung (z. B. Noel, Duncan/Chang) sind geeignet zur Berechnung von Verformungen, solange an keinem Punkt des Kontinuums Fließen oder Bruch auftritt oder wenn diese Zonen relativ klein sind.
2. Linearelastisch-idealplastische Modelle und elastoplastische Modelle mit einem großen linear-elastischen Bereich sind geeignet zur Berechnung von Grenzlasten und kritischen Bereichen; zutreffende Aussagen über Verformungen sind jedoch erst dann möglich, wenn Verfestigungsgesetze implementiert werden, die das nichtlineare Verhalten des Bodens schon weit vor dem Erreichen der Versagensfläche beschreiben.

3. Für die quantitative Beurteilung einer nichtlinearen FE-Berechnung ist die exakte numerische Simulation der Nichtlinearität durch entsprechende inkrementelle/iterative Verfahren sowie die Art der Einteilung des Kontinuums in Elemente von entscheidender Bedeutung. Als sehr effektiv hat sich in dieser Arbeit ein modifiziertes Newton-Raphson-Verfahren (Kombination von Methode der tangentialen Steifigkeit und Methode der Anfangslasten) erwiesen. Durch eine weitere Verbesserung der inkrementellen/iterativen Verfahren und die Entwicklung neuer Elementtypen, z. B. gemischter Elemente (Formulierung auf der Basis des Prinzips von Hellinger-Reissner), kann die Effektivität noch gesteigert werden.
4. Die Drehung der Verzerrungshauptachsen gegenüber den Spannungshauptachsen kann qualitativ mit elasto-plastischen Modellen erfaßt werden. Dadurch, daß die elastischen Verzerrungsinkremente koaxial sind zum Spannungsinkrement und die plastischen Verzerrungsinkremente koaxial zur Gesamtspannung, ergibt sich aus dem Verfestigungsgesetz eine Hauptachseneindrehung. Eine quantitative Erfassung der Hauptachseneindrehung wird aber erst durch Einführung anisotroper Stoffgesetze möglich. Bei der Durchführung von Versuchen und der Formulierung von Stoffgesetzen sollte sowohl die Anisotropie im Ausgangszustand als auch die Anisotropie, die sich infolge der Belastungsschicht ergibt, durch geeignete Parameter erfaßt werden.
5. Aus der Beobachtung von Labor-, Feldversuchen und realen Problemen (z.B. Hangrutschungen) ist bekannt, daß die Bewegungen häufig durch die Entstehung diskreter Gleitzonen verursacht werden. Man spricht daher auch von Linienbrüchen. Es wird zu untersuchen sein, ob die in der Felsmechanik angewandte Technik des Einfügens spezieller Kontaktelemente bei Gleitflächen auf die Bodenmechanik übertragen werden kann. Eine besondere Schwierigkeit ergibt sich aus der Tatsache, daß die Lage der Gleitlinien nicht von vornherein festliegt, sondern sich erst im Lauf der Belastungsgeschichte ergibt.
6. Es ist noch eine Steigerung der Effektivität notwendig und möglich: sowohl durch eine Verbesserung der inkrementellen/iterativen Verfahren als auch durch die Entwicklung neuer Elementtypen (gemischte und hybride Elemente). Um auch die Gleitflächenausbildung erfassen zu können, müssen die numerischen Verfahren noch erweitert werden.

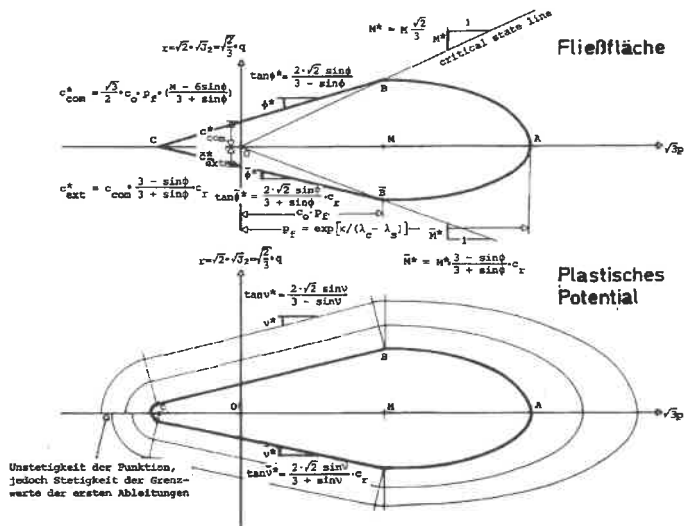


Bild 2.12: Fließfläche und plastisches Potential in der hydrostatischen Ebene

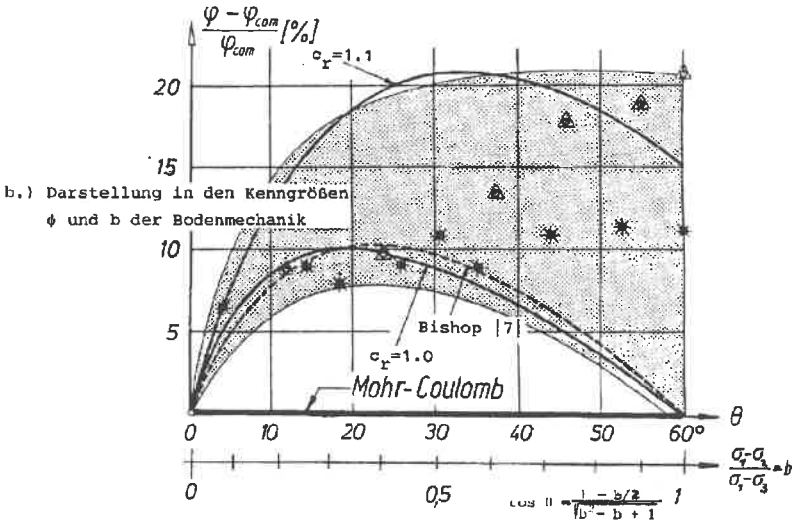
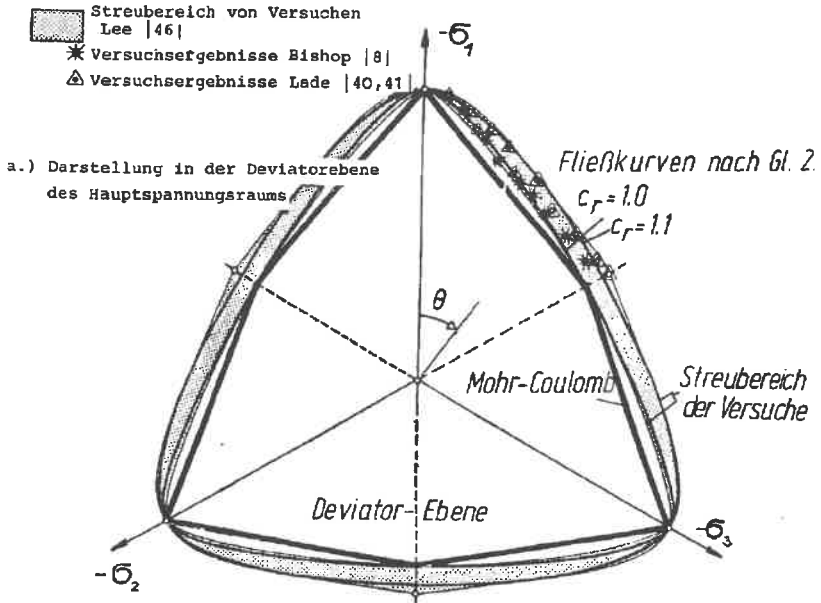


Bild 2.17: Vergleich von Versuchsergebnissen mit hypothetischen Fließflächen in der Deviatorenebene

Ulrich, G. (1980)

Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden

Im experimentellen Teil dieser Arbeit wurden kraft- und verschiebungsgesteuerte Plattendruckversuche auf normalkonsolidierten Tonböden mit weicher bis breiiger Konsistenz durchgeführt.

Eine Erweiterung des herkömmlichen, kraftgesteuerten Plattendruckversuchs nach DIN 18 134 bestand darin, eine verschiebungsgesteuerte Versuchsvariante einzuführen, bei der die Lastplatte nach einer linearen Weg-Zeitfunktion abgedrückt und die sich einstellende Druckkraft gemessen wurde.

Bei allen Versuchen wurden neben der Setzung und der Druckkraft als besondere Meßgröße der Porenwasserüberdruck im Halbraum unter der Lastplatte eingeführt. Als Besonderheit ergab sich bei den verschiebungsgesteuerten Versuchen ein annähernd stationärer Porenwasserüberdruck-Plateauwert trotz Belastungszunahme. Hierbei tritt der Vorgang des Auspressens von Porenwasser in einen Endzustand, bei dem der Porenwasserüberdruck asymptotisch einem Endwert zustrebt. Bei den kraftgesteuerten Versuchen war es möglich, durch eine kombinierte elektrohydraulische Steuer- und Registriereinrichtung die Setzung nach etwa 500 ms nach Aufbringen einer Laststufe zu messen. Diese Setzung wurde im folgenden mit der theoretischen "Sofortsetzung" verglichen.

Im theoretischen Teil der Arbeit wurde zunächst das Problem der schlaffen, verschiebungsgesteuerten Lastplatte auf der Grundlage der Konsolidationstheorie nach Heinrich und Desoyer durch Einführen der speziellen Randbedingungen in die Differentialgleichungen mit Anwendung von Integraltransformationen analytisch gelöst.

Hierbei wurden dem Korngerüst ein konstanter Kompressionsmodul und ein viskoelastischer Zusammenhang zwischen dem Deviator des Spannungs- und des Verzerrungstensors nach der Art des Zener-Modells unterstellt. Damit war es möglich, durch Grenzübergänge auch den Fall des rein elastischen Korngerüsts vergleichend zu behandeln. Die Durchlässigkeit wurde konstant angenommen.

Der Vergleich der analytischen bzw. numerischen Berechnungen mit den Messungen der verschiebungsgesteuerten Plattendruckversuche führte zu den folgenden Ergebnissen:

1. Die experimentell bestimmten Werte des Elastizitätsmoduls und der Durchlässigkeit unterliegen zum Teil Abweichungen, die über den Rahmen der bei bodenmechanischen Versuchen zu erwartenden Genauigkeit hinausgehen. Es wird dadurch deutlich, daß die als konstant betrachteten Stoffparameter, die sowohl der verwendeten Konsolidationstheorie als auch dem eingebauten linear- bzw. viskoelastischen Stoffgesetz zugrunde gelegt werden, nur unzureichend geeignet sind, den vorliegenden Seeton zu beschreiben.
2. Der Vergleich der Modellrechnungen als Funktion der Druckkraft über der Verschiebung mit den Meßwerten zeigt, daß
 - a) das linearelastische Stoffmodell nicht in der Lage ist, den gemessenen, gekrümmten Verlauf wiederzugeben und zu keiner nennenswerten Übereinstimmung führt (die Beziehung zwischen der gerechneten Druckkraft und der Verschiebung ist annähernd linear);
 - b) das viskoelastische (Zener)-Modell durch geeignete Parameteranpassung eine Krümmung der Druckkraftlinie produziert und damit dem beobachteten physikalischen Sachverhalt entspricht.

Für weitere theoretische Stoffbetrachtungen bedeutet dies, daß mit dem zu wählenden Stoffmodell auch viskoelastische Elemente bzw. Effekte zu berücksichtigen sind.

3. Der experimentell beobachtete Plateauwert des Porenwasserüberdrucks, der sich bei fortschreitender Belastungszunahme einstellt, ließ sich analytisch auf der Grundlage der verwendeten Konsolidationstheorie in Verbindung mit dem linearelastischen und viskoelastischen Stoffmodell bestätigen.
4. Der Plateauwert des Porenwasserüberdrucks gestattet die Berechnung eines Durchlässigkeitsbeiwertes des Bodens. Dieser Wert ist nur in Verbindung mit dem verwendeten mathematischen Modell gültig; er stellt also keine objektive Stoffgröße dar.

Die Vergleichsrechnungen zu den kraftgesteuerten Plattendruckversuchen führten zu den folgenden Ergebnissen:

5. Das linearelastische Korngerüst liefert den größten Betrag der Sofortsetzung; die gemessene Sofortsetzung war stets kleiner als die gerechnete.
6. Erst durch die Einführung des viskoelastischen Deviatormodells (Zener-Modell) wird die gerechnete Sofortsetzung kleiner und paßt sich dann - wie auch der gesamte errechnete Setzungsverlauf - besser an die Meßwerte an.
7. Die Auswertung der Setzungsmessungen ergibt Werte für den Elastizitätsmodul, die mit größer werdender Laststufe abnehmen. Unter der Annahme des konstanten Kompressionsmoduls dürfte dieses Ergebnis zum Teil als Veränderlichkeit der das Scherverhalten des Bodens bestimmenden Materialparameter zu werten sein.
8. Der Anfangsporenwasserüberdruck ist unabhängig von den verwendeten Stoffparametern.

Im Schlußteil der Arbeit wurden für den gewählten Vorpenseeton die den verwendeten Stoffbeziehungen zugrunde liegenden Parameter wie Konsolidierungsbeiwert c_v , Verhältnis der Federsteifigkeiten des Zener-Modells und die Relaxationszeit η/c ermittelt.

Der Vergleich des durch die Experimente beobachteten physikalischen Sachverhalts mit den Ergebnissen der stofftheoretischen Untersuchungen gibt Anlaß, den dargestellten Befund durch weitere Veränderungen beim Stoffgesetz zu ergänzen. Betrachtet man beispielsweise den Elastizitätsmodul und die Durchlässigkeit nicht mehr als Konstante, dann werden allerdings die dem Problem zugrunde gelegten Differentialgleichungen nicht mehr geschlossen integrierbar. Der Rechenaufwand erhöht sich dementsprechend, Vergleichsrechnungen lassen sich nicht wie bisher anhand geschlossener, analytischer Lösungen anstellen. Andere rheologische Modelle könnten infolge der Formulierung des Stoffverhaltens mit der Operatorenmethode mathematisch leicht in die Konsolidationstheorie eingebaut werden. Sicherlich wird durch diese Versuchsreihen die Zahl der Möglichkeiten vergrößert, zweidimensionale, konsolidationstheoretische Untersuchungen und Stoffgesetze zu überprüfen. In einer abschließenden, praktischen Bewertung stellt sich der verschiebungsgesteuerte Plattendruckversuch in Zusammenhang mit der Porenwasserüberdruckmessung auf weichen, konsolidierenden Böden als Ersatz für den bisherigen, kraftgesteuerten Plattendruckversuch dar, wobei auf die enorme Zeitersparnis und einen zusätzlichen Auswertungsvorteil bezüglich der Durchlässigkeit hingewiesen werden kann.

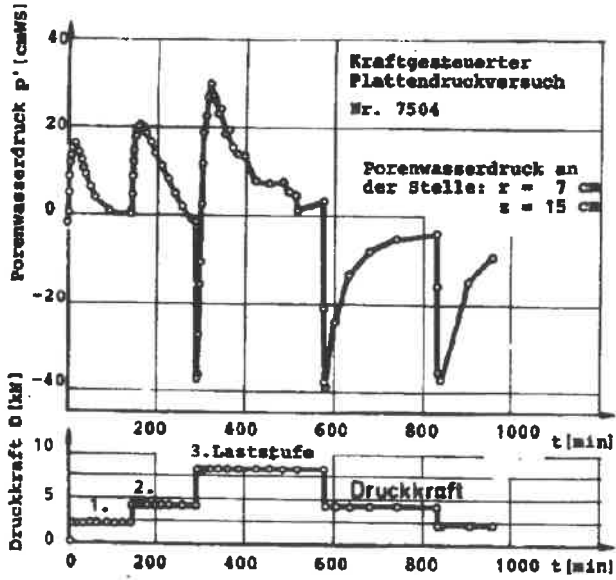


Bild A11a: Fehlerhafte Porenwasserdruckmessung infolge Bodenablösung am Filterstück

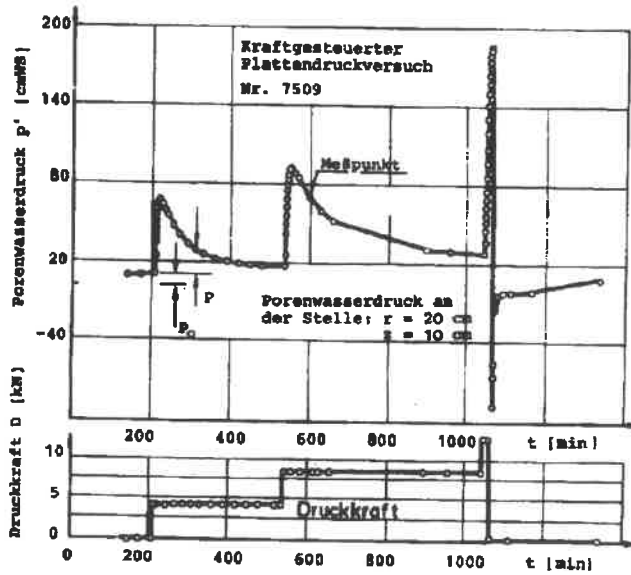


Bild A11b: Korrekte Porenwasserdruckmessung mit beweglichem Filterstück

Gußmann, P. (1980)

Zum Modellgesetz der Konsolidation

Das aus der eindimensionalen Konsolidationstheorie entwickelte Modellgesetz sagt aus, daß sich die Konsolidationszeiten - bei gleichen Bodeneigenschaften proportional zum Quadrat der Schichtstärken verändern. Die Praxis zeigt nun, daß die aus Oedometerversuchen nach diesem Modellgesetz hochgerechneten Zeiten häufig zu hoch liegen. Diese Erfahrungstatsache wird teilweise dadurch empirisch berücksichtigt, daß der quadratische Exponent reduziert wird auf Werte zwischen 1.7 und 1.9.

Unterstellt man dem Boden nicht das Hookesche Modell, sondern z. B. ein Kelvin-Modell bezüglich des Verformungsverhalten des Korngerüsts, so kann die Zeitsetzung aufgespalten werden in einen reinen Konsolidationsanteil und einen weiter verzögerten viskosen Zeitanteil. Während für den Konsolidationsanteil weiterhin das quadratische Modellgesetz gilt, ist der viskose Zeit-Anteil auch beim gekoppelten Problem nicht mehr von der Schichtdicke abhängig, sondern näherungsweise additiv. Bei der Übertragung der Konsolidationszeiten vom c_m -Bereich auf den m -Bereich, wird somit nach dem quadratischen Modellgesetz für den gesamten Konsolidationsanteil der viskose Zeitanteil bei weitem überschätzt

In der vorliegenden Arbeit wird ein Weg aufgezeigt, wie aus Oedometerversuchen mit unterschiedlichen Probenhöhen der Konsolidationsanteil herausgefiltert werden kann. Das dem Kelvin-Modell zugeordnete Modellgesetz der Konsolidation wird abgeleitet. In der Anwendung auf die großen Längenverhältnisse von der geologischen Schicht zur Probenhöhe im Labor zeigt das neue Modellgesetz in guter Näherung ebenfalls die quadratische Abhängigkeit von der Schichtdicke, bezogen aber nur auf den Zeitanteil der reinen Konsolidation vom Oedometerversuch. Die empirisch gefundene Reduktion des Exponenten des Längenverhältnisses wird durch das Kelvin-Modell zwar in der Tendenz bestätigt, die mathematische Formulierung zeigt jedoch eine Abhängigkeit von einem durch Schichtdicke und Durchlässigkeit normierten Dämpfungswert.

Erste Untersuchungen an Seeton zeigten eine hinreichend gute Übereinstimmung von Theorie und Experiment.

$$\tau = \frac{\lambda^2 + c(\bar{s})\bar{\eta}_1}{1 + c(\bar{s})\bar{\eta}_1}$$

Ausblick:

Für die gekoppelte Konsolidation mit visko-elastischem Verhalten nach Art eines Kelvinmodells wurde für das eindimensionale Problem ein Modellgesetz abgeleitet und aufbereitet. Laborversuche an Seeton zeigten eine gute Übereinstimmung mit der Theorie. Die praktische Erfahrung einer kürzeren Konsolidationszeit, als nach dem bekannten quadratischen Modellgesetz hochgerechnet werden kann, ist dadurch erklärbar.

Auf der anderen Seite muß beachtet werden, daß das Kelvin-Modell zwar gegenüber dem Hookeschen Modell eine Verfeinerung darstellt, jedoch ebenfalls eine Idealisierung darstellt, die bei manchen Bodenarten zu falschen Ergebnissen führen kann.

Der vorgezeigte Weg der Untersuchung von Böden an unterschiedlich hohen Proben im Zusammenhang mit der theoretischen Entwicklung von Lösungen für andere rheologische Modelle, bei ggf. variablen Koeffizienten, sollte jedoch fortgesetzt werden.

Salden, D. (1980)

Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten

Die vorliegende Arbeit hatte das Ziel, den Einfluß der Querschnittsgestaltung auf die Traglast eines Fundaments zu untersuchen. Aus der Vielzahl der möglichen Querschnittsformen wurde die Keilform ausgewählt.

Eine Zusammenstellung der in der Literatur zu diesem Problem veröffentlichten Ergebnisse zeigt einheitlich, daß die Eindringungswiderstände, ausgehend von dem Körper mit ebener Sohle, mit spitzer werdendem Querschnitt zunächst abnehmen, um für ganz spitze Keile oder Kegel wieder anzuwachsen. Diese Ergebnisse stehen zumindest teilweise im Widerspruch zu den Feststellungen von VESIC (1973) und auch der DIN 1054, wonach keine Beeinflussung der Tragfähigkeit erwartet wird, solange der Keilquerschnitt des Fundaments innerhalb des mit dem Fundament versinkenden Bodenkeils (Spitzenwinkel $\pi/2 - \varphi$) liegt.

Zur experimentellen Bestimmung der Traglasten in Abhängigkeit vom Keilwinkel wurde zunächst eine Versuchseinrichtung zur Simulation von unendlich langen Streifenfundamenten entwickelt. Hierzu wurde ein Versuchskasten mit den Lichtraummaßen $1 \times 1 \times 2$ m gebaut. Das von Wand zu Wand reichende Fundament ist in Längsrichtung in drei Teile zerschnitten, wobei für die Auswertung nur die über das Mittelstück abfließenden Kräfte, die unbeeinflusst von den Randstörungen sind, betrachtet werden.

Bei den Versuchen kamen zwei Fundamentgarnituren zum Einsatz: Holzfundamente, bespannt mit Schmirgelleinwand und Betonfundamente. Untersucht wurden Fundamentbreiten zwischen 6 und 18 cm, sowie Fundamente mit Spitzenwinkeln zwischen 180° (ebenes Fundament) und 20° .

Grundbruchversuche in drei verschiedenen nichtbindigen Böden mit jeweils unterschiedlichen Wichten zeigten eine deutliche Abnahme der Bruchlasten mit spitzer werdendem Keil. Die kleinsten Traglasten wurden für Keilwinkel zwischen 45° und 60° gemessen. Für noch kleinere Spitzenwinkel nahm die Traglast wieder zu.

Die Nachrechnung der im Versuch erhaltenen Traglasten erfolgte mit Hilfe des Charakteristiken-Verfahrens, bei dem, ausgehend von einem gegebenen Rand, Spannungsfelder konstruiert werden, die in ganzen betrachteten Bereich mit den äußeren Lasten im Gleichgewicht stehen und überall die Bruchbedingung erfüllen. Die Ergebnisse werden mit Hilfe des Prinzips der mechanischen Ähnlichkeit in dimensionsloser Form dargestellt.

Es zeigt sich, daß Größe und Verteilung der Sohlschubspannungen einen großen Einfluß auf die Traglast ausüben. Unter Berücksichtigung von im Versuch gemessenen Sohlrauhigkeiten wird für die praktische Traglastberechnung von Streifenfundamenten eine Grundbruchgleichung empfohlen, die formal gleich aufgebaut ist wie die in DIN 4017 angegebene Gleichung, mit dem Unterschied, daß die Tragfähigkeitsbeiwerte λ_{vp} , λ_{qp} und λ_{cp} jetzt noch vom Keilwinkel des Fundamentquerschnitts abhängen.

Die Anwendung bleibt nicht auf den keilförmigen Querschnitt beschränkt, denn die Tragfähigkeiten von keilähnlichen Querschnitten lassen sich ebenfalls abschätzen.

Der im Beiblatt DIN 1054 empfohlene Nachweis für Fundamentquerschnitte mit Verspringungen der Sohlfläche kann also nicht als zutreffend angesehen werden, da einmal die experimentellen Untersuchungen eine Beeinflussung des mit dem Fundament absinkenden Bodenkeils durch die Querschnittsform zeigen, zum anderen die im Versuch gemessenen Bruchlasten für Keile, die noch innerhalb des Bodenkeils liegen, kleiner sind als diejenigen für eine ebene Sohle. So lassen sich die Traglasten für abgetrepte oder abgeschrägte Fundamente sicherlich zutreffender dadurch abschätzen, daß die Tragfähigkeit des den Fundamentquerschnitt umreißen den Keils berücksichtigt wird.

Selbst für unsymmetrische Querschnitte, die durch die Grundbruchformel der DIN 4017 nicht mehr erfaßt werden, kann mit Hilfe des Charakteristiken-Verfahrens eine Abschätzung der Tragfähigkeit durchgeführt werden. Dies kann natürlich nicht mit der oben angegebenen Formel erfolgen, sondern es muß eine Einzelberechnung durchgeführt werden.

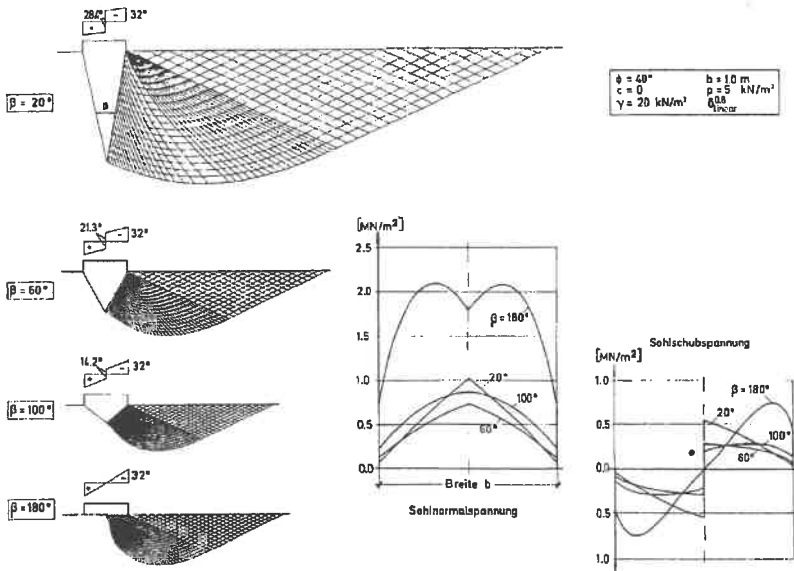


Bild 4.17: Einfluß des Keilwinkels

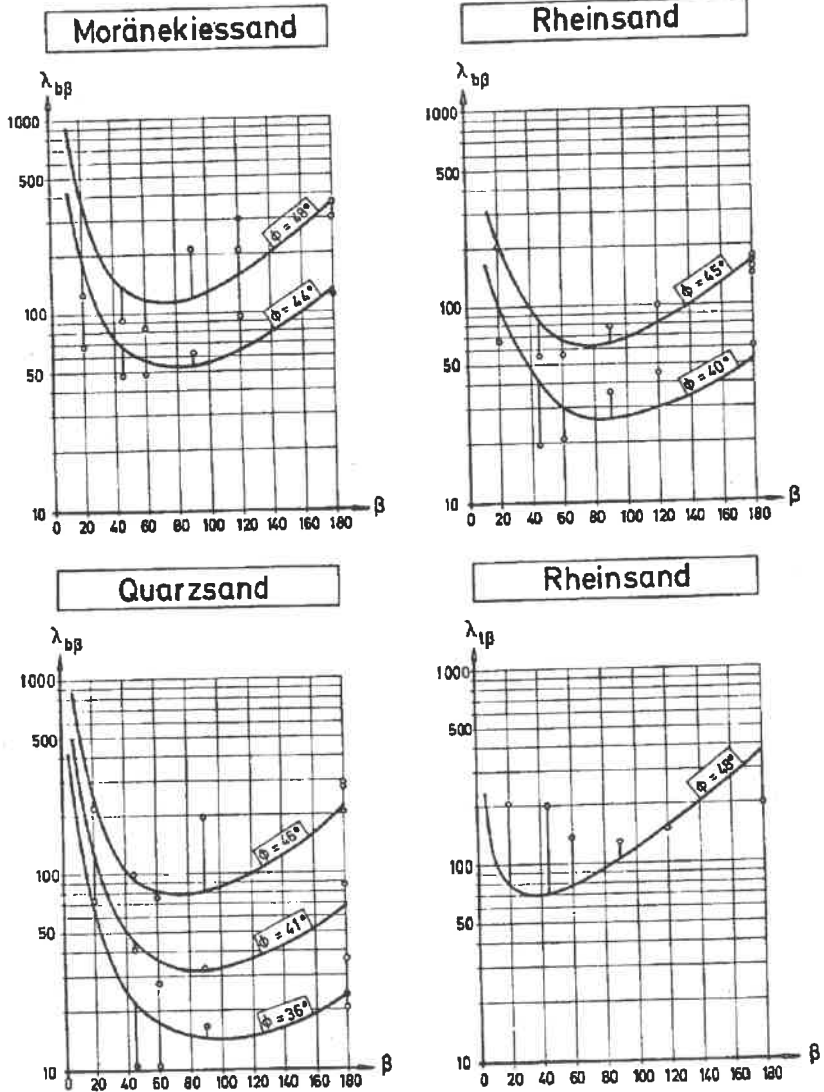


Bild 5.4: Vergleich zwischen Versuchs- und Rechenwerten (-----)

Seeger, H. (1980)

Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch

Bei der Berechnung horizontal belasteter Großbohrpfähle mit Schaftdurchmesser $D \geq 50$ cm hat sich das Bettungsmodulverfahren durchgesetzt, bei dem der stützende Boden durch die sehr vereinfachende Modellvorstellung der unverbunden nebeneinander wirkenden Reaktionsfederkräfte berücksichtigt wird. Durch den Einsatz von Großrechenanlagen kann der Boden mit einem beliebigen plausiblen Bettungsmodulverlauf berücksichtigt werden. Da horizontale Pfahlprobelastungen sehr aufwendig sind, ist es wichtig, den genauen Verlauf der horizontalen Bodenstützung im voraus zu kennen. Die Übernahme des Bettungsmoduls k_s aus vertikalen Oedometerversuchen ist wenig geeignet, da durch diesen Versuch nur bindige Böden untersucht werden können, die aufgrund ihrer Konsistenz bearbeitbar sind. Nichtbindige Böden können mit dem Oedometerversuch nur gestört untersucht werden. Mit einem Feldversuch kann der horizontale Bodenwiderstand in allen erbohrten Tiefen ermittelt werden. Hierfür stehen einige Sonden zur Verfügung, die zum Teil nach dem Prinzip der Kögler-Sonde arbeiten (Dilatometer), jedoch wegen ihrer rotationssymmetrischen Bodenbeanspruchung nicht für die Übertragung der Versuchsergebnisse geeignet sind. Die einaxial wirkenden Seitendrucksonden mit starren Lastplatten (Borehole-Jack) haben jedoch zu geringe Durchmesser und Verschiebungsmöglichkeiten der Sondenplatten.

Daher wurde die Stuttgarter Seitendrucksonde in einem Forschungsauftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen des Schwerpunktprogramms "Spannungs-Verformungsverhalten von Böden" untersucht.

Mit der Stuttgarter Seitendrucksonde (Durchmesser 19 cm, Höhe 20,5 cm, max. Verformungsweg 6 cm, Sondenkraft 37,8 kN) wird ein horizontaler Lastplattenversuch im Bohrloch durchgeführt. Durch die Belastung und Verformbarkeit werden die Versuche - wenn möglich - bis zum Bruch gefahren. Die max. Versuchstiefe der insgesamt 102 durchgeführten Seitendruckversuche beträgt 12 m, größere Tiefen wurden jedoch in der Praxis bereits erreicht.

Beim Seitendruckversuch wird die Belastung in Stufen aufgebracht. Die Laststufen werden nach einer Minute gesteigert, da die zeitabhängigen Verformungen bei den untersuchten, vorbelasteten Böden (Formationen des Keupers, Rosenheimer Seeton) in diesem Zeitraum abgeschlossen sind.

Die mit der Stuttgarter Seitendrucksonde ermittelten Kraft-Verformungsbeziehungen (Arbeitslinien) des Bodens bestehen aus drei Teilen:

- Bereich I: Wiederherstellen des ursprünglichen Verformungszustandes der Bohrlochwand;
- Bereich II: lineare Kraft-Verformungszunahme und
- Bereich III: Zunahme der plastischen Verformungsanteile mit abschließendem Bruch.

Es werden jedoch auch vom "Normalversuch" abweichende Arbeitslinien ermittelt. Die Stuttgarter Seitendruckversuche werden mit Entlastungs- und Wiederbelastungsast gefahren. Der Zusammenhang zwischen beiden Bereichen ist in Bild 33 dargestellt.

Die Auswertung des Seitendruckversuchs im linearen Bereich der Kraft-Verschiebungslinie des Bodens (Arbeitslinie) setzt voraus, daß die Verformungen der Sondenlastplatten nach beiden Seiten gleichmäßig verlaufen, da die Sonde während des Versuchs nicht beobachtet werden kann. Mit Hilfe der Finiten Element Methode (FEM) wird der räumliche Spannungs-Verschiebungszustand der Seitendrucksonde untersucht, da für diesen Belastungsfall keine geschlossenen Lösungen vorhanden sind. Wegen der Auswertung der Seitendruckversuche im geradlinigen Teil (Bereich II) der Arbeitslinie wird die FEM-Berechnung linear-elastisch durchgeführt, obwohl die sich dabei ausbildenden Randspannungen vom Boden nicht übernommen werden können, sondern innerhalb der Belastungsfläche umgelagert werden.

Durch die Berechnung mit der FEM wird eine Beziehung zwischen dem Bettungsmodul der Seitendrucksonde (Meßwert) und dem Elastizitätsmodul bzw. Steifemodul des Bodens hergestellt, der mit dem im Oedometerversuch ermittelten Steifemoduln verglichen wird. Hierbei zeigt sich eine Tiefenabhängigkeit der Seitendruckversuche bezogen auf die unbelastete Geländeoberfläche, die bei einem Oedometerversuch nicht berücksichtigt wird. Eine Übertragung von Oedometerversuchen ohne Berücksichtigung der Tiefenlage führt daher zu einer Überschätzung des horizontalen Bodenwiderstandes in den oberen Bereichen (3 bis 4 m); während sie in den unteren Bereichen unterschätzt wird.

Ein Vergleich von horizontalen und üblicherweise ermittelten vertikalen Steifemoduln ergibt bei großer Streuung der Versuchswerte, daß bei 70 % der Oedometerversuche der horizontale Steifemodul größer ist, so daß bei Übernahme des vertikalen Steifemoduls zur Ermittlung des Bettungsmoduls k_s für den Großbohrpfahl, wie es nach DIN 4014, Teil 2, zulässig ist, gewisse Reserven vorhanden sind. Die Übertragung des Bettungsmoduls k_{SD} der Seitendrucksonde auf einen Bettungsmodul des horizontal belasteten Großbohrpfahls k_s erfolgt durch die Vergleichsrechnung mit der FEM für unterschiedliche Pfahldurchmesser für den ebenen Verformungsfall des Pfahls.

In Verbindung mit der Arbeit von LAUMANS (1976), der den ebenen Fall einer eingespannten Wand untersuchte, werden die Seitendruckversuche auf den horizontal belasteten Großbohrpfahl, der in der Tiefe $z = 0,7 L$ einen Drehpunkt hat, übertragen. Hierbei wird im oberen Pfahlbereich ein Auflockerungsbereich, über und unter dem Pfahldrehpunkt ein Verdichtungsbereich angesetzt. Weiterhin erfolgt ein Vergleich der Seitendruckversuche durch das Bettungsmodulverfahren mit durchgeführten horizontalen Pfahlprobebelastungen. Mit Hilfe der gemessenen Verformungslinie des Pfahls wird der Bettungsmodul der Seitendrucksonde an den Pfahl angepaßt. Bei einem Abminderungsfaktor des Bettungsmoduls der Seitendrucksonde von 40 % wurde eine Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Pfahlkopfverformungen erreicht.

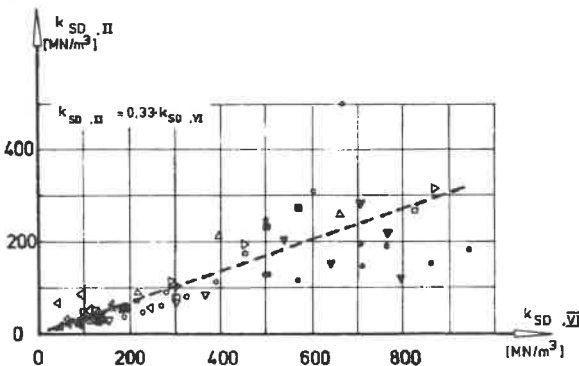


Bild 33: Bettungsmoduln der Seitendrucksonde bei Erst- und Wiederbelastung

Homogener Boden	14.1		Ablassen ins Bohrloch; die Sonde hat im Aggregatpunkt ca. 0,5 cm Spaltmaß; Drehen der Sonde ist möglich $v_a = v_u = 0$
	14.2		Anlegen der Sondenlastplatten an die Bohrlochwand; $v_a = v_u = 0,5 \text{ cm}$
	14.3		Zwischenzustand beim Versuch, Eindringen der Sondenlastplatten um 1 cm in die Bohrlochwand; $v_a = v_u = 2,5 \text{ cm}$
	14.4.1		max. Verformung der Sonde, symmetrische Eindringung $v_a = v_u = 6 \text{ cm}$
	14.4.2		max. Verformung der Sonde, einseitiger Bruch $v_a = v_u = 6 \text{ cm}$
	Inhomogener Boden	14.5.1	
14.5.2			Schichtung nicht horizontal $v_a = v_u = 6 \text{ cm}$
14.6.1			ungeschichteter inhomogener Boden (Stein) rechts keine Eindringung $v_a = v_u = 6 \text{ cm}$
14.6.2			ungeschichteter inhomogener Boden (Stein) $v_a = 0,5 \text{ cm}$ $v_u = 6,0 \text{ cm}$

Bild 14: Mögliche Verformungszustände der Seitendrucksonde

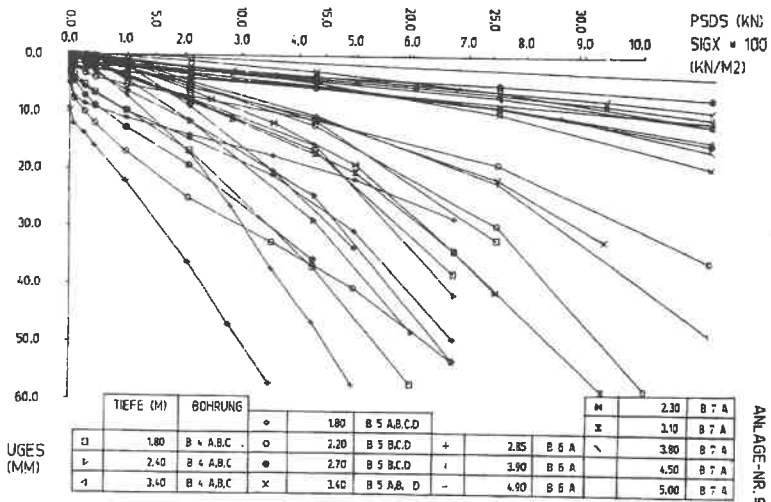


Bild: Zusammenstellung der Seitendruckversuche im Knollenmergel

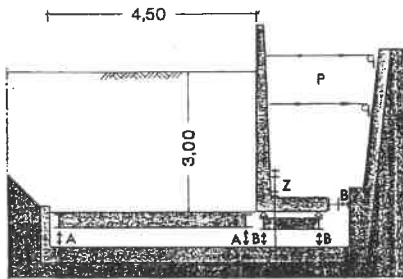
Schmidt, H. H. (1981)

Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund

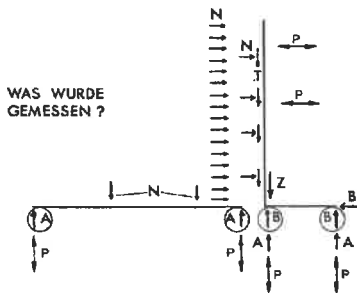
Die vorliegende Arbeit hatte das Hauptziel, den Erddruck auf Stützwände und Widerlager infolge der durch die Hinterfüllung ausgelösten Baugrundverformungen zu ermitteln. Dabei wurde davon ausgegangen, daß der Boden des Untergrundes zusammendrückbar ist und Setzungen bis zu einer Größenordnung von etwa 100 mm auftreten. Zur Lösung dieser Aufgabe wurden Versuche und Berechnungen durchgeführt.

Aus dieser besonderen Fragestellung ergab sich des weiteren das Problem der Teilmobilisierung des Erddrucks

- bei einer Wand mit Fußpunktdrehung gegen das Hinterfüllmaterial;
- bei einer normalen Winkelstützwand mit einer von der Hinterfüllung weggerichteten Bewegungsmöglichkeit.



QUERSCHNITT



WAS WURDE GEMESSEN ?

LEGENDE:

- A KRAFTMESSUNGEN ÜBER ÖLDRUCK
- B KRAFTMESSUNGEN ÜBER KRAFTMESSDOSEN
- Z ZUGKRAFTMESSUNGEN ÜBER ÖLDRUCK
- N NORMALSPANNUNGSMESSUNGEN, SYSTEM GLOETZEL
- N, T NORMAL- UND SCHUBSPANNUNGSMESSUNGEN
- P VERSCHIEBUNGSMESSUNGEN MITTELS POTENTIOMETER
- (A) BEWEGLICHE AUFLAGER FÜR VERSCHIEBUNGSSTEUERUNG
- (B)

Bild 12: Schematische Darstellung der Meß- und Verschiebungseinrichtung im Querschnitt

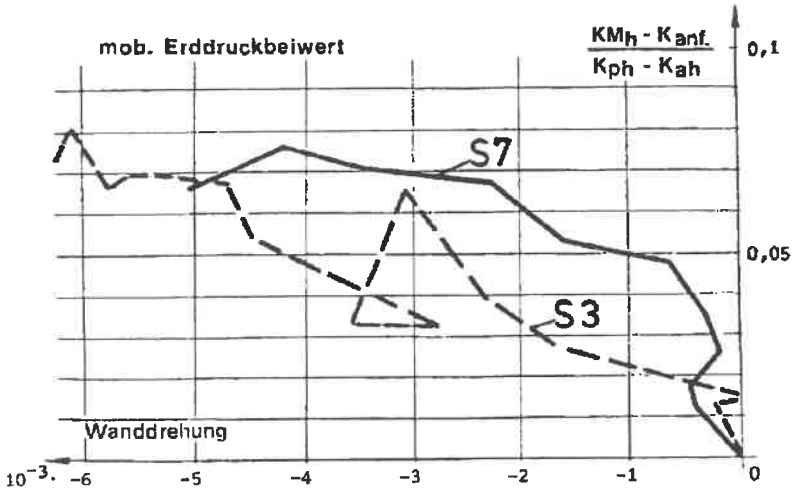
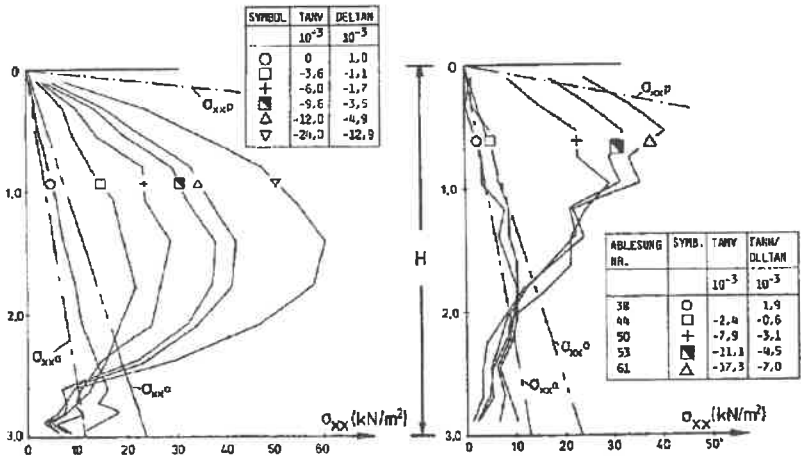


Bild 15: Entwicklung des relativen mobilisierten Erddruckbeiwerts

In den Versuchen stellt sich im Auffüllzustand in etwa der aktive Erddruck ein. Aus der nicht-linearen Rechnung ergibt sich ein etwas größerer Erddruck als der aktive, da ein Grenzzustand mit dem Stoffgesetz nicht erreicht wird; siehe dazu Bild 30.



Rechnung FEV 51.
 σ_{xx} - Spannungen über Wandhöhe

Versuch S 3, σ_{xx} - Spannungen über Wandhöhe

Bild 30:

Für die nichtlineare Rechnung FEV 51 und den Versuch S3 ist in Bild 30 die Erddruckverteilung mit zunehmender Wanddrehung für etwa gleiche Drehbewegungen dargestellt, wobei größere Wanddrehungen als im Versuch gerechnet wurden.

Rechenprogramm FESOL

zur Berechnung ebener geomechanischer Aufgaben nach der Methode der Finiten Elemente, wobei vor allem die Simulation von Bauabläufen geleistet wird.

Entwickelt von Prof. Wayne CLOUGH, Stanford University, USA; überarbeitet von Norbert Vogt am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

Elemente:
des ebenen Verschiebungszustands:

1. Isoparametrisches Viereckelement mit speziellem quadratischen Verschiebungsansatz (10 Freiheitsgrade)
2. Kontaktelement zur Simulation von Scherverbund und von Klaffung zwischen Boden und Bauwerk (8 Freiheitsgrade)
3. Stabelement für Anker und Steifen (4 Freiheitsgrade)



Stoffgesetze:

Im einzelnen Lastschritt linear elastisch. Bei den Scheibenelementen sind die elastischen Parameter G (Schubmodule) und K (Kompressionsmodul) spannungsabhängig nach einem modifizierten Ansatz von DUNCAN/CHANG (hyperbolischer Ansatz).

Bei den Übergangselementen ist die Normalsteifigkeit konstant, die Schubfestigkeit spannungsabhängig nach einem hyperbolischen Ansatz von CLOUGH/DUNCAN.

Iteration:

Methode der tangentialen Steifigkeit.

Außerdem wurde mit einem kinematischen Modell der Erddruck auf Stützkonstruktionen infolge von Sackungen in der Hinterfüllung untersucht.

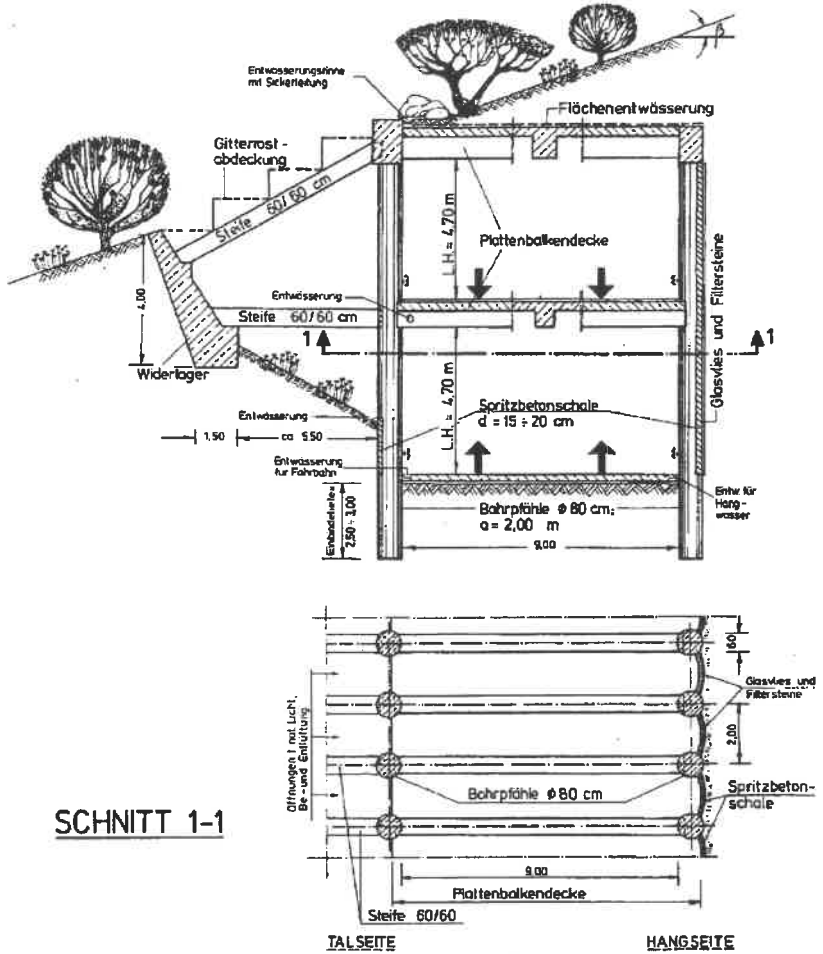
Smoltczyk, U., Schweikert, O. (1981)

Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen

Die FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT BAUEN UND WOHNEN in Stuttgart erteilte dem Erstverfasser im Sommer 1980 den Auftrag zu einer Studie über bauliche Alternativen für die Anlage bzw. den Umbau von Durchgangsstraßen in Siedlungen, insbesondere Stadtgebieten, wobei vor allem die Tieflage und Teil-Tieflage zu behandeln war. Sowohl die technische Möglichkeit als auch die kostenmäßige Belastung sollten hierbei parallel aufgezeigt werden. Zugrundegelegt wurden einige typische Konfigurationen, wie sie sich in Baden-Württemberg aus den Geländebeziehungen und der Untergrundbeschaffenheit ergeben.

Wenn man darüber nachdenkt, welche Möglichkeiten es überhaupt geben kann, Straßenzüge zu "überdecken", wird man sich auf Situationen konzentrieren, wo der Anteil des Durchgangsverkehrs an der Belastung eines Straßenzuges deutlich überwiegt. Die natürliche Geländeform in Baden-Württemberg erzwingt vielerorts die Belastung der Hauptstraße eines Ortes mit dem überörtlichen Verkehr. Umgehungsstraßen wären ein Ausweg, haben aber den Nachteil, daß sie wegen der Tal-Lage der hauptsächlich betroffenen Orte weiträumig durch die Landschaft geführt werden müssen und einen kaum noch vertretbaren Flächenbedarf nach sich ziehen. Gerade für diese regional typischen Fälle soll die Studie die Alternative aufzeigen, den Durchgangsverkehr im Kerngebiet vom Ortsverkehr abzutrennen, indem er in die Tief- oder Hanglage verwiesen und nur an wenigen ausgewählten Knotenpunkten mit dem Ortsverkehr verknüpft wird.

Die Studie hat gezeigt, daß die in der öffentlichen Diskussion verwendeten Richtzahlen für die Kosten eines laufenden Meters Tunnel für dieses spezielle Problem nicht unreflektiert übernommen werden dürfen, weil es aus der Sicht des Grundbauingenieurs Zwischenlösungen zwischen der offenen und der Tunneltrasse gibt (vermutlich sind die hier entwickelten auch gar nicht die einzigen denkbaren Alternativen), die überdies in einem zeitlich gestreckten Prozeß der Verwirklichung schrittweise in die Tat umgesetzt werden können, so daß die betroffene Bevölkerung mitverfolgen kann, wie die letztlich von ihr selbst geschaffenen Verkehrsbelastungen stetig bekämpft und allmählich unter Kontrolle gebracht werden. Wenn man davon ausgeht, daß eine vierspurige Straße im Freien, ohne besondere Erschwernisse und Zusatzmaßnahmen beispielsweise für den Emissionsschutz, heute mindestens 6.000 DM/m kostet, die gleiche Trasse im Tunnel dagegen etwa 90.000 DM/m, Betriebskosten nicht gerechnet, dann liegen die von uns erarbeiteten Lösungen im unteren Drittel des weiten Kostenrahmens zwischen diesen Eckdaten. Die untere Kostengrenze steigt übrigens auch für die freie Straße erheblich an, wenn auch nur einfache Schallschutzwände gebaut werden müssen - von den Betriebskosten der Straße im Winterbetrieb einmal ganz abgesehen. Eine realistische Kostenvergleichs-Schätzung käme also vermutlich auf die Relation "Straße:Halbtunnel:Tunnel = 1:4:9".



SNITT 1-1

Bild 24: Halbtunnel in Hanglage

Wegweiser werden über der Fahrbahn zwischen den Rippen der Plattenbalkendecke befestigt, wobei eine Rippe ausgespart wird.

Malcharek, K., Smolczyk, U. (1981)

Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten

Schlußfolgerungen

Der Vergleich der Richtlinien für die Berechnung von Flachfundamenten aus 13 Ländern hat gezeigt, daß die dafür verwendeten bodenmechanischen Grundlagen von überraschender Übereinstimmung sind, so daß es keine Schwierigkeit bereiten dürfte, sie für den Gebrauch in Ländern ohne eigene Richtlinien in eine gemeinsame Fassung zu bringen.

Es hat sich aber auch gezeigt, daß der Akzent der Informationen - das ist durch die historische Entwicklung der Bodenmechanik bedingt - unnötig stark bei der Traglastberechnung liegt, während die praktische Erfahrung zeigt, daß nahezu alle Schäden, die durch das Nachgeben von Fundamenten eintreten, auf zu große Setzungen vor einem Versagen durch vollständiges Ausweichen des Bodens zurückzuführen sind. Dem sollte deswegen in einer internationalen Richtlinie auch mehr Aufmerksamkeit gewidmet werden. Man muß bei den Flachfundamenten dieselbe logische Entwicklung wie bei den Pfählen vollziehen, die heute ja auch zunehmend nach ihrem Setzungsverhalten ausgewählt und bemessen werden.

Die größte Arbeit beim Harmonisieren der nationalen Aussagen wird dagegen bei den vielen Details liegen, über die früher oft sehr großzügig hinweggegangen wurde. Gerade solche Details aber (Beispiel: Grenztiefe bei Setzungsrechnungen) machen erst den praktischen Wert einer Richtlinie aus und müssen unabhängig von subjektiven Lehrmeinungen aus der Summe der in den verschiedenen Ländern gesammelten Erfahrungen herausgefiltert und der allgemeinen Praxis zugänglich gemacht werden. Man kann sich vorstellen, daß dies eine sehr zeitraubende Aufgabe ist. Es wird sich daher empfehlen - und das wurde in dieser Studie versucht - in einem ersten Schritt den Rahmen des Unstrittigen als Arbeits-Schablone aufzustellen und die kontroversen Detailpunkte zunächst einmal in diesem Rahmen kenntlich zu machen. Im zweiten Durchgang müßten sie dann in einer gemeinsamen Kooperation möglichst vieler erfahrener Grundbau-Ingenieure Schritt für Schritt auf den Prüfstand geholt und einer sich meist nicht abschließenden Bewertung unterzogen werden.

TABELLE 2. Forderungen an die Bodenqualität

1. Nichtbindige Böden		
Land	Merkmal	Forderung bzw. Festlegung
D	Lagerungsdichte, Hinweis auf Spitzendruck-Sondierwiderstand im Beiblatt	$D \geq 0,3$ bei $U < 3$ $\geq 0,45$ " $U > 3$ als Mindestforderung (U - Ungleichförmigkeitsgrad)
A	Lagerungsdichte	$D > 0,30$ bei $U < 5$ $> 0,45$ " $U > 5$
DDR, CS, FL	bezogene Lagerungsdichte	$I_D < 0,33$ - "locker" $0,33-0,67$ - "mitteldicht" $> 0,67$ - "dicht"
GB, IND	Standard Penetration Test (SPT)	$n_{30} < 10$ - "locker" $10-30$ - "mitteldicht" > 30 - "dicht"
CAN	Standard Penetration Test (SPT)	nur verbal: "gut abgestuft, dicht" "gut abgestuft, mittel dicht" "gut abgestuft, locker" "gleichförmig, dicht" "gleichförmig, locker" "gleichförmig, sehr locker"
DK	bezogene Lagerungsdichte	-----
F	-----	nur verbal: "gut verdichtet" "mittelmäßig verdichtet"
S	Ergebnis der Gewichtssondierung (WST) mit 100 kg	$n_{20} > 15$ - "fest gelag." < 15 - "locker gel."
USA	Standard Penetration Test (SPT)	$n_{30} > 50$ - "sehr dicht" > 30 - "dicht" > 10 - "mitteldicht" > 4 - "locker" < 4 - "sehr locker"
SU	1. Porenzahl e	Sand: $e < 0,55$ - "dicht" $> 0,70$ - "locker" Feinsand: $< 0,60$ - "dicht" $> 0,75$ - "locker" Grobschluff: $< 0,60$ - "dicht" $> 0,80$ - "locker"
SU	2. Drucksondierwiderstand (Ø 36mm, 60°-Kegel)	Sand: $< 5 \text{ MN/m}^2$ - "locker" > 15 " - "dicht" Feinsand: $< 4 \text{ MN/m}^2$ - "locker" > 12 " - "dicht" Grobschluff, ungesättigt: $< 3 \text{ MN/m}^2$ - "locker" > 10 " - "dicht" Grobschluff, gesättigt: $< 2 \text{ MN/m}^2$ - "locker" > 7 " - "dicht"
	3. Rammsondierwiderstand	unklar, da als Spitzendruckspannung angegeben (ähnlich wie unter 2)

A,D;IND	Konsistenzzahl und Schrumpfgrenze w_s	$I_C > 0,75$ - "steif" > 1 und $w \geq w_s$ - "halbfest" > 1 und $w < w_s$ - "fest"
CAN	Konsistenz	nur verbal: "flüssig"; "breiig"; "weich"; "steif"; "halbfest bis fest" nach praktischer Erfahrung
CS	Plastizität und Sättigung	$I_p < 10$ geringe Plastizität < 20 mittl. Plastizität > 20 hohe Plastizität
DDR	1. Konsistenz, Plastizität, Fließgrenze 2. Scherparameter 2. Scherparameter	Bei $I_p > 0,20$ und $w_L > 0,35$ muß mit Scherparametern des undrännierten Zustands gerechnet werden. Konsistenz: "halbfest" "steifplastisch" "weichplastisch" Falls dränierete Bedingungen gewährleistet, eff. Scherparam.
DK	totale bzw. eff. Scherparameter	-----
F	-----	-----
GB	Konsistenz mit zugeordneter Scherfestigkeit des undränn. Zustands c_u	"flüssig" - $c_u < 20$ kN/m ² "breiig" 40 " "weich" 75 " "steif" 150 " "halbfest" ab 150 "

PL	Konsistenzzahl	wie in D, aber ausgedrückt durch I_p
S	Scherfestigkeit c_u	-----
USA	Konsistenz in Abhängigkeit vom SPT-Ergebnis, dem dann (totale) Scherfestigkeitswerte zugeordnet werden.	$n_{30} < 2$ - "flüssig" 4 - "breiig" 8 - "weich" 15 - "steif" 30 - "halbfest"
SU	1. Plastizitätszahl 2. Konsistenzzahl (I_L) 3. Kegeldruckwiderstand (Kegelminkel 30°) $p = P/s^2$ $s =$ Eindringmaß 4. Sackungsmaß und Sackungsbeiwert $\pi = \frac{1}{1+e} (w_L \frac{Y_S}{L Y_W} - e)$ 5. Schwellbeiwert $\delta_{sw} = h_{sw}/h \sim 1$	$I_p < 7$ - "schwachplast." 17 - "mittlplast." > 17 - "starkplast." Sandiger Schluff: $I_L < 0$ - "fest" < 1 - "plastisch" > 1 - "flüssig" schluff. Ton und Ton: übliche Einteilung in 6 Grade $p < 50$ kN/m ² - "schwach" 100 " - "mäßig stark" 200 " - "stark" > 200 " - "sehr stark" $I_p \quad \pi$ < 0,10 < 0,10 < 0,14 < 0,17 < 0,22 < 0,24 $\delta_{sw} \geq 0,04$ für $\pi \geq 0,3$

Gruhle, H.-D. (1981)

Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes

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

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

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

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

Die Versuchsergebnisse werden denen anderer Autoren gegenübergestellt.

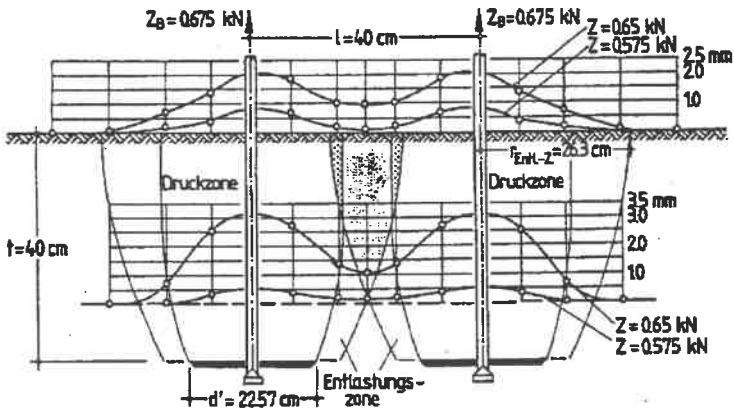


Bild 5.8.5: Bodenhebungen s bei benachbarten Ankerplatten infolge Überschneidung der Entlastungszonen, Platten 20/20, lockere Lagerung, Versuch 111

Kobler, W. (1982)

Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen

Die Tragfähigkeit eines bindigen Bodens äußert sich als Grundbruch bzw. bei geringem Abstand der Last von einer Böschung als Böschungsbruch. Während bei der Grundbruchberechnung die Berücksichtigung begrenzter Lastflächen über Formbeiwerte erfolgt, ist dies bei den üblichen Böschungsberechnungen nicht möglich; hier können nur unendliche lange Streifenlasten zugrunde gelegt werden.

Die durchgeführten großmaßstäblichen Feldversuche in Lößlehm (Grundbruch bzw. Böschungsbruch eben und räumlich) dienen einerseits zur Überprüfung der eingeführten Rechenverfahren (DIN 4017 und DIN 4084), andererseits lieferten die beobachteten Bruchbilder die Grundlage für die Ableitung eines allgemeinen Rechenverfahrens, das auch die Berücksichtigung begrenzter Lastflächen beim Böschungsbruch, und damit des räumlichen Zustands, erlaubt. Sowohl bei der Nachrechnung der Feldversuche als auch bei Vergleichsuntersuchungen mit in der Literatur veröffentlichten Verfahren zeigte dieser Rechenansatz gute Übereinstimmungen.

Die Anwendung des abgeleiteten Rechenverfahrens in der Praxis wird durch ein Rechenprogramm und Bemessungsdiagramme erleichtert.

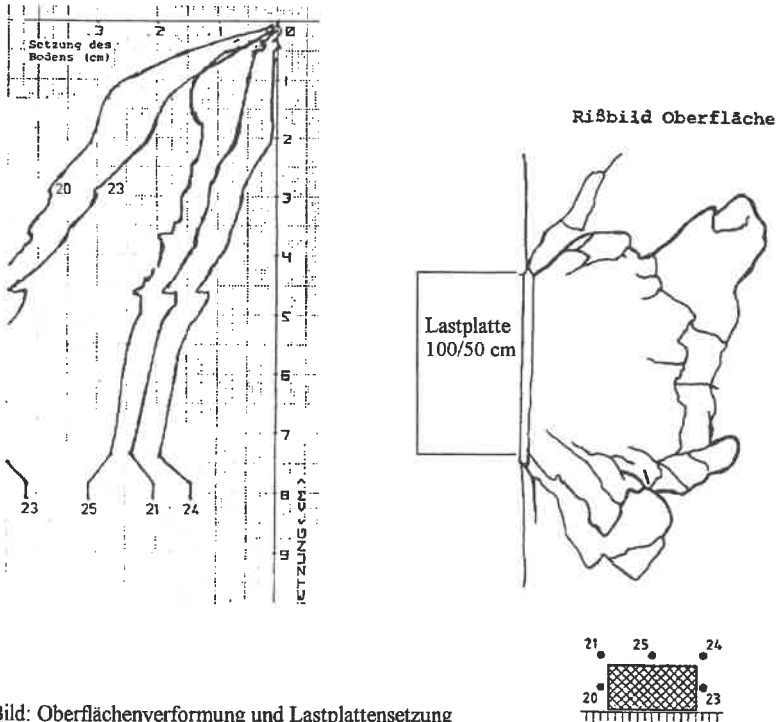
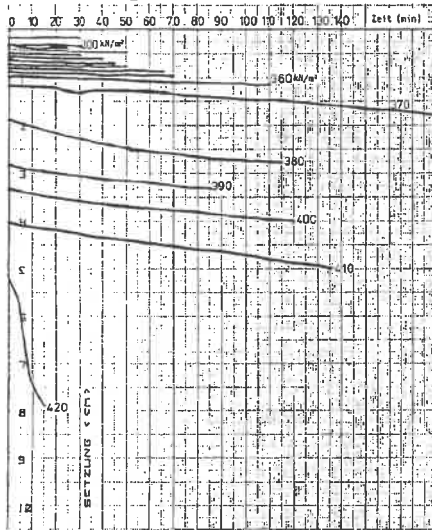


Bild: Oberflächenverformung und Lastplattensetzung

Zeitsetzung



Verformung der Sandbohrungen

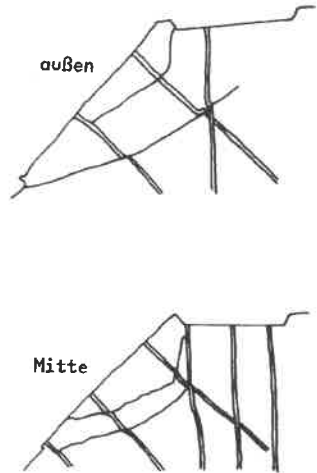


Bild : Zeitsetzung einer Lastplatte 100/50 cm auf 45°-Böschung mit $H = 1.0$ m

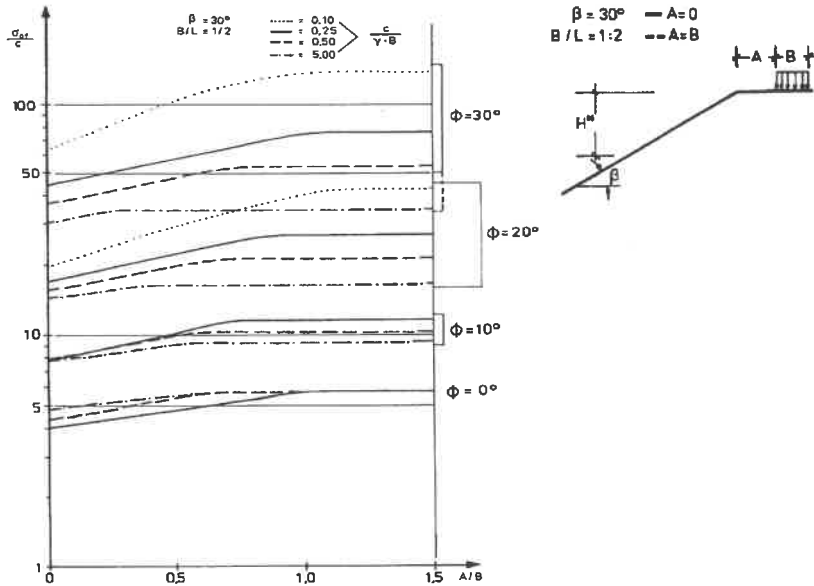


Bild 8.2: Bemessungsdiagramm für die Bruchlast eines starren Rechteckfundaments auf einer Böschung mit der Neigung $\beta = 30^\circ$. (Die ermittelte Bruchlast gilt nur, wenn die Böschungshöhe H die Bedingung $H^* < H < H_{max}$ erfüllt.

Lutz, W. (1983)

Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten

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

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

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

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

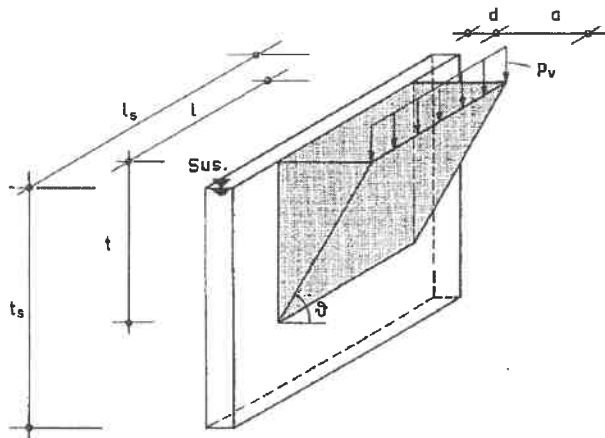


Bild 20: Geometrie des Schlitzes mit Bruchkörper für Eigengewicht und Linienlast

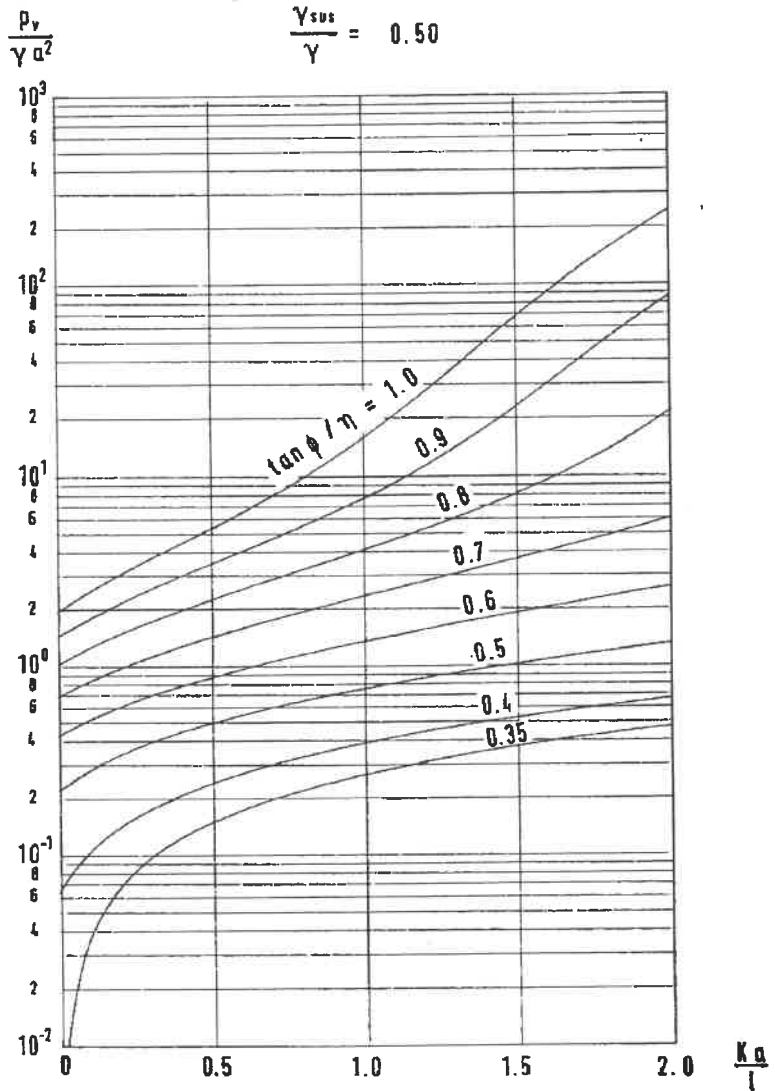


Bild 25: Lösungsdigramm (K-Erddruckbeiwert)

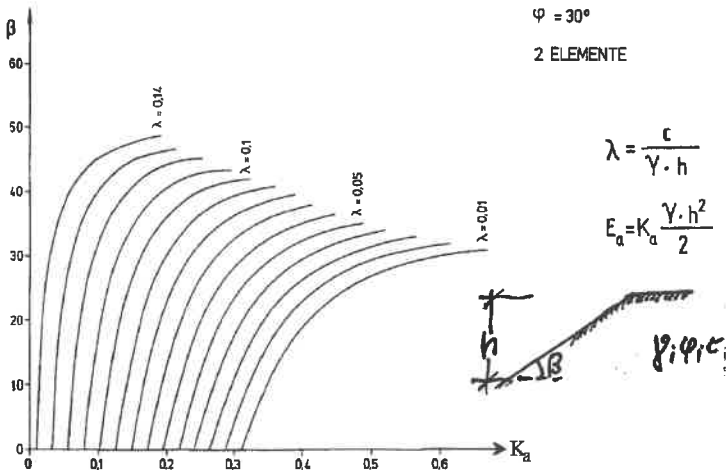
Schweikert, O. (1984)

Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks

Der aktive Erddruck wird in der Regel mit Hilfe der kinematischen Methode berechnet. Sie setzt Bruchmechanismen voraus, bei denen der Vorgang des Abscherens auf diskrete Gleitflächen beschränkt ist, die seit der klassischen Berechnung von COULOMB solange variiert werden, bis ein Extremwert erreicht ist. In der klassischen Erddrucklehre ist die Gleitfläche eine Ebene durch den Fußpunkt der Stützwand.

Die Berechnung des Erddrucks für den Fall, daß die bergseitige Oberfläche steiler geneigt ist als der Scherwinkel φ , d.h. $c' \neq 0$ ist, ist mit der Theorie von COULOMB nur bei stark vereinfachenden und meist zu ungünstigen Annahmen möglich. Auch das grafische Verfahren von CULMANN (1866) liefert, wie auch die neuere Berechnung von GROSS (1981), hierzu eine Lösung, allerdings auch mit der Beschränkung auf ebene Gleitflächen.

Im vorliegenden Beitrag wird die Methode der kinematischen Elemente (KEM) nach GUSSMANN für das Problem des aktiven Erddrucks aufbereitet; es werden Vergleichsberechnungen zu den klassischen Lösungen durchgeführt. Dabei zeigt sich, daß bei Böden mit überwiegend durch die Kohäsion bestimmter Scherfestigkeit eine aus zwei Ebenen zusammengesetzte Gleitfläche bei zunehmender Böschungseignung maßgebend ist. Die Berechnungsergebnisse sind für die praktische Anwendung in der Form von Bemessungsdiagrammen ausgearbeitet.



Bemessungsdiagramm für den aktiven Erddruck

Vogt, N. (1984)

Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand

Auf der Grundlage von Laborversuchen, Bauwerksmessungen und Modellversuchen liefert die Arbeit einen Beitrag zur Berechnung von teilweise mobilisiertem Erdwiderstand in Abhängigkeit von Wandverformungen. Ein wesentlicher Aspekt war dabei die Klärung der Frage, welchen Einfluß zyklische Belastungen haben.

Die Ähnlichkeit zwischen Scherspannungsmobilisierung im Kleinen und Erdwiderstandsmobilisierung im Großen sowohl für aktive als auch für passive Belastungen konnte herausgestellt werden.

Bei allen durchgeführten Laborversuchen zeigte sich der Einfluß wechselnder Belastungen in einer Kontraktanz bei jeder Wegumkehr. Diese Kontraktanz führt unter drainierten Bedingungen immer zu einer Dichtezunahme im Sand.

Bei kleinen und mittleren Spannungen (bezogen auf das Spannungskriterium) zeigten die Laborversuche, daß zyklische Belastungen zu zyklischem Materialverhalten führen (shake down).

Bei den untersuchten Erddruckproblemen, sowohl bei den Bauwerksmessungen als auch bei den Modellversuchen, bei denen zyklische Wandbewegungen oder zyklische Wandbelastungen vorgegeben waren, war der Einfluß der mehrfachen Belastungen dagegen offenbar so gering - vor allem wegen der kleinen Amplituden im Vergleich zu den bis zum Erreichen der Spannungsgrenzbedingung möglichen Amplituden -, daß er in den Bauwerks- und Modellmessungen nicht signifikant erkennbar wurde.

Ein vor allem aus den Modellversuchen abgeleiteter Mobilisierungsansatz für den Erdwiderstand erlaubte eine zufriedenstellende qualitative und quantitative Nachrechnung der Meßergebnisse mit verhältnismäßig geringem Aufwand. Im vorgeschlagenen Ansatz wird die Erdruddruckspannung an jedem Wandpunkt abhängig gemacht von der lokalen Verschiebung dieses Wandpunktes und seiner Lage unter der Hinterfüllungsoberkante.

Eine zusätzliche und zur Kontrolle des einfachen Ansatzes durchgeführte Finite-Element-Berechnung lieferte bei Verwendung eines spannungsabhängigen inkrementellen Hookeschen Stoffgesetzes ebenso gute Ergebnisse, jedoch mit einem wesentlich höheren Aufwand.

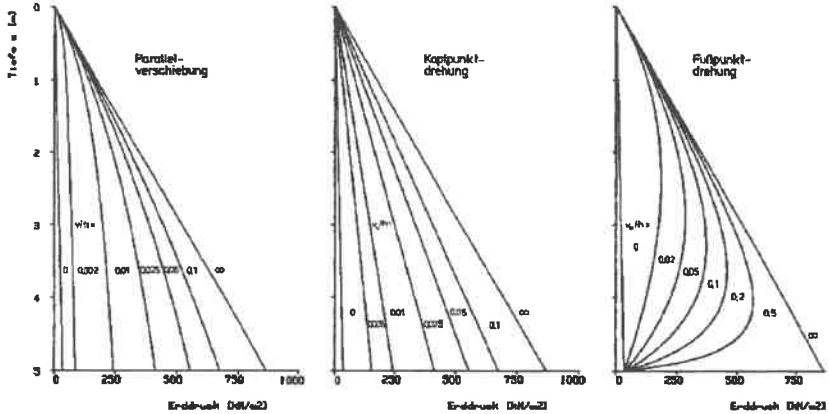


Bild 81: Mobilisierung des Erdwiderstandes bei starren Wänden und verschiedenen Wandbewegungsarten entsprechend dem vorgeschlagenen Mobilisierungsansatz

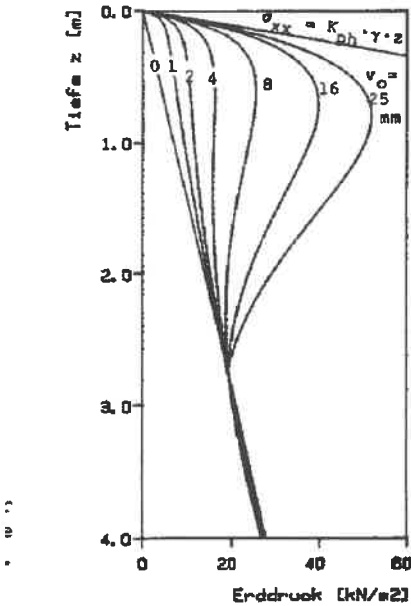


Bild 82: Errechnete Erddruckverteilungen für die Biegelinien der großen Modellwand mit Hilfe der Mobilisierungsfunktion.

Buchmaier, R. (1985)

Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten

In der Arbeit wird untersucht, inwieweit durch die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze in Verbindung mit der Konsolidationstheorie das Verformungsverhalten wassergesättigter bindiger Böden besser beschrieben werden kann. Abweichend von der klassischen Biotischen Theorie werden zwei verschiedene Spannungs-Verzerrungsgleichungen für das Korngerüst eingesetzt: ein einfaches hypoelastisches Gesetz (G/K -Modell) und ein elastoplastisches (Kappenmodell), wobei beim erstgenannten die Erweiterung um einen Dilatanzanteil vorgenommen wird.

Das numerische Lösungsverfahren sieht eine FEM-Diskretisierung im Raum und ein einfaches Differenzenschema in der Zeit vor, Ansatzfunktionen werden dabei für Verschiebungen und Porenwasserdruck verwendet. Zur Reduzierung von numerischen Störungen am Drainagerand bei kleinen Zeitschritten wird ein spezielles Übergangselement entwickelt.

Im Mittelpunkt der Berechnungsbeispiele stehen kraft- und verschiebungsgesteuerte Lastplattendruckversuche, die im Rahmen einer früheren Forschungsarbeit des Baugrundinstituts auf Konstanzer Seeton gefahren worden sind. Die Nachrechnung mit im Labor unabhängig bestimmten Bodenparametern zeigt zunächst keine gute Übereinstimmung; erst die Variation einiger maßgeblicher Parameter innerhalb deren Streubreite bringt weitgehend gute Ergebnisse. Neben einem speziellen Dreiaxialversuch wird darüber hinaus noch die Konsolidation unter einer Dammschüttung berechnet. Die Sonderfälle "undrainiert" und "ideal drainiert" werden der über die Zeit gekoppelten Analyse gegenübergestellt.

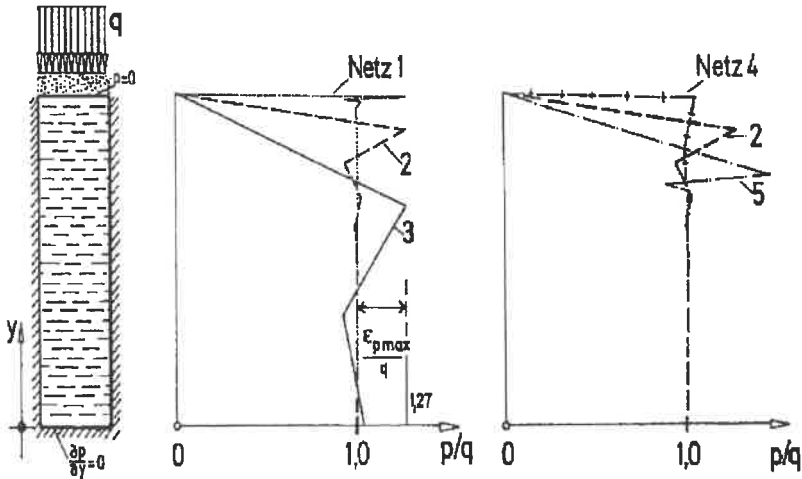


Bild 4.5: Einfluß der Netzeinteilung bei Verwendung von 84 Elementen für das Odometerproblem, $\Delta t = 0$ (siehe hierzu Tafel 4.2)

Netz	1	2	3	4	5
Anzahl der Elemente n	10	10	3	10	10
d_1	0,0001	0,0014	0,00467	0,0002	0,0033
d_2	0,0001	0,0014	0,00467	0,002	0,00035
d_3	0,0001	-	0,00467	0,002	0,00035
d_4	0,0002	-	-	0,0014	0,0014
d_5	0,0005	-	-	-	-
d_6	0,001	-	-	-	-
d_7	0,002	-	-	-	-
d_8	0,003	-	-	-	-
d_9	0,003	-	-	-	-
d_{10}	0,004	0,0014	-	0,0014	0,0014

Tafel 4.2: Netzeinteilung für das Oedometerproblem

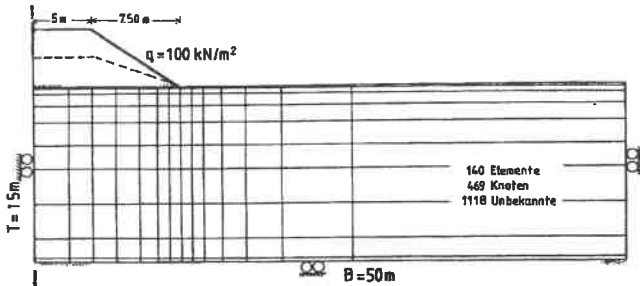


Bild 5.25: Konsolidation unter einer Dammschüttung - Diskretisierung des Untergrunds

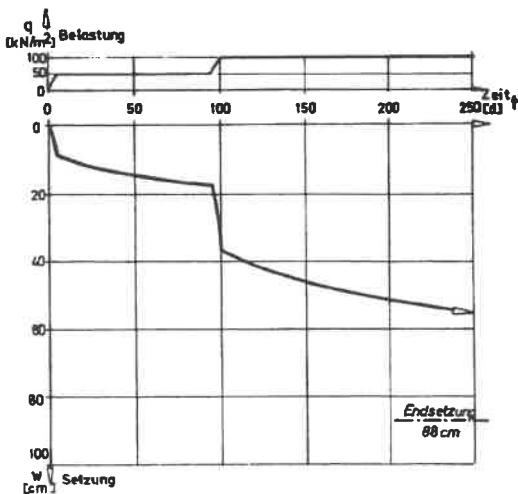


Bild 5.26: Zeitlicher Verlauf der Belastung und der Setzung des Damms

Schad, H., Smolczyk, H., Zoller, P. (1985)

Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben, Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung

Im Teil I des vorliegenden Heftes wurden die tödlichen Unfälle, die sich in Württemberg durch einbrechende Erd- und Felsmassen ereignen, analysiert. Dabei zeigt sich zwar ein Rückgang gegenüber den 50-er und 60-er Jahren, aber immer noch ereignen sich Unfälle auf Grund der falschen Einschätzung der Standsicherheit von Böschungen. Deshalb wird eine neuartige Sicherungstechnik vorgeschlagen, die mit geringem maschinellem Einsatz ausgeführt werden kann.

Im Teil II wird über die Versuche an einer 5 m hohen Böschung berichtet, die durchgeführt wurden, um die Brauchbarkeit der im Teil I vorgeschlagenen Sicherungstechnik zu prüfen. Die Belastungsversuche an dem unter 80° geneigten vernagelten Bohlenverbau haben gezeigt, daß eine Vernagelung mit kurzen Bodennägeln - vor allem für kleinere Bauvorhaben - eine einfach auszuführende, sichere und wirtschaftliche Technik darstellt.

Die Bodennägel sind in der Lage, ein plötzliches Abbrechen oder Abrutschen der Böschung zu verhindern. Somit besteht für die am Fuß einer solchen Böschung beschäftigten Personen nicht mehr die Gefahr, durch abgehende Erdschollen verletzt zu werden.

Ergänzende Versuche mit begrünten Böschungen haben bewiesen, daß bei einer Böschungsneigung von 60° durch Verwendung von Enkamat-Matten eine Begrünung möglich ist. Außerdem wurde gezeigt, daß an Böschungen mit einer Neigung von 80° mit einfachen, leichten Holzelementen und kurzen Bodennägeln eine bepflanzbare Elementwand hergestellt werden kann.

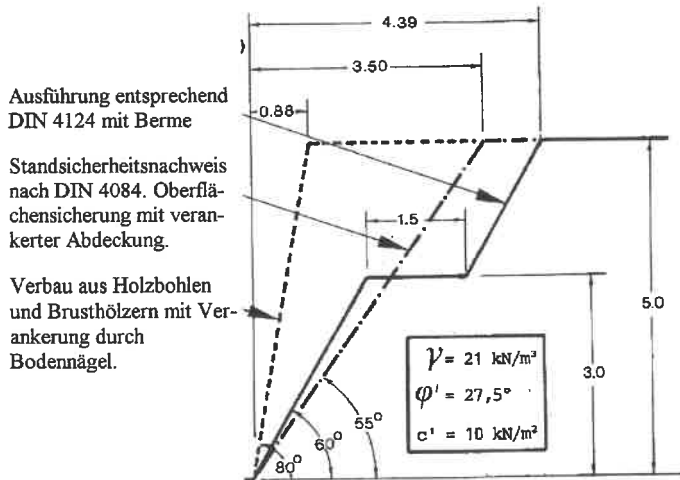


Bild 20: Möglichkeiten der Böschungssicherung

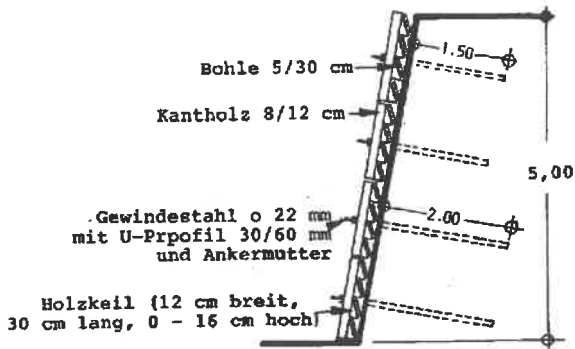
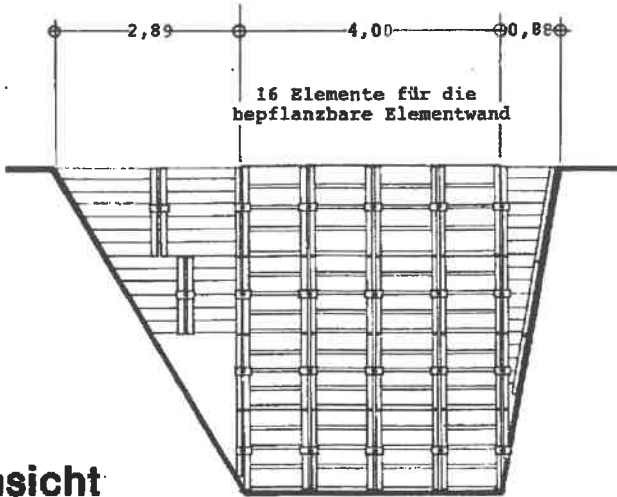


Bild 39: Bepflanzbare Elementwand

Gußmann, P. (1985)

Die Methode der Kinematischen Elemente

Nach Aufzeigen der Grundlagen und Beschreibung der prinzipiellen Vorgehensweise der Kinematischen Element-Methode wird im Abschnitt 3 zunächst das ebene Problem behandelt. Die anschaulichste und deswegen für die Praxis wohl wichtigste Version (keine Dilatanz beim Abscheren) wird abgeleitet. Nach der Beschreibung der Geometrie über die Element-Eckpunkte können sowohl die Kinematik als auch die Statik über jeweils ein lineares Gleichungssystem ermittelt werden. Durch eine geeignete Elementnumerierung kann alternativ eine Folge von jeweils 2 Gleichungen mit 2 Unbekannten gelöst werden. Der gesuchte Grenzzustand ergibt sich nach Definition der Zielfunktion durch eine Variation der Geometrie.

Weiter wird die Erweiterung auf Böden mit Dilatanz oder Kontraktanz gezeigt. Sie wird aus dem Prinzip der virtuellen Verrückungen abgeleitet. Es zeigen sich dabei verschiedene Lösungsvarianten.

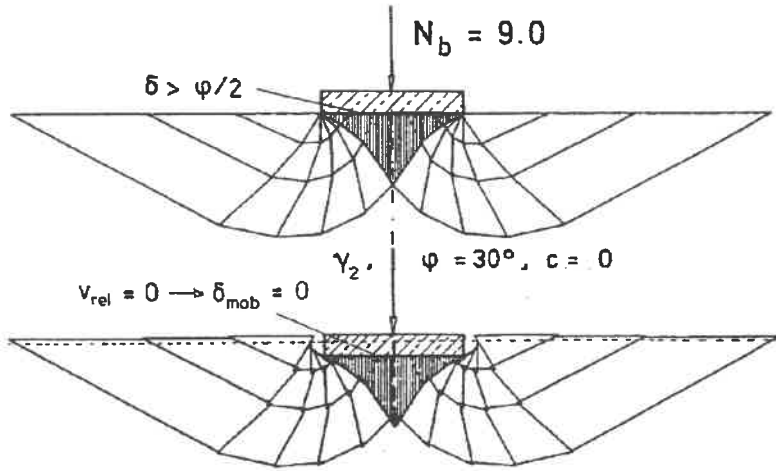
Bei der Lösung des räumlichen Problems kann im Unterschied zum ebenen Problem die Richtung einer Scherkraft bei Kenntnis der Scherfuge nicht mehr skalar sondern nur vektoriell beschrieben werden. Dies erfordert formal eine etwas andere Beschreibung der Geometrie, Kinematik und Statik.

Die Behandlung von Problemen ohne Dilatanz führt wieder auf lineare Gleichungssysteme für die Kinematik und die Statik. Die dafür erforderlichen Formeln sind kaum komplizierter als die des ebenen Problems. Die Einbeziehung der Dilatanz hingegen führt auf quadratische Gleichungen mit gemischten Gliedern, die möglicherweise für die Praxis zu kompliziert sein könnten.

Ein weiteres Kapitel behandelt die Optimierung des Problems zur Minimierung der Zielfunktion durch Variation der Geometrie. Dieser Abschnitt dürfte von manchen Lesern als schwierig empfunden werden, weil die genannten Methoden nicht zum Standard der Mathematikausbildung von Ingenieuren gehören.

Ein abschließendes Kapitel zeigt die Anwendung auf unterschiedliche Probleme. Manche der Ergebnisse sind neu und klären bisher vorhandene Widersprüche. Andere Ergebnisse bestätigen, daß verschiedene Lösungen nach dem Statischen Satz jetzt als vollständige Lösungen eingestuft werden können.

Durch die Vielzahl der unterschiedlichen Beispiele wird eindrucksvoll die Effizienz des Verfahrens und die Praxis-Qualität nachgewiesen.



Beispiel 13: Fundamentsohle rauh

Bild 6.3.6: Grundbruchfigur mit $N_b = 9.0$;
- obere Figur: statischer Lösung
- untere Figur: kinematische Lösung

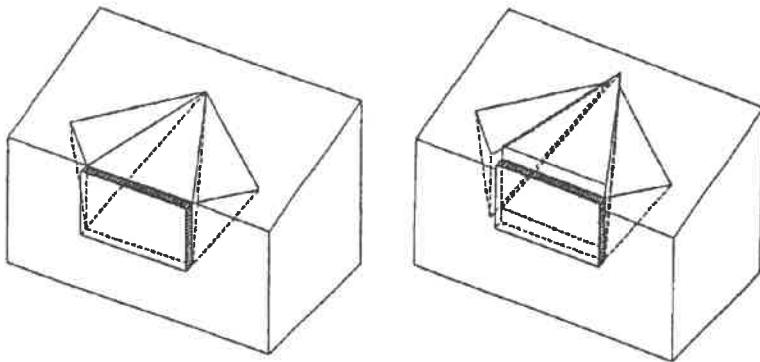


Bild 6.5.1: Einfachste 3D-Kinematik für einen Böschungsbruch

Steinmann, B. (1985)

Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung

Die experimentellen Untersuchungen in dieser Arbeit umfassen Oedometerversuche bei monoton zunehmender Beanspruchung an bindigen Böden unterschiedlicher Plastizität. Durch die Reduzierung der Versuchsdauer sowie die automatische Steuerung und Meßwerterfassung wird eine bessere Ausnutzung der Laborkapazität ermöglicht. Die Bestimmung des Steifemoduls wird außerdem auf eine verbesserte Versuchsgrundlage gestellt. Bei den verschiedenen untersuchten Versuchstypen gab es erhebliche Unterschiede bezüglich der Eignung für eine Routineanwendung. Die Beurteilung der Versuchsergebnisse und die Auswertung der Versuche für Standardparameter auf linear elastischer Grundlage ließ die Versuchstypen mit vorgegebenen Verschiebungen des oberen Probenrandes als beste Alternative zum Standardversuch erscheinen. Für die Routineanwendung empfahl sich dabei der Versuch mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit (CRS-Versuch) besonders. Um die Anwendungsfähigkeit dieses Versuchstyps zu verbessern, wurde eine Methode zur Wahl einer optimalen Vorschubgeschwindigkeit aus den Versuchen entwickelt, die auch eine Übertragung auf andere bindige Böden zuläßt, da sie auf Standard-Bodenkennwerten beruht.

Zusätzlich zu den Untersuchungen über die Anwendung und praktische Auswertung monoton beanspruchter Oedometerversuche wurden theoretische Überlegungen über das Verhalten bindiger Böden bei den durch derartige Versuche beschriebenen Randbedingungen angestellt. Die Grundlage dieser Überlegungen war die Annahme eines voll wassergesättigten Bodens und damit eines Gemisches aus zwei Komponenten. Die Formulierung der Gleichungen erfolgte nach der Konsolidationstheorie, wobei als Besonderheit dem Korngerüst eine allgemeine viskoelastische Stoffbeziehung und dem Durchlässigkeitsbeiwert eine Abhängigkeit von der Porenzahl zugrundegelegt wurde. Die viskoelastischen Stoffbeziehungen wurden mit Hilfe rheologischer Modelle interpretiert.

Die Gleichungen wurden im eindimensionalen Fall mit der Laplace-Transformation und numerischer Inversion bei Annahme konstanter Stoffparameter gelöst. Für den allgemeinen Fall wurde mit der Methode der finiten Elemente eine Lösung angegeben, die die Verwendung veränderlicher Stoffparameter erlaubte. Mit diesen Lösungsverfahren wurden die Versuche nachgerechnet und dabei deutliche Verbesserungen gegenüber der linear elastischen Betrachtungsweise erreicht. Bei der Bestimmung von Standardparametern auf linear elastischer Grundlage ergaben sich erhebliche Diskrepanzen zwischen den aus Oedometerversuchen und aus speziellen Durchlässigkeitsversuchen ermittelten k -Werten.

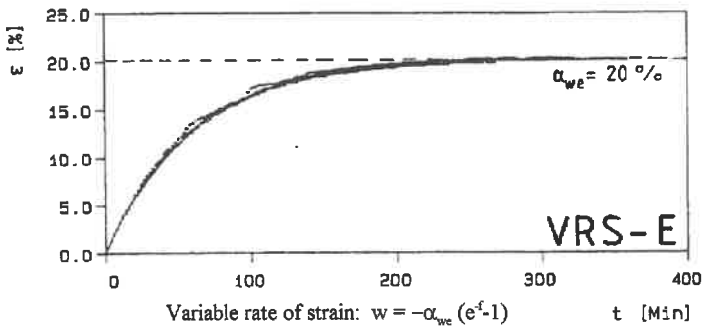
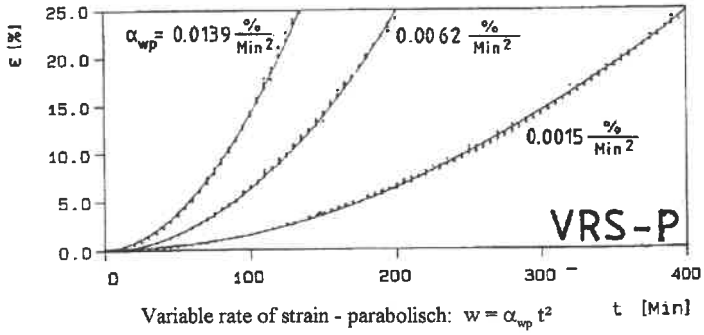
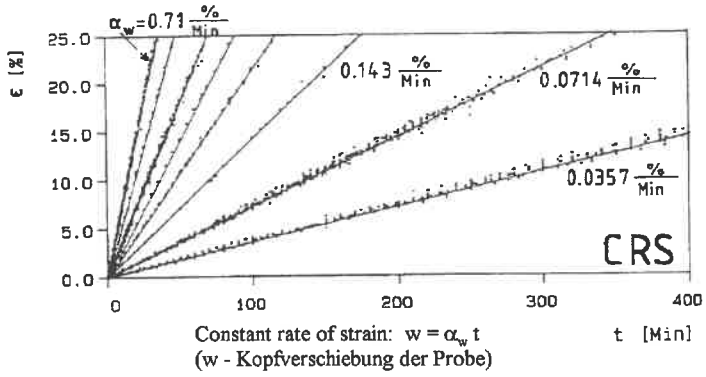


Bild 2.20: Experimentell untersuchte Zeitfunktionen der Probenstauchung

Lee, S. D. (1987)

Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten

Ziel der Arbeit ist es, das Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Schlitzwänden experimentell und theoretisch zu klären und der Baupraxis einen Dimensionierungsvorschlag zur Vermeidung von Einbrüchen zu unterbreiten.

In der Versuchsgrube ($B/L/T = 9/12/4$ m) des Instituts für Geotechnik Stuttgart wurden zunächst 9 Grundbruchversuche als Kontrollversuche zur Unterstützung der Scherfestigkeitsbestimmung und anschließend 18 großmaßstäbliche Schlitzversuche mit unterschiedlichen Schlitz- bzw. Fundamentabmessungen durchgeführt.

Bei den Versuchen wurde auf die von W. LUTZ (1983) eingeführte und seitdem bewährte Technik der Suspensionsimulation durch eine wassergefüllte Membran zurückgegriffen, die eine verlustfreie Wiederverwendung des Versuchsbodens (Rheinsand) ermöglicht.

Umfangreiche Kraft- und Verformungsmessungen gestatteten die Erfassung der Traglast und der Bruchform.

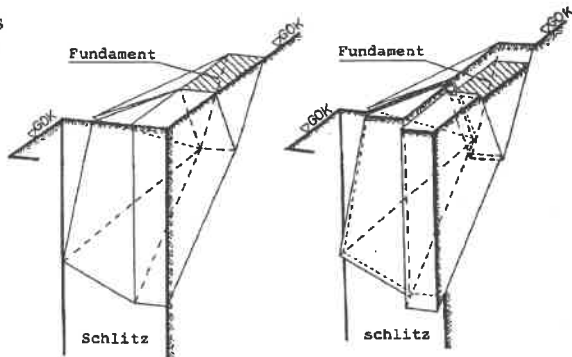
In einer zweiten kleinmaßstäblichen Versuchsserie wurden weitere 7 Grundbruchversuche und 24 Schlitzversuche in einem Versuchskasten mit den Abmessungen $B/L/T = 1.0/1.2/1.0$ m durchgeführt. Dabei wurde in 4 Versuchen der Lastfall "anstehendes Grundwasser" simuliert.

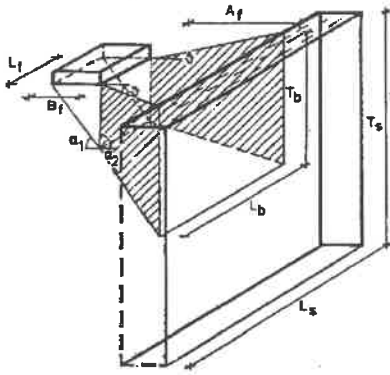
Als theoretisches Modell wird zunächst ein aus zwei Bruchkörpern bestehender Bruchmechanismus nach einem Verfahren, das auf PRATER (1973) zurückgeht, untersucht. Dem Ansatz des operativen Seitendruckparameters und der Abschätzung der durch die Einzelfundamentbelastung entstehenden Spannungen kommt eine entscheidende Bedeutung zu, wie durch Vergleich mit den Versuchsergebnissen festgestellt wird.

Der Praxis wird ein Dimensionierungskonzept unter Berücksichtigung einer geometrieabhängigen Eichkurve nach diesem Verfahren vorgeschlagen.

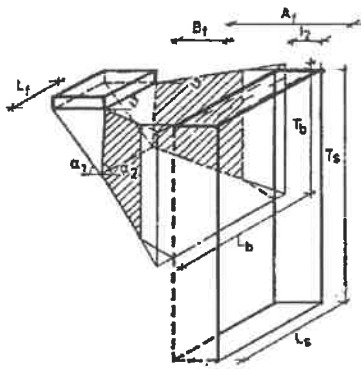
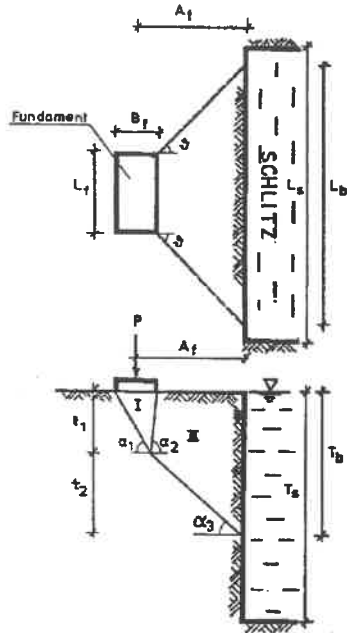
Als weiteres Rechenmodell wird die 3-D-Variante der Methode der Kinematischen Elemente nach GUSSMANN (1986) erfolgreich eingesetzt. Der angenommene Bruchmechanismus besteht aus 6 bzw. nach Ausnutzung der Symmetrie aus 4 Elementen. Die Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ist hierbei sehr gut.

Bild 5.3: 3D-Kinematik des 4-Elementsystems





a) Bei sehr langem Schlitz ($L_s > L_b$)



b) Beim Schlitz begrenzter Länge ($L_s < L_b$)

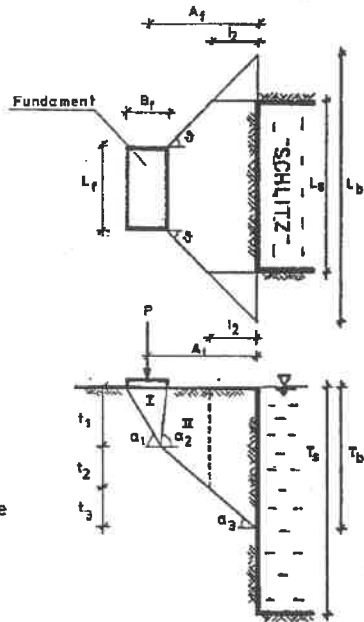


Bild 6.1: Darstellung der Bruchkörpermodelle bei unterschiedlich langen Schlitzten

Kolb, H. (1988)

Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang

Aufbauend auf Erkenntnissen von Einzelsohlreibungsversuchen verschiedener Verfasser werden in kleinmaßstäblichen Laborversuchen und großen Modellversuchen durch umfangreiche Versuchsserien die auf den Sohlreibungswinkel Einfluß nehmenden wichtigsten Parameter wie Auflast, Rauhigkeit, Sandart und Lagerungsdichte in weiten Bereichen variiert und die Abhängigkeiten in eine Gesetzmäßigkeit eingebunden. Die maximal erreichbare Größe der Sohlreibung wird dabei entkoppelt von der notwendigen Verschiebung angegeben, so daß einerseits Sohlreibungswinkel unter verschiedensten Randbedingungen angegeben werden, andererseits die verschiebungsabhängige Mobilisierung mit beliebigen Maximalwerten erfolgen kann.

Für den Bruchsohlreibungswinkel der Reibungsversuche im Direkten Schergerät wird quantitativ eine Gesetzmäßigkeit angegeben, die alle untersuchten Parameter einschließt und die vielen Versuchswerte gut widerspiegelt.

Die Großversuche zeigen eine eindeutige Abhängigkeit der lokal mobilisierten Sohlreibung von der lokalen Verschiebung. Eine Abhängigkeit von der Relativverschiebung Bodenoberfläche Bauwerk oder von der Oberflächenverschiebung wurde wegen der unsystematisch ablaufenden Gleitvorgänge nicht festgestellt.

Diese Gesetzmäßigkeit der Großversuche wird Grundlage einer Mobilisierungsfunktion in der Formulierung als Sohlreibungsspannungs-Verschiebungsgesetz, das eine sehr gute qualitative Wiedergabe der Versuchsergebnisse, einschließlich des Abfallens auf einen Restreibungswert, liefert. Mit den an den Versuchen bestimmten zwei freien Parametern der Funktion ergibt sich zudem eine gute quantitative Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Zur Berechnung von Sohlreibungseinflüssen auf Gründungsbalken wird ein Rechenverfahren angegeben, das sowohl die richtige Sohlnormalspannungsverteilung liefert (elastisch gebetteter Balken) als auch die axialen Vorspannungskräfte über eine sukzessive Approximation iterativ errechnet (Dehnstab).

Die Übereinstimmungen in den Nachrechnungen der Versuche beweisen, daß die Anwendung des lokalen Mobilisierungsgesetzes mit dem Rechenverfahren die Sohlreibungseinflüsse gut und mit einfachen Mitteln beschreibt und eine Anwendung auf baupraktische Fälle gute Ergebnisse liefert.

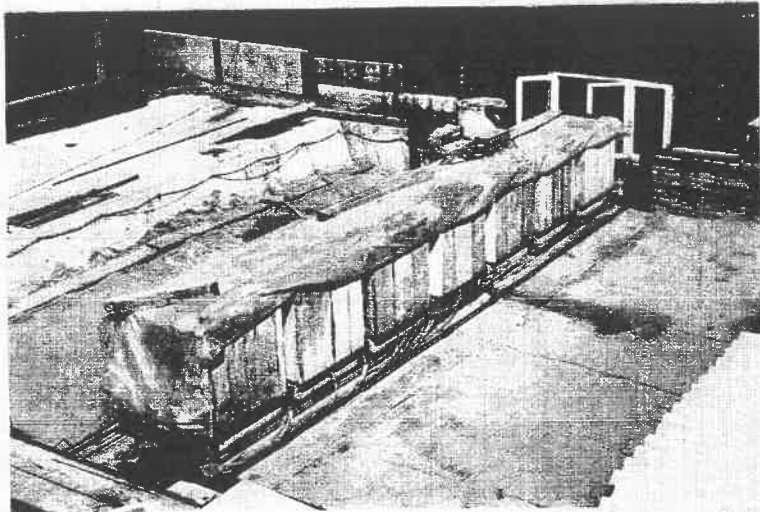


Bild 1: Versuchsgrube mit aufgebautem Versuch

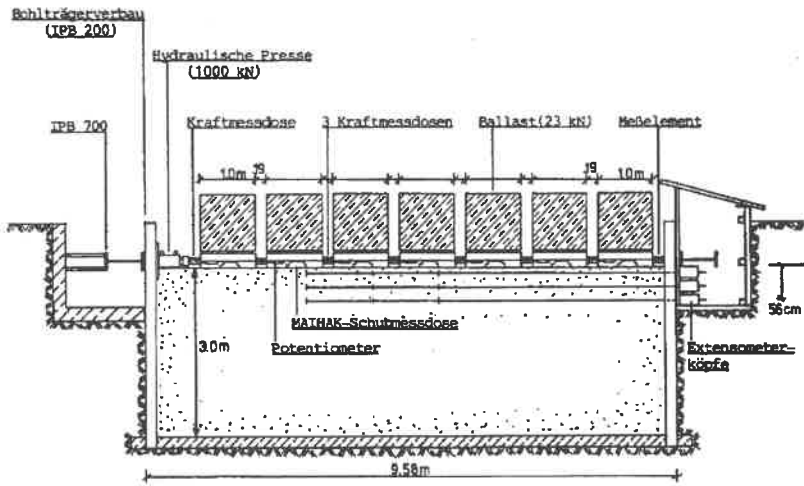


Bild 52: Versuchsaufbau im Längsschnitt

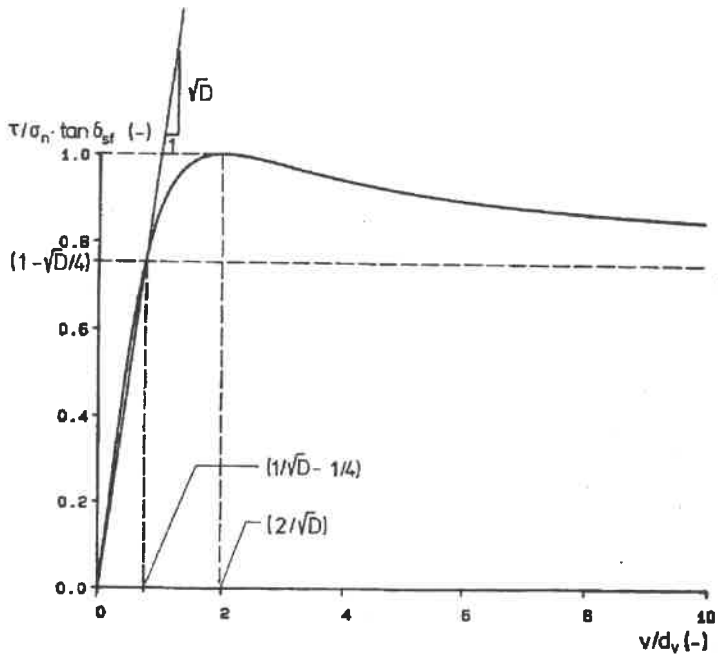


Bild 76: Allgemeine Darstellung der

Mobilisierungsfunktion
$$\frac{\tau}{\sigma_n \tan \delta_{sf}} = \frac{\frac{v}{d_v} + \left(1 - \frac{\sqrt{D}}{4}\right) \left(\frac{v}{d_v}\right)^2}{\left(\frac{v}{d_v}\right)^2 + \frac{1}{\sqrt{D}}}$$

Ochmann, H. (1988)

Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept

Die Verfahren nach DIN 4084 (KREY/BISHOP und JANBU) werden der Kinematische-Elemente-Methode in der Anwendung auf Böschungsprobleme gegenübergestellt. Es werden sowohl deterministische Betrachtungen als auch Untersuchungen eines Dammbauwerks im stochastischen Sicherheitskonzept durchgeführt.

Für die Variation des Ausgangssystems der Kinematische-Elemente-Methode werden verschiedene numerische Optimierungsmethoden eingesetzt. Da keine der Methoden die allein geeignete ist, wird ein übergeordnetes Optimierungskonzept entworfen. Für die Optimierungsmethoden wird eine alle Systemzustände beschreibende Zielfunktion entworfen und eingesetzt, die eine erfolgreiche Geometrievariation bezüglich des Minimums des Sicherheitswerts ermöglicht.

Es wird nachgewiesen, daß die Verfahren nach DIN 4084 und die Kinematische-Elemente-Methode gleichwertige Beschreibungen für den Grenzzustand von Böschungen darstellen und bei der Kinematische-Elemente-Methode als Zielfunktion für Böschungsprobleme lediglich die Anwendung der FELLENIUS-Regel zweckmäßig ist.

Mit einem Finite-Elemente-Modell wird exemplarisch nachgewiesen, daß anhand geeignet gewählter Sicherheitsdefinitionen und mit Hilfe einer fundierten Iterationstechnik eindeutige deterministische Sicherheitswerte für Böschungen ermittelt werden können. Da die Grundlage der Sicherheitsdefinition die FELLENIUS-Regel darstellt, sind die erzielten Ergebnisse denen kinematischer Verfahren vergleichbar. Die Übereinstimmung zwischen den Sicherheitswerten läßt den Schluß zu, daß die kinematischen Verfahren Böschungsprobleme zutreffend beschreiben und eine Modellvariable bei stochastischen Betrachtungen vernachlässigt werden kann. Das Finite-Elemente-Modell eröffnet eine neue Qualität für Nachweise der Böschungsstandsicherheit.

Für Böschungsnachweise im Rahmen des stochastischen Sicherheitskonzepts wird eine geeignete Arbeitsstrategie vorgeschlagen und angewendet. Es kann exemplarisch gezeigt werden, daß auch komplexe Böschungsprobleme und aufwendige Grenzzustandsbeschreibungen im neuen Sicherheitskonzept erfolgreich gehandhabt werden können. Es muß also zugunsten der Handhabbarkeit der stochastischen Betrachtungen keine grobe Vereinfachung bei den zugrundegelegten Böschungsmodellen erfolgen.

**** Endergebnisse im Bemessungspunkt ****
 **** BETA = 10.63 ****
 **** DELTA-BETA = 0.05 ****

Variable	Dimension	Verteilung	XM	SIGMA	ALPHA	U-STERN	X-STERN
IIa	φ	rad	0.719	0.108	0.512	-5.439	0.316
IIc	c	kN/m ²	56.600	26.750	0.309	-3.284	11.714
Ia	c	rad	0.810	0.147	0.443	-4.713	0.341
Ia	c	kN/m ²	46.110	9.125	0.231	-2.460	27.930
Talsch.	φ	log	0.611	0.061	0.627	-6.659	0.313
Ib	φ	rad	0.528	0.074	0.000	-0.003	0.523
Ib	c	kN/m ²	48.600	25.000	0.002	-0.019	42.827

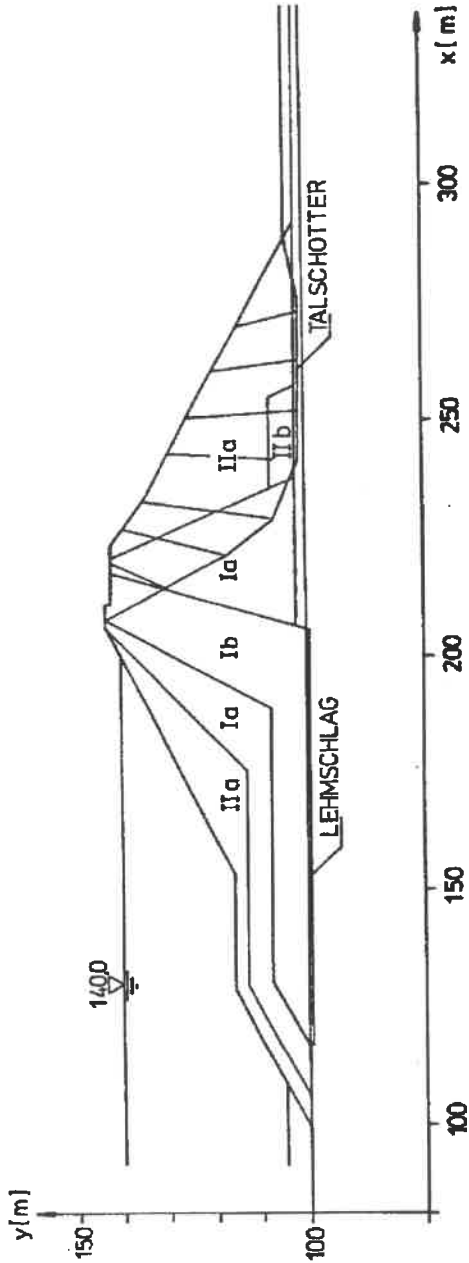


Bild 9.12: Beispiel für den Nachweis: Abgleiten des luftseitigen Stützkörpers im Talschotter nach KEM im stochastischen Sicherheitskonzept

Breinlinger, F. (1989)

Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen

Bei der Analyse von geotechnischen Problemen wurden in der Vergangenheit große Deformationen meistens nicht berücksichtigt. Beobachtete Phänomene wurden daher z. T. dem Materialverhalten zugeschrieben, obwohl es sich bei manchen Problemen einfach um geometrische Effekte handelte.

Ausgehend vom Prinzip der Materialobjektivität, das zu Beginn der Arbeit sowohl allgemein als auch aus einem bodenmechanischen Blickwinkel dargelegt wird, wurde eine für Böden geeignete Zeitableitung ausgewählt, die es erlaubt, auch große Verzerrungen numerisch zu simulieren.

Das in dieser Arbeit entwickelte Stoffgesetz beruht auf dem Konzept der Plastizitätstheorie und läßt sich auf die Cam-Clay-Modelle zurückführen. Es handelt sich bei dem Stoffgesetz um ein Modell, das eine erweiterte Mohr-Coulombsche Bruch- bzw. Fließbedingung sowie Kapfen, die den Zug und den Druckbereich abgrenzen, enthält. Durch die Einführung einer zweiten Fließfläche, die auf MRÖZ et al. zurückgeht, und einer isotrop-kinematischen Verfestigung lassen sich auch komplexe Spannungspfade realistisch wiedergeben. Es sei an dieser Stelle aber auch gesagt, daß die Plastizitätstheorie nicht die einzige Stofftheorie ist, mit der sich das komplexe Verhalten von Böden beschreiben läßt.

Im Abschnitt Numerik wird in dieser Arbeit u.a. versucht, den Vorteil einer einheitlichen Geschwindigkeitsformulierung, der darin besteht, daß nur eine Bezugsconfiguration - nämlich die aktuelle Configuration - vorhanden ist, aufzuzeigen. Das Stoffgesetz, die Formulierung sowie die numerische Implementierung wird an zwei bodenmechanischen Randwertproblemen verifiziert.

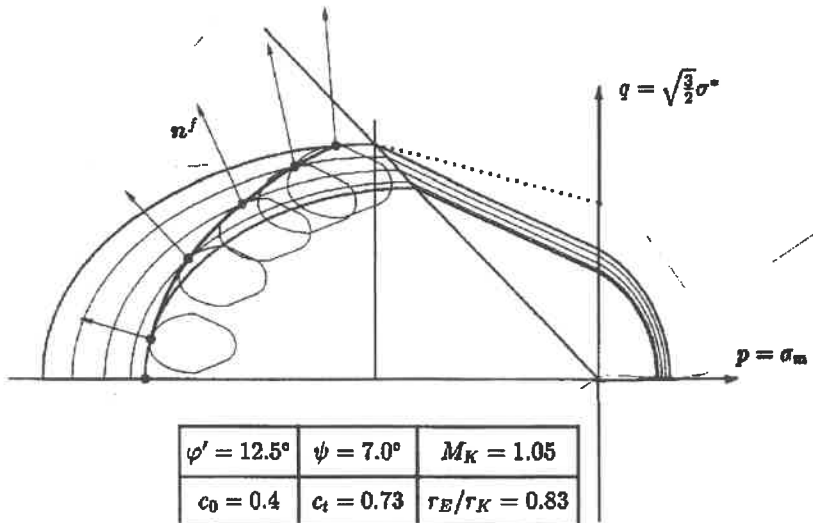


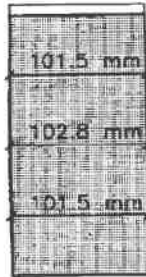
Bild 3.15: Effektiver Spannungspfad eines triaxialen CU-Versuches

$\epsilon_1 = -2.6 \%$



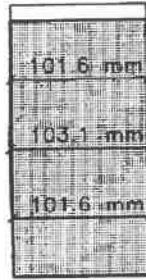
Stufe 1
 $p = -50 \text{ kN/m}^2$

$\epsilon_1 = -4.1 \%$



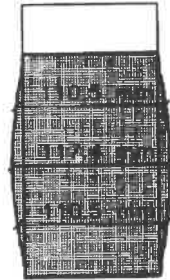
Stufe 2
 $p = -100 \text{ kN/m}^2$

$\epsilon_1 = -6.1 \%$



Stufe 3
 $p = -200 \text{ kN/m}^2$

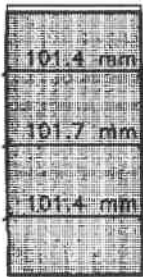
$\epsilon_1 = -20.1 \%$



Stufe 4
 $p = -50 \text{ kN/m}^2$

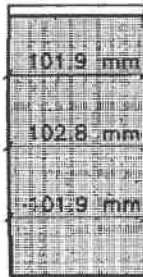
FE-Berechnung (verschiebungsgesteuert)

$\epsilon_1 = -2.6 \%$



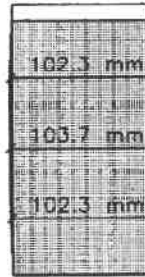
Stufe 1
 $p = -50 \text{ kN/m}^2$

$\epsilon_1 = -4.1 \%$



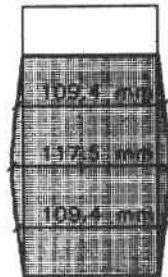
Stufe 2
 $p = -100 \text{ kN/m}^2$

$\epsilon_1 = -6.1 \%$



Stufe 3
 $p = -200 \text{ kN/m}^2$

$\epsilon_1 = -20.1 \%$



Stufe 4
 $p = -50 \text{ kN/m}^2$

Verschiebungsgesteuerter Triaxialversuch

Bild 4.11: Verformungen am Ende der einzelnen Belastungsstufen

Smolczyk, U., Breinlinger, F., Schad, H., Wittlinger, M. (1989)

Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise

Beim Tunnelbau in geböschter Baugrube wird der fertige Tunnel seitlich hinterfüllt und überschüttet. Dabei ergeben sich Beanspruchungsverhältnisse, die mit den konventionellen Verfahren für Stützbauwerke nicht ermittelt werden können. Es werden daher aus Berechnungen mit dem Baugrundmodell *Tunnelrahmen gekoppelt mit dem elastisch isotropen Halbraum* Lastbeiwerte ermittelt, die es erlauben, Belastungen als Eingangswerte für Stabwerksberechnungen zu ermitteln. Die Lastbeiwerte werden mit der Methode der Finiten Elemente für drei Arbeitsraumformen, zwei Querschnittsformen (Maul- und Trapezquerschnitt) und verschiedene Steifigkeitsverhältnisse Auffüllung/Untergrund bestimmt.

Die Untersuchungen zeigen, daß die Beanspruchungen, die auf dieser Basis ermittelt werden, höher sein können als die aus der Berechnung mit einem elastisch gebetteten Stabzug und dem Ansatz von Erdruhedruck oder aktivem Erddruck. Für einen Arbeitsraumtyp wird eine nichtlineare FE-Analyse mit einer hyperbolischen Spannungs-Verzerrungsbeziehung durchgeführt, wobei sich eine geringeren Beanspruchung als bei der linear elastische Analyse ergibt. Bei den nichtlinearen Berechnungen zeigte sich, daß der Verlauf von Moment und Normalkraft sehr stark durch das Stoffgesetz und die Materialparameter beeinflusst wird.

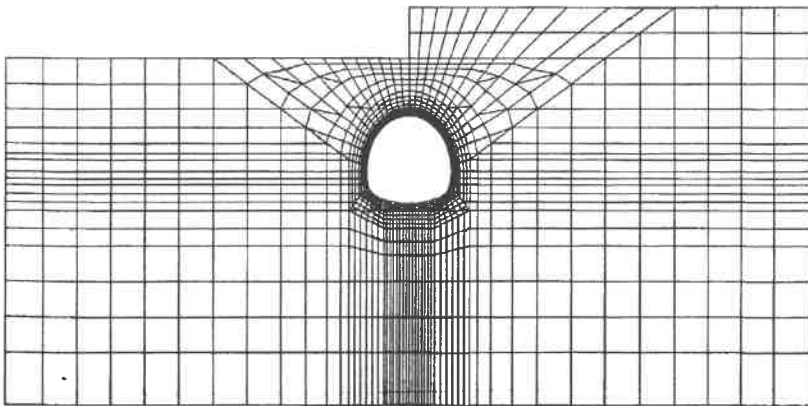
Asymmetrischer Fall

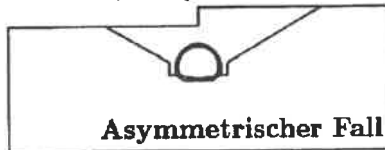
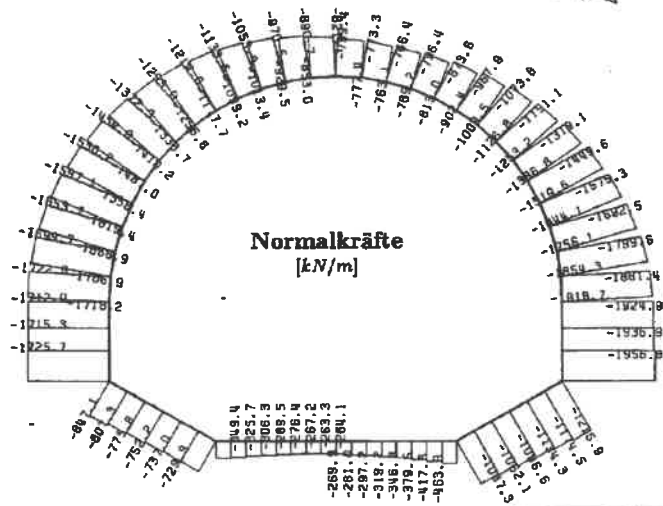
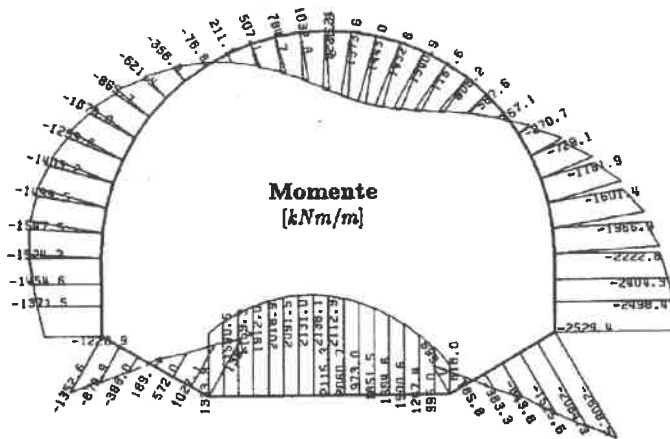
Endzustand

Mit tangentialer Reibung.
Untergrund bis 5,80 m
über Tunnelsohle.
Böschungeneigung 30°.
Mit Arbeitsraum (Typ 1).

Steifemoduli [kN/m^2]

Auffüllung	50 000
seitliche	
Hinterfüllung	100 000
Schichten 1 - 4	50 000
Untergrund	50 000





Gußmann, P., Schanz, T., Smolczyk, U., Willand, E. (1990)

Beiträge zur Anwendung der KEM: Erddruck, Grundbruch, Standicherheit von Böschungen

In der vorliegenden Arbeit wurden mit einem am Institut entwickelten Rechenprogramm, basierend auf der Methode der kinematischen Elemente KEM, die Standsicherheiten von unterschiedlich steilen Böschungen aus homogenem Boden ermittelt. Die Ergebnisse wurden als dimensionsloses Standsicherheitsdiagramm aufbereitet und mit ähnlichen Diagrammen auf anderer Berechnungsgrundlage verglichen.

In umfangreichen Voruntersuchungen wurden die Systematik der vom Programm ermittelten kritischen Geometrien untersucht und daraus Beurteilungskriterien und Strategien abgeleitet, die sich im Verlauf der erforderlichen ca. 400 Rechenläufe sehr gut bewährt haben. Für eine automatisierte Ergebnisverwaltung wurden FORTRAN-Programme entwickelt, die eine weitere Rechenkosten- und Arbeitsersparnis bewirkten.

Die Ausweitung der Untersuchung auf einen Grundwasserstand in halber Böschungshöhe zeigte ein Versagen der Normierung auf. Die Ergebnisse wurden in hohem Maße von der Wichte des Bodens γ abhängig.

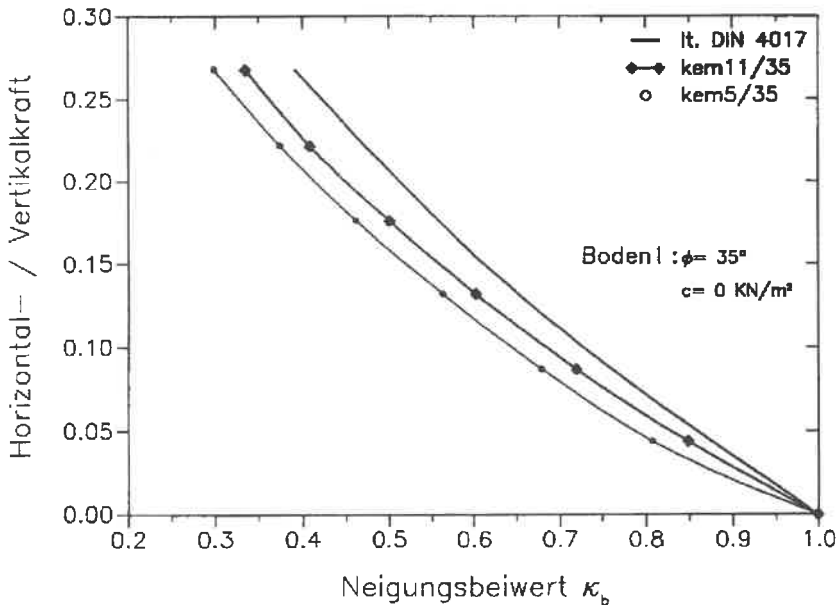


Bild 5.4: Vergleich der KEM-Ergebnisse mit den Werten der DIN 4017. Eine Netzverfeinerung (11 Elemente bei $\phi = 35^\circ$) führt zu einer Verbesserung der Ergebnisse

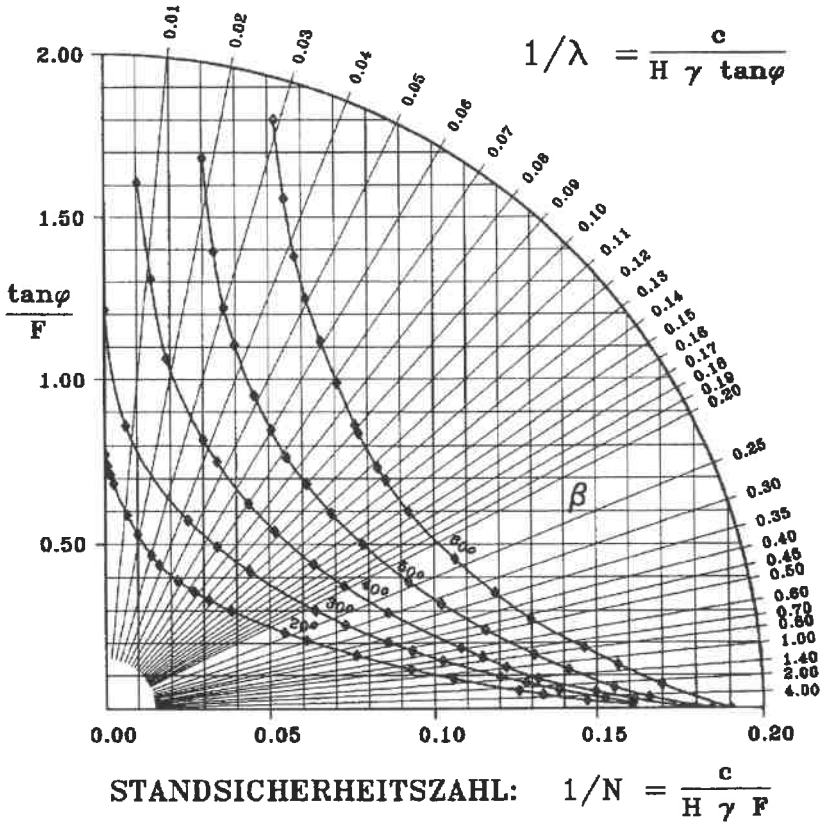
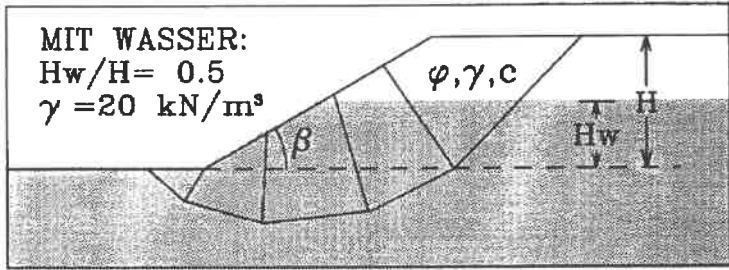


Bild Standsicherheitstafel mit Wasser ($H_w/H = 0.5$)

Grühle, H.-D. (1990)

Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten

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

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

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

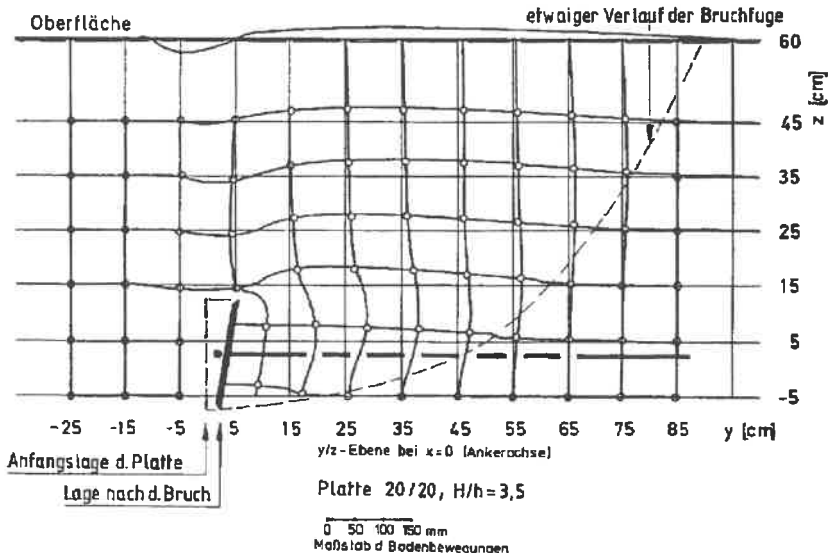


Bild 3.3-4: Bodenverformungen s_y und s_x nach dem Bruch bei dichter Lagerung

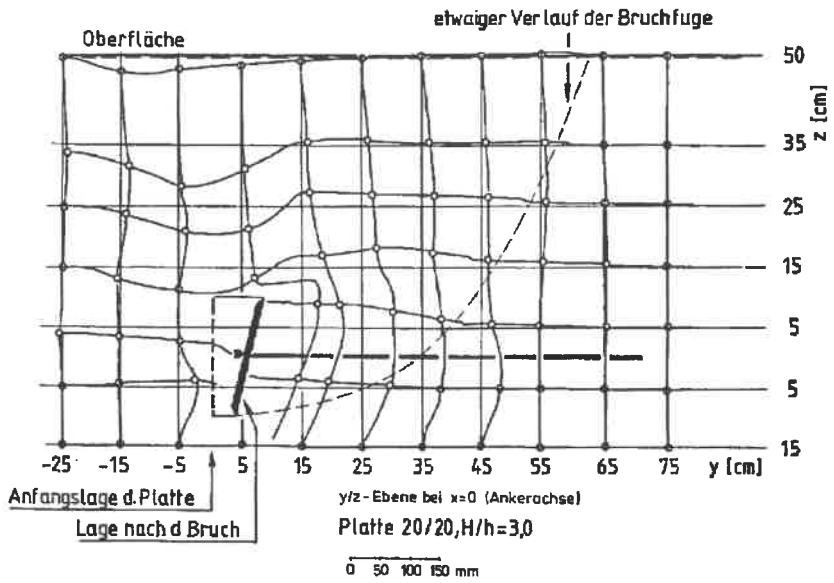


Bild 3.3-5: Bodenverformungen s_y und s_x nach dem Bruch bei lockerer Lagerung

Schad, H. (1992)

Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse

Ausgehend von der Methodik und Terminologie von HOHENEMSER/PRAGER (1932) wird für geotechnische Zwecke ein Stoffgesetz entwickelt, das als erweiterter PRANDTL-MAXWELL-Körper bezeichnet werden kann, da dem elastoplastischen Körper ein viskoelastisches Medium überlagert wird. Das Stoffgesetz wird für die FE-Methode aufbereitet und in ein FE-Programm implementiert, wobei eine Geschwindigkeitsformulierung unter Berücksichtigung endlicher Deformationen gewählt wird. Im plastischen Teil des Stoffgesetzes, dessen Fließregel nichtassoziert sein kann, werden die COULOMBSche Fließfläche und die Potentialfläche so modifiziert, daß die vorgeschlagene Formulierung die COULOMBSche Fläche und den DRUCKER Kegel als Sonderfälle enthält und den Übergangsbereich zwischen diesen beiden Formulierungen zutreffend beschreibt. Die Möglichkeiten der Überlagerung von zwei rheologischen Körpern bei der FE-Analyse wird für zwei geotechnische Probleme genutzt: experimentelle und numerische Quantifizierung des Einflusses der geometrischen Nichtlinearität im Druckversuch und Prognose der zeitlichen Entwicklung der Verschiebungen einer Deponie. Zur Berechnung vorschubgesteuerter Laborversuche mit wassergesättigten Böden auf der Basis der Konsolidationstheorie wird ein numerisches Verfahren entwickelt, mit dem man aus bekannten analytischen Lösungen für Spannungsrandbedingungen - unter den Voraussetzungen: lineare Stoffbeziehungen (ZENER-Körper) und infinitesimal kleine Deformationen Lösungen für Verschiebungsrandbedingungen ermitteln kann. Es wird ein Einzelscherggerät (Versuchskörper 60/60/50cm) entwickelt und getestet, das auch für überkonsolidierten Ton und teilverwitterten Fels geeignet ist und mit dem das Materialverhalten bei nichtmonotoner Belastung, Belastungsumkehr und Drehung der Hauptspannungen untersucht werden kann.

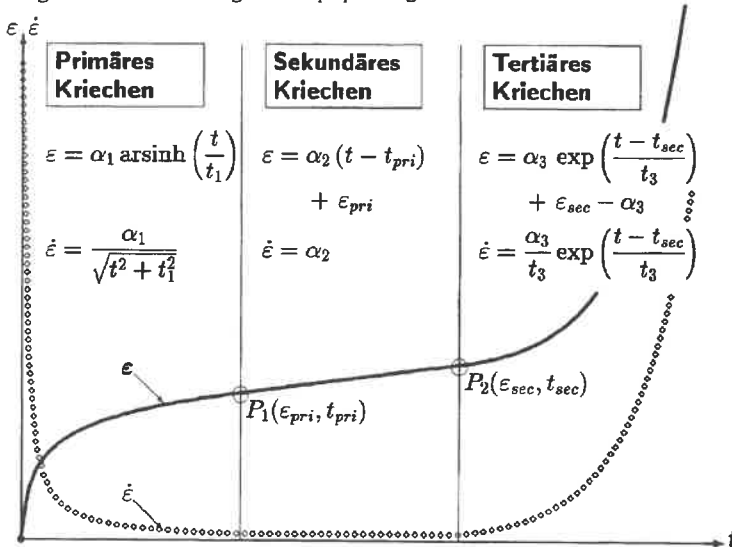


Bild 2.9: Die drei Phasen des Kriechens; $\sigma = const$

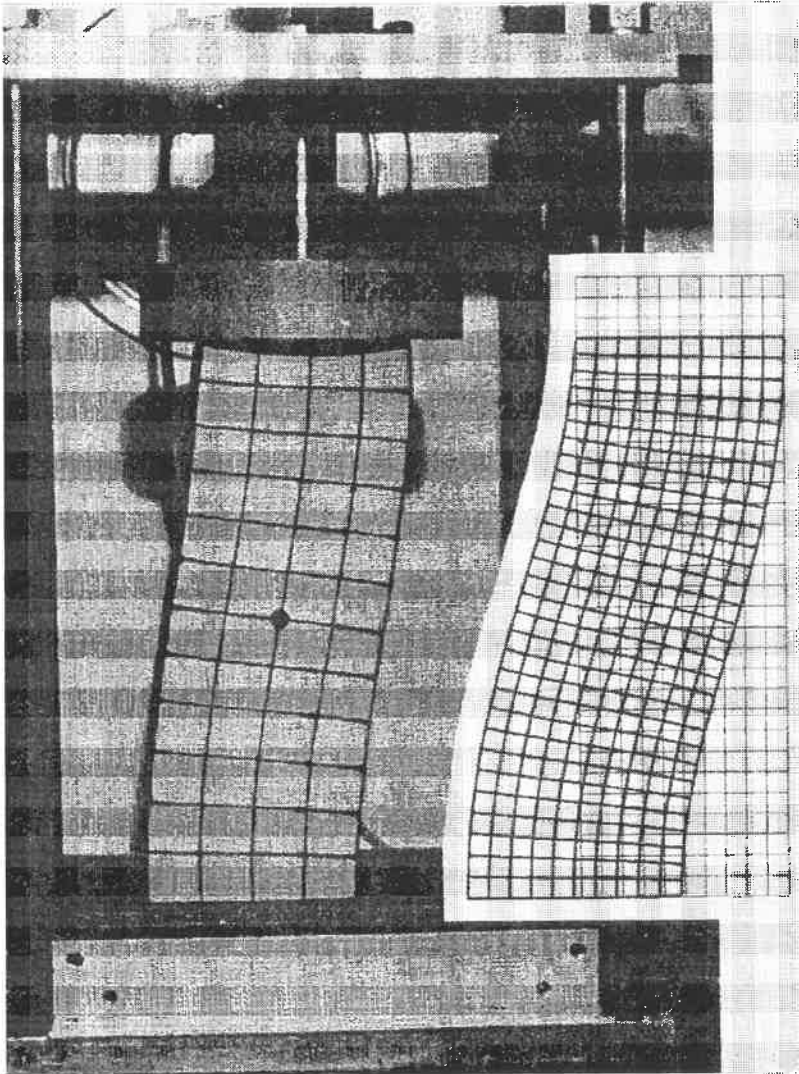


Bild 4.4: Knickfigur in Versuch und FE-Berechnung

Belz, I. (1992)

Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers

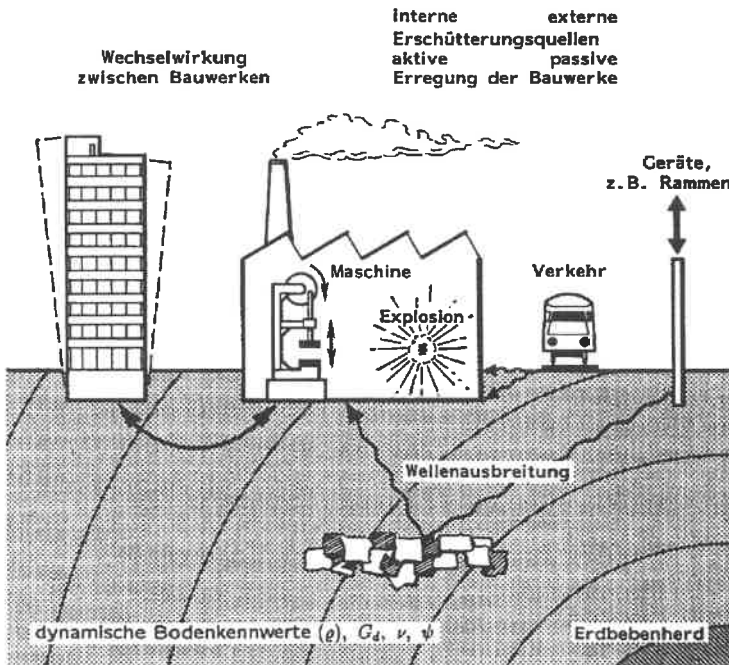
Nach einer kurzen Einführung in die Baugruddynamik und die dort verwendeten Bodenmodelle und Stoffgesetze werden die in Deutschland üblichen dynamischen Bodenerkundungsverfahren knapp erläutert.

Anschließend wird das Prinzip eines neuen Versuchs zur Ermittlung bodendynamischer Kennwerte vorgestellt, bei dem die Antwort des Systems Erreger-Boden direkt am Erreger gemessen wird.

In begleitenden theoretischen Untersuchungen wird das Problem "Schicht auf starrem Untergrund bei Vertikalerregung an der Oberfläche" weitgehend analytisch gelöst, wobei zunächst für die Schicht ein elastisches, dann ein viskoelastisches Stoffgesetz - der lineare Standardfestkörper mit volumentreuem Kriechen - angesetzt wird.

Mit einem speziell dafür entwickeltem FORTRAN-Programm ausgeführte Parametervariationen zeigen die Auswirkungen vor allem der Erregerfrequenz, der Schichtdicke und der Querdehnzahl auf die komplexe Steifigkeit und auf die Amplitude.

In weiteren Kapiteln wird gezeigt, wie sich die Ersatzparameter des eindimensionalen viskoelastischen Modells bestimmen lassen und wie sich die Energie in einer elastischen Schicht ausbreitet. Bemerkungen zur Dämpfung und zu Wellen und deren Geschwindigkeiten ergänzen den Text.



Wittlinger, M. (1994)

Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden

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, Berechnung 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 Verhältniszwerte $\varepsilon_1/\varepsilon_r$ aus den Triaxialversuchen hervorgeht.

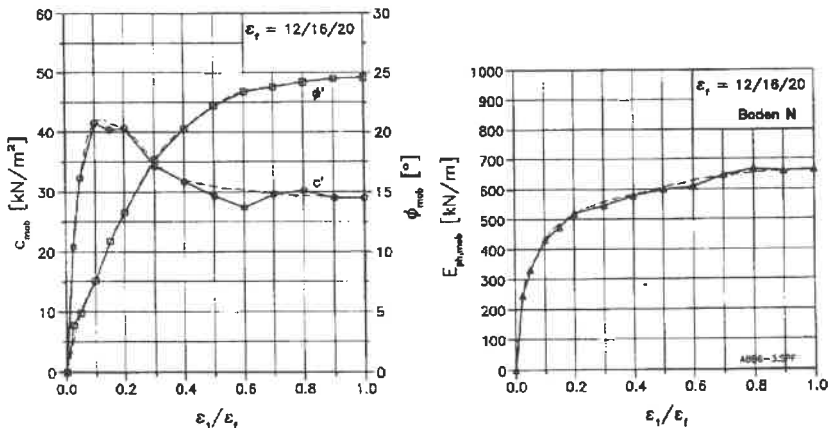


Bild 6.3: Boden N: ϕ_{mob} , c_{mob} und $E_{ph,mob}$ in Abhängigkeit von $\varepsilon_1/\varepsilon_r$

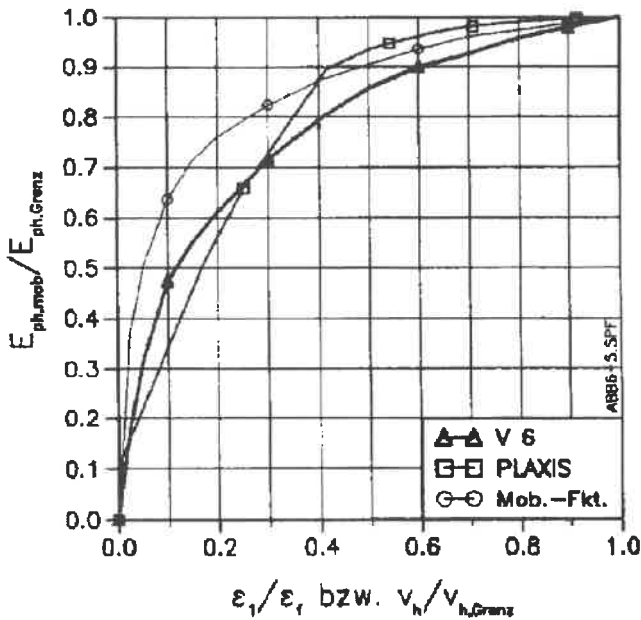
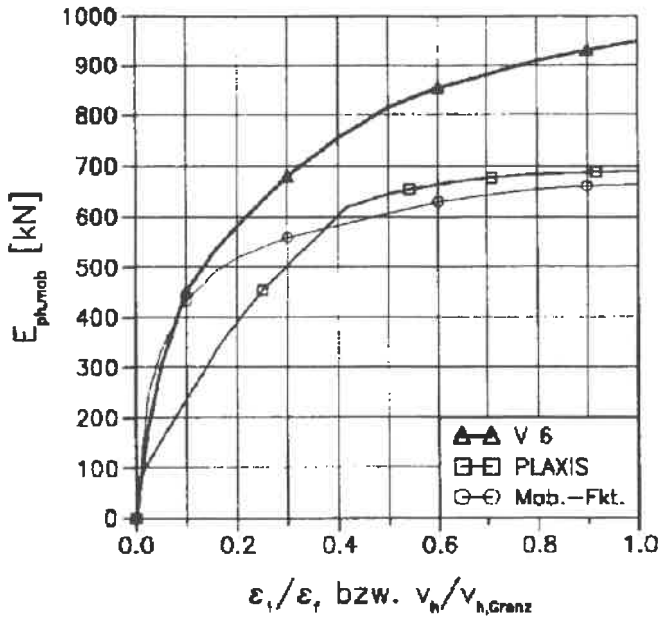


Bild 6.5: Vergleich der Mobilisierung nach PLAXIS und Mob.-Ansatz mit den Meßergebnissen ($E_{ph,mob}$ bzw. $E_{ph,mob}/E_{ph,Grenz}$ in Abhängigkeit von ϵ_1/ϵ_r)

Ma, Jianlin (1994)

Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen

Das Stützscheiben-Verfahren zur Stabilisierung oder Sanierung der Böschungen oder Hänge wird aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und des Landschaftsschutzes als eine technisch-wirtschaftliche und umweltverträgliche Lösung in der Praxis oft angewendet, besonders bei schwierigen Geländebedingungen, steilen Rutschungen oder aktiven Rutschgeländen.

Hierzu fehlt bisher aber ein Bemessungskonzept. Von besonderem Interesse ist dabei der Abstand der Stützscheiben, der bei gegebener Scherfestigkeit des gestützten Bodens und der Böschungsgeometrie notwendig ist, um die Böschungsbruchsicherheit auf das gewünschte Niveau zu bringen. In der Praxis ging man deswegen nur relativ unsystematisch von Erfahrungswerten aus.

Der rechnerische Nachweis der Böschung mit Stützscheiben ist ein räumliches Problem. Mit den in der Praxis herkömmlich verwendeten ebene Verfahren können Standsicherheitswerte derartiger Böschungen unterschätzt werden, da die Stabilisierungswirkung der Stützscheiben nicht nur auf die durch sie an den Böschungskörper direkt abgegebenen zusätzlichen Stützkräfte zurückzuführen ist. Auch spielt dabei die durch sie verursachte räumliche Gestalt des potentiellen Bruchkörpers eine wichtige Rolle.

Mit dieser Arbeit werden die diese beiden wesentlichen Stabilisierungswirkungen möglichst erfassenden Nachweisverfahren der Standsicherheit einer Böschung mit Stützscheiben in relativ einfach anzuwendender Art für die Erdbaupraxis entwickelt, wobei von einem hier ebenfalls erarbeiteten allgemeinen, dreidimensionalen Berechnungsverfahren der Standsicherheit einer räumlichen Böschung ausgegangen wird.

Die Ergebnisse dieser Nachweisverfahren werden durch Zentrifugen-Modellversuche in guter Übereinstimmung bestätigt.

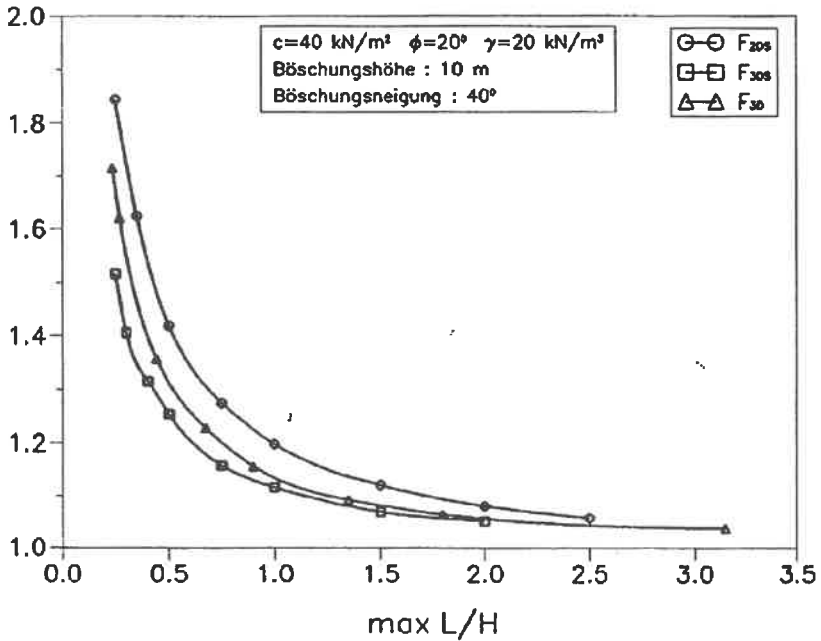


Bild 6-8: Beispiel 2 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben
- Berechnung nach 3 verschiedenen Ansätzen - (F_{KEM} -Sicherheit einer ebenen Böschung ohne Stützscheiben mittels KEM)

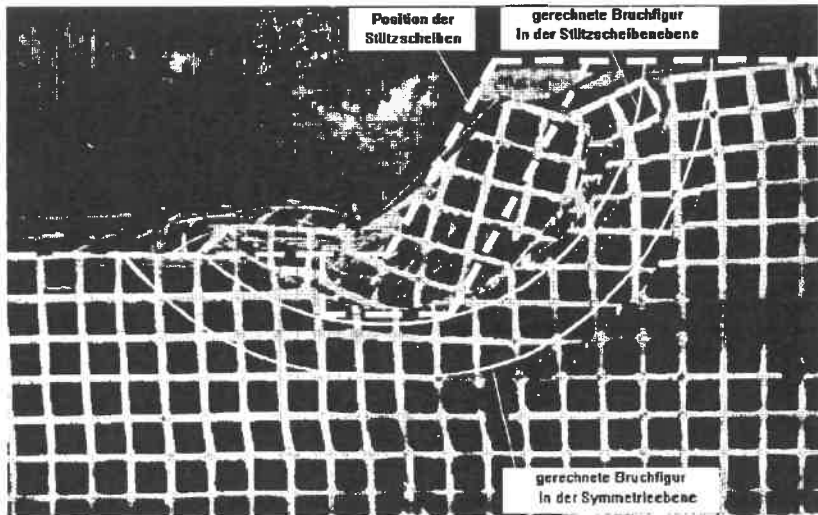


Bild 6-24: Vergleich des Bruchkörpers von der Berechnung mit dem Versuch SB 10
(d) Darstellung des gerechneten Bruchkörpers von SB10 von der Seite

Liste der Diplomarbeiten

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
1	Untersuchung der Pfeiler- und Widerlagergründung am Beispiel der Brücke "Südheimer Platz" in Stuttgart	Heilig	30.12.70
2	Brunnengründung eines Brückenpfeilers	Röger	06.71
3	Standsicherheitsnachweis eines Zellenfangedammes	Lächler	09.06.71
4	Verformungsarmes Bauverfahren für eine Tiefgarage in dichtbebauter Lage	Munz	23.06.71
5	Bauzustände eines unterirdischen Verkehrsbauwerkes am Theaterplatz in Frankfurt/Main	Betten	13.07.71
6	Pfahlgründung eines Brückenpfeilers im offenen Gewässer	Maier	13.07.71
7	Schadensfall an der Baustelle "Torstraße" in Stgt. durch plötzliche Pfeilerersetzung einer Behelfsbrücke	Mathes	23.07.71
8	Setzungsberechnung eines pfahlgegründeten Widerlagers infolge Hinterfüllung	Koerth	20.03.72
9	Beitrag zur Berechnung der Spannungsverteilung und Verformung eines elast. isotropen Halbraumes	Seeger	30.12.71
10	Verformungsarmer Baugrubenverbau in unmittelbarer Gebäudenähe	Wagner	12.01.72
11	Einspannung eines starren Gründungskörpers im Baugrund	Grosser	03.02.72
12	Eindimensionale Konsolidation in geschichteten Böden	Spotka	14.02.72
13	Abhängigkeit bodenmech. Kenndaten von den Konsistenzgrenzen	Kwee	12.04.72
14	Bestimmung des zur Stabilisierung von Sandkörnern in der überhängenden freien Oberfläche eines Bodenhohlraumes erforderlichen Strömungsdrucks	Ljötterud	26.06.72
15	Baugrubenverbau aus IPB-Trägern mit dazwischen abgesenkten Stahlbetonfertigteilen	Rölleke	06.07.72
16	Vergleichende Untersuchung zur Böschungsstandsicherheit	Kropf	28.12.72
17	Beitrag zur Untersuchung des Scherverhaltens von normalverdichteten wassergesättigten gestörten Seetonproben	Ulrich	18.12.72
18	Scherversuche mit Sand und Auswertung nach Granta Gravel und nach dem Ansatz von Kondner	Veihl	14.02.73
19	Sanierung eines Böschungsschadens	Seimenis	26.03.73
20	Entwurf eines Trockendocks	Dudenhausen	11.01.73
21	Gründungsentwurf für den Randpfeiler eines Sperrwerks unter besonderer Berücksichtigung der Verformung	Mossig	21.03.73
22	Berechnung einer Großbohrpfahlgründung für einen Brückenpfeiler	Schwarz	16.01.73

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
23	Literaturübersicht über ausgeführte Spundwandbauwerke	Harder	19.03.73
24	Berechnung von Sickerströmungen nach numerischen Verfahren	Vallianou	09.05.73
25	Untersuchung einiger Ansätze zur Berechnung der Einspannung starrer Gründungskörper im Baugrund	Schluge	10.01.73
26	Spannungen im Fusse eines Bohrpfahls bei Pfahlfußverbreiterung	Henes	05.07.73
27	Einflüsse einer Gleichlast auf die Standsicherheit einer aus zwei Schichten bestehenden Böschung	Ikonomidis	10.09.73
28	Im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung für eine Hochbahn sollen die Gründungsmöglichkeiten der Stützen bei verschiedenen Untergrundverhältnissen untersucht werden	Dehli	22.06.73
29	Konsolidation rotationssymmetrischer, wassergesättigter Böden	Weber	02.07.73
30	Die Anwendung der Differentialgleichungen des plastischen Grenzgleichgewichts für den ebenen Fall auf Bruchvorgänge im Boden	Raisch	01.10.73
31	Beitrag zur Untersuchung des Zeitverformungsverhaltens und der zeitlichen Porenwasserdruckänderung einer Dreiaxialprobe am Beispiel eines wassergesättigten gestörten Seetones	Menzel	29.07.73
32	Spannungen im Fusse eines Bohrpfahls bei Pfahlfußverbreiterung (siehe Nr. 26)	Kutzschenbach	15.01.74
33	Vergleich von 2 Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Schnittkräfte in einem Tunnelquerschnitt und Berechnung der Spannungen im Boden	Stütze	20.02.74
34	Berechnung der Schnittkräfte in einer Sohlplatte nach verschiedenen Verfahren	Lohrmann	09.04.74
35	Unterfangung eines Fabrikgebäudes im Kreuzungsbereich zweier U-Bahnlinien	Kehm	15.02.74
36	Einflüsse einer Gleichlast auf die Standsicherheit einer Böschung (siehe Nr. 27)	Lie	20.06.74
37	Berechnung der Schnittkräfte in einer Sohlplatte mit FEM und Stoffgesetz von Duncan-Chang für den Boden	Stratz	18.07.74
38	Austesten der vorhandenen Pfahlrostprogramme und Vergleich mit den Ergebnissen der Pfahlrostberechnung für das Eidersperrwerk	Streckfuß	20.03.74
39	Konsolidation bei stufenförmiger Lastaufbringung und veränderlichen Bodenkennwerten	Nehring	01.04.74

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
40	Mittels eines zur Verfügung gestellten ebenen FE-Programmes ist der Erdruchdruck für steigendes und fallendes Gelände als Funktion des Scherwinkels zu berechnen	Dück	16.04.74
41	Ebene Grundbruchberechnung unter Verwendung von Lamellenverfahren	Gauger	06.05.74
42	Kaimauerkonstruktion mit Bodenaustausch	Hoffmann	17.04.74
43	An einem praktischen Beispiel wird die Überbausteifigkeit auf die Pfahlrostberechnung untersucht	Hölzli	15.07.74
44	Berechnung des Last-Verformungsverhaltens eines Streifenfundamentes mit Hilfe der Methode der finiten Elemente	Hollenbach	06.05.74
45	Setzungsuntersuchungen an einem Hochhaus auf Frankfurter Ton	Schmidt	02.07.74
46	Die Bedeutung des Karbonatgehaltes für die bodenmechanischen Eigenschaften von Löss	Feeser	??.10.74
47	Unterfangung von Gebäuden auf rolligen Böden	v. Berg	30.01.75
48	Erddruck infolge Linienlasten nach Bruch bzw. Spannungstheorie	Helas	01.10.74
49	Baugrubenverbau: unterschiedliche Erddruckansätze im Vergleich	Jean-Bart	08.11.74
50	Setzungsberechnung für ein Trockendock	Dziewior	15.10.74
51	Stiftskirche Herrenberg	Huck	01.03.75
52	Einfluß der Einführung eines nichtlinearen Verformungsverhaltens der Pfähle auf die Grenztraglast eines Pfahlrostes	Zepf	29.07.75
53	Diagramme zur Vorbemessung von Erddämmen und Böschungen	Kourtparadisid	11.08.75
54	Abgestufte Baugrube	Mannschreck	02.10.75
55	Entwurf und Bemessung eines Baugrubenverbaus	Zäh	08.09.75
56	Stabilitätsuntersuchungen an rückverankerten Baugrubenumschließungen (tiefe Gleitfuge)	Hoppert	30.09.75
57	Erweiterte Grundbruchprobleme-	Holz	10.09.75
58	Berechnung nach DIN 4084	Haupers	10.09.75
59	Setzungsberechnung unter einem hohen Damm u. Bestimmung der zul. Böschungsneigungen für eine tiefe Baugrube	Dogu	29.03.76
60	Setzung von Verkehrsdämmen am Beispiel des Autobahndamms Weinsberg	Bock	19.12.75
61	Der Einfluß des Sättigungsdruckes auf Sättigungsgrad und Scherfestigkeit in der triaxialen Versuchstechnik	Rehli	26.04.76
62	Vergleich analytischer und numerischer Lösungsverfahren zur Berechnung eindimensionaler Konsolidationsvorgänge	Fischer	30.03.76

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
63	Vergleich verschiedener Verfahren zur Ermittlung der Böschungsstandsicherheit - Terzaghi / Krey-Bishop	Doring	30.01.76
64	Berechnung eines typischen U-Bahnquerschnitts mit der FEM unter Verwendung des nichtlinearen Stoffgesetzes nach Duncan-Chang. Vergleich mit konventionellen Berechnungsergebnissen	Braach	26.01.76
65	Berechnung einer Baugrube mit vorgespannten Steifen mit Hilfe der FEM	Watzek	10.05.76
66	Gründung eines Brückenpfeilers im offenen Wasser	Oswandi	15.06.76
67	Flachgründung eines Brückenwiderlagers als Alternative zur Pfahlgründung	Frei	12.07.76
68	Standicherheit in der tiefen Gleitfuge einer einfach verankerten Baugrubenwand	Klonsdorf	18.02.77
69	Gegenüberstellung verschiedener Scherversuche	Uhrig	01.02.77
70	Grundwasserhaltung zur Trockenlegung der Baugrube eines Bürohochhauses	Beck	07.01.77
71	Abgestufte Baugrube (II)	Nguyen	20.12.76
72	Der Einfluß der Untergrundverhältnisse auf die Beanspruchung einer Schleuse	Vogt	04.01.77
73	Verformungen und Spannungen im Baugrund beim Aushub einer Baugrube	Katsikas	01.04.77
74	Damm auf weichem Untergrund	Sterk	31.05.77
75	Aufbereitung, Vergleich und Zusammenhang der bodenmechanischen Kenndaten einiger Keuperböden	Meyer	25.04.77
76	Einfluß der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung bei der Berechnung der Konsolidation unter einer schlaffen Kreis- bzw. Streifenlast mittels FEM	Duskos	25.07.77
77	Vergleich von kraft- und weggesteuerten Oedometerversuchen an wassergesättigten Tonproben	Fritsche	18.07.77
78	Pfahlrostberechnung - nichtlinear	Fahrenkrog	08.08.77
79	Konsolidation des Konstanzer Seetons im Oedometer - Versuchsauswertung und Nachrechnung mit Hilfe eines nichtlinearen FEM-Programms	Schweikert	27.01.78
80	Beurteilung verschiedener Einflüsse - unterschiedliche Einzelsteifigkeiten, Gruppenwirkung und nichtlinear elastischem Verhalten der Pfähle bei der Pfahlrostberechnung	Gseller	17.03.78
81	Standicherheit und Spannungsverteilung bei Böschungen	Müller	???.?.78
82	Standicherheitsuntersuchungen von Schlitzwänden	Henke	20.02.78
83	Vergleichende Standicherheitsuntersuchungen für die Gründung eines Brückenwiderlagers mit Hilfe von Lamellen- und Grundbruchverfahren	Hack	20.12.77

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
84	Berechnung von Winkelstützmauern mit Bergsporn	Kramer	14.04.78
85	Die Bestimmung der Scherparameter mit Hilfe des Mehrstufenversuchs (multi-stage triaxial test)	Lehnert	03.07.78
86	Eindimensionales Konsolidationsverhalten eines süddeutschen Voralpenseetons	Wagner	07.08.78
87	Ermittlung des Erddrucks auf eine ebene Stützwand infolge Setzung der Hinterfüllung bei gleichzeitiger Setzung und Verdrehung der Wand	Lindner	07.07.78
88	Der Reibungswinkel von Sand im Kasten- und im triaxialen Schergerät	Fetzer	10.07.78
89	Untersuchung des Einflusses verschiedener Rechenansätze auf die rechnerische Tragfähigkeit einer belasteten Böschung	Frei	20.06.78
90	Bestimmung der Scherfestigkeit bindiger Böden in situ	Schreib	11.01.79
91	Experimentelle Bestimmung bodenmechanischer Parameter durch Oedometerversuche bei unterschiedlicher Drainage	Steinmann	20.12.78
92	Berechnung der Konsolidation unter einer starren Kreisplatte mit einem nichtlinearen FEM-Programm	Loos	27.02.79
93	Scheinbare Kohäsion bei Sand und deren Einfluß auf die Scherfestigkeit	Fladt	20.12.78
94	Untersuchung des Einflusses der Verformungsgeschwindigkeit auf die Ergebnisse einiger Laborversuche zur Bestimmung des Scherparameter	Mahapatra	29.12.78
95	Kleinmaßstäbliche Versuche mit belasteten Böschungen	Riele	27.07.79
96	Untersuchung von Sand im Triaxialversuch bei zyklischer Beanspruchung	Lenz	05.02.80
97	Stand sicherheitsnachweis und Setzungsanalyse bei Brückenwiderlager	Barli	16.09.79
98	Nachrechnung eines Erdstaudammes	Akermann	17.08.79
99	Erddruck infolge Linien- und Einzellasten auf verformungsarme Baugrubenwände	Dasch	25.03.80
100	Der Einfluß von Probenhöhe und Endflächenreibung auf die Zylinderdruckfestigkeit	Cach- rimanidis	14.02.80
101	Beispiele zum allgemeinen Lamellenverfahren nach Gußmann	Kunz	18.02.80
102	Quellerscheinungen an künstlich verdichteten anhydritführenden Tonsedimenten	Maiwald	24.01.80
103	Untersuchung über die Tragfähigkeit belasteter Böschungen	Trägner	28.05.80
104	Kinematische Modelluntersuchung für ebene Erddruckprobleme	Rilling	08.02.80

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
105	Numerische Berechnung von Porenwasserdrücken und Setzungen für ein Regenrückhaltebecken auf weichem bindigem Boden	Ulmschneider	06.02.80
106	Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von bindigen Böden	Trumpff	07.01.80
107	Raumgitterwände	Tank	25.01.80
108	Numerische Untersuchung der Spannungs- und Verformungsverhältnisse für eine hinterfüllte Winkelstützwand mit Variation der Länge des bergseitigen Fundamentsporns	Kolb	17.03.80
109	Untersuchung der technischen Brauchbarkeit und der Wirtschaftlichkeit verschiedener Sicherungsarten für Einschnittböschungen	Schwerdtle	15.01.80
110	Standortsicherheitsuntersuchung für einen Kran auf einer Böschung	Stankiewicz	05.07.80
111	Beispiele zum allgemeinen Lamellenverfahren	Krause	09.09.80
112	Bestimmung der Materialparameter zur nichtlinearen Berechnung der Konsolidation des Konstanzer Seetons	Braig	18.07.80
113	Bestimmung der Schrumpfgrenze verschiedener bindiger Böden	Babl	22.08.80
114	Baugrundverbesserung mit Kalk	Dajantas	28.10.80
115	Die Anwendung geophysikalischer Untersuchungsmethoden für die Baugrunderkundung	Mader	16.02.81
116	Berechnung einer Öl-Umschlaganlage, die im Wasser errichtet ist, im ursprünglichem Zustand und im Schadensfall	Limbrecht	20.02.81
117	Einfluß verschiedener Ansatzfunktionen bei der numerischen Berechnung zweidimensionaler Konsolidationsvorgänge	Nguyen	04.03.81
118	Experimentelle Untersuchungen zur Gipskeuperquellung	Steimer	01.04.81
119	Numerische Berechnung von Konsolidationsvorgängen unter Verwendung eines elastoplastischen Stoffgesetzes	Hohler	21.03.81
120	Verkantung von starren Fundamenten	Holland	28.04.81
121	Bemessungsdiagramm für Böschungen	Tompoulidis	02.06.81
122	Scherversuche an Sand über den Einfluß der Korngröße auf die Scherfestigkeit	Kaupp	29.06.81
123	Modellversuche zur Schlitzstabilität bei Grundwasser	Widmann	02.07.81
124	Gegenseitige Beeinflussung von horizontal belasteten Großbohrpfählen	Langenbacher	10.08.81
125	Versuche mit kurzen Boden- und Felsnägeln	Zabel	02.09.81
126	Numerische Untersuchung der Spannungs- und Verformungsverhältnisse unter einem horizontal vorgespannten Plattenstreifen	Reibnagl	30.09.81

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
127	Der Einfluß von Probengeometrie und Endflächenreibung auf die einaxiale Druckfestigkeit von Böden	Wagner	17.12.81
128	Untersuchung von horizontal hochbelasteten Fundamenten	Kneissle	22.12.81
129	Schlitzwandversuche für die Lastfälle Wasser, Leitwand, Linien- und Einzellast	Bosch	26.01.82
130	Beschreibung von Merkmalen überkonsolidierter bindiger Böden am Beispiel eines Opalinustons	Schweigart	11.01.82
131	Aufgelöste Stützwandkonstruktion	Gropper	14.01.82
132	Standsicherheitsnachweise für einen Böschungsverbau mit Kunststoffmatten	Thierstein	20.01.82
133	Untersuchung der Herstellungsmethoden und Tragkraft kleiner gebohrter und gerammter Bodennägel	Zoller	22.01.82
134	Flachgründung unter Beanspruchung horizontaler Verformungen des Baugrunds	Langer	03.02.82
135	Untersuchung zur Anwendung des verschiebungsgesteuerten Oedometerversuchs	Langner	19.02.82
136	Beeinflussung der Scherfestigkeit von vorbelasteten Böden durch Wasseraufnahme	Wahnsiedler	18.12.81
137	Ermittlung des Erd drucks auf eine Verbauwand mit Hilfe der kinematischen Elementmethode	Friese	08.03.82
138	Experimentelle Untersuchung zur Tonmineral- und Anhydritquellung an gezielt variierten Probenzusammensetzungen	Fischer	06.04.82
139	Setzungen von Brücken	Kurz	11.05.82
140	Numerische Berechnung von Konsolidationsvorgängen bei linear-viskoelastischem Stoffverhalten	Beez	09.07.82
141	Nachrechnungen von Lastplattenversuchen unter Verwendung eines hypoelastischen Stoffgesetzes	Kreidler	16.07.82
142	Anwendung von ebenen und räumlichen Bruchkörpermodellen in der kinematischen Elementmethode	Benner	21.02.83
143	Standsicherheit eines hohen Pfahlrostes	Paul	03.09.82
144	Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Bestimmung von Durchlässigkeitsbeiwerten spezieller Böden	Heracleus	02.08.82
145	Mobilisierung des Erdwiderstandes, Durchführung und Auswertung von Modellversuchen	Rommewinkel	20.12.82
146	Einfluß der Oberflächenverwitterung auf die Standsicherheit von Böschungen	Schwenk	23.12.82
147	Berechnung zweiachsig gespannter Gründungsplatten durch Kombination der Finiten-Element-Methode mit dem Halbraumverfahren	Schnepf	17.02.83

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
148	Vergleich von kraft- und weggesteuerten Oedometerversuchen auf der Grundlage der verschiedenen Modellvorstellungen	Lay	23.12.82
149	Bestimmung der Reibungsspannungen unter einem horizontalen Plattenstreifen durch den Ansatz polygonartiger Scherkraft-Scherverschiebungskurven nach einem Verfahren von Feddersen	Goldenbaum	27.07.83
150	Vergleichende Versuche mit verschiedenen Seitendrucksonden in künstlichen Böden	Rempis	12.04.83
151	Bemessung von Stützkonstruktionen der Bewehrten Erde mit Bewehrungsbändern aus Stahl bzw. Geotextilien	Aditirtono	23.02.83
152	Ermittlung des aktiven Erddrucks mit Hilfe der Kinematischen Elementmethode KEM nach Gußmann	Dressler	06.06.83
153	Anwendung der Kinematischen Elementmethode KEM auf den Tunnel in Hanglage	Hepp	26.05.83
154	Kinematische Modelluntersuchungen von ebenen Grundbauproblemen	Rossi	20.06.83
155	Berechnung zweiachsig gespannter Gründungsplatten - Vergleich verschiedener Verfahren	Hägele	30.04.83
156	Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von bindigen Böden	Christoforidou	-----
157	Untersuchungen über den Einfluß variabler Vorschubgeschwindigkeiten beim verschiebungsgesteuerten Oedometerversuch	Rudolph	11.03.83
158	Tiefenrüttlung in grobkörnigen Böden, Wirkung und Erfolg	Scharping	19.04.83
159	Graphische Darstellung der Spannungen und Verschiebungen im elastisch isotropen Halbraum unter Linienbelastung	Setjahasada	13.06.83
160	Untersuchungen zur Zerfallsgeschwindigkeit von Böden in Wasser	Frommert	03.11.83
161	Ermittlung der durch kurze Bodennägel aufnehmbare Querkräfte	Holzbauer	16.12.83
162	Ermittlung der Tragfähigkeitsbeiwerte für Grundbruch nach der KEM	Hertkorn	17.01.84
163	Verkantung bzw. Schiefstellung starrer Rechteckfundamente bei lotrechter ausmittiger Belastung	Nissle	03.01.84
164	Zum äußeren Standsicherheitsnachweis von veranketen Wänden mit der KEM	El-Rajeb	20.12.83
165	Scherfestigkeit bindiger Böden	Kauffmann	22.12.83
166	Die Ermittlung des aktiven Erddrucks bei Böden mit Reibung und Kohäsion für geschichteten Baugrund und geneigter Geländeoberfläche	Herold	21.02.84

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
167	Sicherung einer Baugrube im innerstädtischen Bereich	Greiner	09.01.84
168	Äußere Standsicherheit und Bemessung von Winkelstützmauern mit Bergsporn	Holzner	23.07.84
169	Berechnung eines in offener Baugrube hergestellten und später überschütteten Tunnelquerschnitts mit dem FE-Programm FAN	Breinlinger	23.08.84
170	Oedometerversuch an Seeton unter zyklischer Belastung	Pfister	14.05.84
171	Untersuchungen zur Scherfestigkeit gestörter bindiger Böden	Suckmann	12.03.84
172	Modellversuche zur Untersuchung des Tiefeneinflusses eines Sandhalbraums bei der Reibung eines Betoneinzelkörpers an der Oberfläche	Irion	05.05.84
173	Simulierung großmaßstäblicher Sohlreibungsversuche mit Finiten Elementen	Rosinski	30.04.84
174	Analyse de méthode de calcul des revêtements de tunnels creuses aux bouclier avec prise en compte de l'influence du front de taille	Schanz	07.11.84
175	Berechnung der Verschiebungen einer diskontinuierlichen Plattenkette unter horizontaler Schubbelastung	Murad	31.08.84
176	Erdwiderstandsbeiwerte	Hofer	16.01.85
177	Anwendung der KEM auf das Problem der Tragfähigkeit von Flächenfundamenten an homogenen Böschungen	Klenk	24.09.84
178	Schneebedi-Versuche für Erdwiderstandsprobleme	Müller, T.	28.02.85
179	Auswirkung verschiedener Bodenmodelle auf die Berechnung von zweiachsig gespannten Gründungsplatten	Brümmel	21.01.85
180	Veränderung der bodenmechanischen Kenndaten bindiger Böden durch Zugabe von Kalk und Zement	Sauter	18.03.85
181	Eignung von überkonsolidierten Tonsteinen als Dammbaustoff für Hochwasserrückhaltebecken	Conz	19.03.85
182	Versagenswahrscheinlichkeit eines Staudammes	Berner	25.04.85
183	Mobilisierung des Erdwiderstandes bei bindigen Böden	List	28.10.85
184	Vergleichende Fließgrenzenbestimmung im Gerät nach A.Casagrande und des skandinavischen Fallkegelgerät	Mattes	25.10.85
185	Parameterstudie für einen in offener Bauweise erstellten Tunnel	Wittlinger	14.11.85
186	Bruchkinematik des bewehrten Zweischichtensystems	Arab	11.10.85
187	Beitrag zur Ermittlung der Dichte der auf Bauschuttdeponien eingebauten Materialien	Ziegele	07.01.86

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
188	Interface - Steifigkeiten bei Reibung Beton auf Sand	Högg	23.12.85
189	Gewölbebildung bei Erddämmen	Kraft	17.03.86
190	Auswertung von Hebungs- und Setzungsmessungen	Weiß	13.06.86
191	Verformungen verankerter Baugrubenwände unter besonderer Beobachtung des Frosteinflusses	Kreischer	30.06.86
192	Experimentelle Bestimmung der Spannungs- und Verzerrungsbeziehungen von Sand	Meny	09.09.86
193	Verformungsuntersuchungen eines mit Geotextilien bewehrten Staudammes	Ernst	15.03.86
194	Bestimmung der Durchlässigkeit künstlich verdichteter Böden	Spiegel	26.01.87
195	Bestimmung von Zerfalleigenschaften überkonsolidierter Ton- und Schluffsteine bei Trocken- / Befeuchtungs- und Frost- / Tauwechsel	Meyer-König	27.02.87
196	Ermittlung der Zugfestigkeit und der Scherfestigkeit eines Lößlehms	Plappert	06.02.87
197	Einordnung der Standsicherheitsberechnungen von Böschungen nach der KEM	Bergler	15.04.87
198	Grundbruch bei geschichtetem Boden	Müller	30.04.87
199	Erstellung von Bemessungstabellen für homogene Böschung mittels der Methode der kinematischen Elemente	Willand	15.06.87
200	Ermittlung der Zugspannungen und Grenzdehnungen bei bindigen Böden	Lechler	02.07.87
201	Untersuchungen des Einflusses von Trocknungs- und Befeuchtungswechseln auf die Scherfestigkeit eines überkonsolidierten Tonsteins unter Simulation eines Einbauzustandes	Koch	01.12.87
202	Optimierung der Geometrie von 3-dimensionalen Elementmechanismen nach dem Complexverfahren von Box	Schnell	02.03.88
203	Ermittlung der Zugspannungen und der Grenzdehnungen eines Lößlehms unter Variation des Wassergehaltes	Schmid	21.03.88
204	Der Trocknungs-Befeuchtungszерfall von Opali-nuston und seine Auswirkung auf die Durchlässigkeit und Zylinderdruckfestigkeit unter Simulation eines Einbauzustandes	Eberle	21.08.87
205	Veränderung der bodenmechanischen Kenndaten bindiger Böden durch Zugabe von Bentonit	Gaß	28.02.88
206	Beurteilung der Standsicherheit eines 360 Jahre alten Erddammes eines Trinkwasserspeichers	Murauer	31.01.88
207	Einfluß von Frost-/Tau-Beanspruchungen auf den Zerfall von Ton- und Schluffsteinen	Brinkmann	02.05.88

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
208	Untersuchungen zur Verstärkung von Böden durch Geotextilien; hier speziell für bindigen Boden im Triaxialversuch	Hof	05.09.88
209	Lösung von Schichtproblemen der KEM mittels Rasterzuordnung	Huber, O.	31.03.88
210	Der Einfluß des Grundwassers auf die Grundbruchlast	Geisinger	25.07.88
211	Einfluß von variiertes Bentonitzugabe auf die Zugspannungen und Grenzdehnungen eines Lößlehms	Greiner	08.09.88
212	Erdwiderstand bindiger Böden. Vergleich und Berechnung von verschiedenen Erdwiderstandsansätze unter Berücksichtigung des Kohäsionsanteils	Studt	23.11.88
213	Ermittlung des Dehnungsverhaltens von Geogittern aus PEHD	Stöhr	21.11.88
214	Der Einfluß der geometrischen Nichtlinearität bei randwertproblemen des Grundbaus	Bauer	29.09.88
215	Ermittlung der Zugspannungen und Grenzdehnungen eines Tones unter Variation des Wassergehaltes und des Bentonitanteiles	Peglow	07.03.89
216	Untersuchungen zum Stabilitätsverhalten von bodenmechanischen Probenkörpern	Müller, R.	06.04.89
217	Messung der Volumenänderungen von Bodenproben im Deaxialversuch	Kutzera	27.04.89
218	Vergleich des zeitabhängigen Verhaltens zweier bindiger Böden	d'Angelo	17.10.88
219	Untersuchung des Quellverhaltens eines schluffigen Tons	Breckel	28.09.89
220	Comparative Consolidation Tests	Dutta	10.08.89
221	Systematische Baugrunduntersuchungen in einem Versuchsgelände und Erstellung einer Baugrundkarte	Burkhardt	15.02.89
222	Untersuchung des Langzeitsetzungsverhaltens einiger Klärschlämme im Hinblick auf die Setzuvorhersage bei Monodeponien	Hähmig	17.04.89
223	Entwicklung und Erprobung eines neuen Versuchsverfahrens zur Bestimmung des Quellpotentials von quellfähigen Gesteinen	Zimpel	15.05.89
224	Alterung von Geotextilien	Mehl	28.02.89
225	Untersuchungen zur Verstärkung von Böden durch Geogitter in Form einer FE-Studie mit dem Rechenprogramm FANLD	Barthel	20.01.89
226	Anwendbarkeit des Wiener Routine-Scherversuchs zur Beurteilung der Scherfestigkeit von Jura-, Keuper- und Tertiärtonen	Bayer	01.06.89
227	Geometrische Nichtlinearität und Verzweigung bei bodenmechanischen Probenkörpern	Kirchgäßer	???.?.89

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
228	Jinnah Bridge Phase II, Karachi	Raychaudhuri	??.??.89
229	Eignungsuntersuchungen an Löß- und Lößlehmmaterial für erdbautechnische Zwecke und Bestimmung eines geeigneten Materials zur Kennzeichnung der Schichtoberflächen bei lagenweiser Schüttung	Marquardt	27.07.89
230	Bodenmechanische Untersuchungen des Dichtungssystems "Claymax"	Barton	28.07.89
231	Berechnung biologisch gesicherter Steilböschungen	Lurtz	27.04.90
232	Untersuchungen zur Interaktion von Geotextilien und Löß im großen Scherkastengerät	Frey	10.05.90
233	Beitrag zur Bemessung von Seilkrananlagen	Fiechter	05.11.90
234	Bestimmung der Traglast bindiger Böden durch modifizierte Plattendruckversuche	Schäfer	17.09.90
235	Untersuchungen zum Reibungsverhalten von Lößlehm mit verschiedenen Randbedingungen im großen Scherkastengerät	Becker	03.11.90
236	Untersuchungen zu einem Setzungsschaden an einem Brückenbauwerk	Hammad	12.04.91
237	Der theoretische Ansatz zur Interaktion von Boden und Geokunststoffen	Keller	13.06.91
238	Vergleich und Wertung unterschiedlicher Bestimmungsmethoden der totalen Kohäsion und Biegezugfestigkeit eines bindigen Bodens	Schöffmann	10.10.91
239	Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit künstlich gefrorener Böden mit Hilfe des Schmidtschen Rückprallhammers	Veser	14.01.92
240	Einsatz von Fangedamm Konstruktionen bei Reparatur- und Sanierungsarbeiten an Hochwasserschutzdämmen	Hammeley	28.01.92
241	Vergleichende Untersuchungen von Bruchzuständen nach dem Verfahren der FEM und KEM	Weber	08.01.92
242	Einfluß der Kalkstabilisierung auf die Wasserdurchlässigkeit und der Tragfähigkeit bindiger Böden	Ullrich	24.09.91
243	Grundbruchberechnungen der KEM	Resi Becker	02.07.92
244	Einfluß der Sohlfrauhigkeit auf die Tragfähigkeit von Flachgründungen auf einer bindigen Schüttung	Storz	02.11.92
245	Ankerwirkung bei der KEM: Modell	Laig	25.02.93
246	Der modifizierte Davidenkoff-Versuch	Geiß	12.03.93
247	Gründungskörper unter axialer Vorspannung	Gudnason	27.04.93
248	Suitability Test for Rock Grouting Materials	Akinrogunde	28.07.93
249	Study of Ground Subsidence as it relates to building protection and landuse planning in the mined area	Wu	14.09.93

Nr.	Thema	Diplomand	Datum
250	Untersuchung des Tragverhaltens von Einzelpfählen mit Hilfe der Finiten Element Methode	Braun	
251	Standsicherheitsnachweis in der Tiefen Gleitfuge	Korndörfer	24.02.94
252	Bodenmechanische Untersuchungen an Boden-Organobentonit-Gemischen	Grüter	29.03.94
253	Berechnungen von Spannungs- und Verformungszuständen in Dämmen von Hochwasserrückhaltebecken mit dem Finite Element Programm Plaxis	Höflinger	06.04.94