



BAUGRUNDINSTITUT
STUTT GART

1985
MITTEILUNG 26

BERND STEINMANN

ZUM VERHALTEN BINDIGER
BÖDEN BEI MONOTONER
EINAXIALER BEANSPRUCHUNG

Institut für
Baugrundmechanik
Prof. Dr.-Ing. G. Bismarck
D-7050 Stuttgart 80
Postfach 10 15 1



BAUGRUNDINSTITUT
STUTT GART

1985
MITTEILUNG 26

BERND STEINMANN

ZUM VERHALTEN BINDIGER
BÖDEN BEI MONOTONER
EINAXIALER BEANSPRUCHUNG

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung
"Institut für Grundbau und Bodenmechanik"
eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-26-x

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.
Herausgegeben 1985 im Eigenverlag des Baugrundinstituts.

VORWORT DES HERAUSGEBERS

Synchron zu der in Heft 23 unserer Mitteilungen vorgestellten Arbeit von R.F.Buchmaier zur FE-Berechnung von Zeitsetzungen wurde von B.Steinmann eine eingehende Studie mit dem Ziel erarbeitet, die bestmögliche Art des Drucksetzungsversuchs unter kontinuierlich zunehmender Beanspruchung zu ermitteln. Bei Durchsicht der internationalen Literatur muß man nämlich feststellen, daß hierzu recht unterschiedliche Empfehlungen gegeben werden, ohne daß sich die Autoren der Mühe unterziehen, die Vor- und Nachteile der verschiedenen Verfahren am gleichen Bodenmaterial kritisch miteinander zu vergleichen. Da die Auswertung derartiger Drucksetzungsversuche obendrein daran gebunden ist, daß man ein überzeugendes numerisches Berechnungsverfahren für die gewählten Rand- und Anfangsbedingungen zur Verfügung hat, läuft man leicht Gefahr, vorschnell zum Standard zu erheben, was sich an einer Bodenklasse als zutreffend und verläßlich herausgestellt hat.

Um dieser Gefahr zu entgehen, ist die vorliegende Arbeit experimentell sehr breit angelegt - 3 verschiedene Arten von Tonböden; 6 verschiedene Zeitfunktionen der Versuchssteuerung. Für die Auswertung wurde ein viskoelastischer Ansatz verwendet, und zwar sowohl mit linearer wie mit nichtlinearer Viskosität. Allerdings ist der Einfluß der Nichtlinearität von zweiter Ordnung im Vergleich zu dem der bodenmechanischen Parameter. Auch wiederholt sich die Erfahrung, die schon in der Untersuchung Buchmaiers gemacht wurde und die insbesondere den Durchlässigkeitsbeiwert k betrifft. Hier sollte die nächste wissenschaftliche Kritik ansetzen, denn die Transportvorgänge in schwer durchlässigen Bodenarten, die sich teilweise in der gebundenen und teilweise in der ungebundenen Phase des Porenwassers abspielen, lassen sich nicht ausschließlich über das Druckgefälle erklären. - Inzwischen aber gibt die Untersuchung von Steinmann einen praktikablen Weg für den Drucksetzungsversuch mit kontinuierlich zunehmender Beanspruchung im Labor-Alltag an.

Smoltczyk

VORBEMERKUNG DES AUTORS

Die vorliegende Arbeit entstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

Ich möchte Herrn Prof. Dr.-Ing. P. Gußmann für die Anregung und Förderung dieser Arbeit und für die Übernahme des Hauptberichtes danken. Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Bufler für die Übernahme des Mitberichtes und sein damit verbundenes Interesse an dieser Arbeit. Mein Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk für seine Anregungen und die Durchsicht der Arbeit.

Bernd Steinmann, Stuttgart, Mai 1985

KURZFASSUNG

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 Porrenzahl 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.

SUMMARY

The experimental work includes oedometer tests under monotonic loading of clayey soils with variable plasticity. The reduction of testing time and the automatic system control and measurement will allow a better utilization of laboratory capacity. Also, a better experimental basis for determination of the modulus of compressibility is obtained. The investigation of various monotonic-loaded oedometer tests has shown considerable differences in relation to the applicability in practice. The evaluation of tests for determining linear elastic standard parameters has shown that the oedometer tests with prescribed displacements at the upper bound of the specimen were the best alternative to the standard test: For practical applications, the constant-rate-of-strain-test (CRS-test) is recommended especially. To improve the application of this CRS-test to other clayey soils, a method determining the best rate of strain was developed based on standard soil parameters.

In addition to the experimental investigations of monotonic-loaded oedometer tests, theoretical considerations were made to explain the behaviour of clayey soils in such tests. The basis of these considerations was the assumption of a fully saturated soil and, therefore, of a two phase mixture. The equations were based on the consolidation theory with a viscoelastic relationship for the solid and a void-ratio dependent permeability for the fluid. The viscoelastic relationships were interpreted with rheological models.

In the one-dimensional case the equations were solved by Laplace-transformation and numerical inversion. In the general case, the finite element method was applied to be able to consider variable material parameters. The tests were checked with these theoretical solutions and evident improvements were found compared to simple linear elasticity. However, there were still considerable deviations in terms of permeability with oedometer tests compared to special permeability tests.

INHALT

	Seite
Literatur	9
Bezeichnungen	14
1 EINLEITUNG UND PROBLEMSTELLUNG	19
2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	
2.1 Allgemeine Einführung	22
2.2 Beschreibung der untersuchten Böden	
2.2.1 Seeton	27
2.2.2 Opalinuston	30
2.2.3 Bäckebol-Ton	34
2.3 Versuchstechnik	35
2.4 Versuchsprogramm	43
2.5 Standard-Oedometerversuche	48
2.6 Oedometerversuche mit monoton zunehmender Beanspruchung	
2.6.1 Beschreibung der Versuchsergebnisse	53
2.6.2 Statistische Untersuchungen zum CRS-Versuch	59
2.6.3 Schlußfolgerungen und Empfehlungen für die Versuchsdurchführung	62
2.7 Durchlässigkeitsversuche	66
3 THEORETISCHE UNTERSUCHUNGEN	
3.1 Allgemeine Einführung	68
3.2 Grundlagen und Grundgleichungen	73
3.3 Gleichungen für den eindimensionalen Verformungszustand	79
3.4 Lösung der Gleichungen des eindimensionalen Verformungszustandes mit der Laplace-Transformation	84
3.5 Lösung der allgemeinen Gleichungen für den ebenen Verzerrungszustand mit der Methode der finiten Elemente	90
3.6 Vergleichsbetrachtungen zu den einzelnen Lösungsverfahren	94

4 AUSWERTUNG DER VERSUCHE

4.1 Allgemeine Einführung 97

4.2 Ermittlung der effektiven Spannungen in den Versuchen mit monoton zunehmender Beanspruchung 99

4.3 Bestimmung von Stoffparametern 104

4.4 Überlegungen zur Belastungsgeschichte 108

4.5 Nachrechnung von Versuchen mit einem numerischen Inversionsverfahren zur Laplace-Transformation 110

4.6 Nachrechnung von Versuchen mit der Methode der finiten Elemente 117

5 ZUSAMMENFASSUNG 121

ANHANG 125

A2 Experimentelle Untersuchungen 126

A2.6 Oedometerversuche mit monotoner Beanspruchung 126

A3 Theoretische Untersuchungen

A3.3 Beschreibung der rheologischen Modelle 137

A3.4 Laplace-Transformationsregeln und Korrespondenzen
Programm für die numerische Inversion 141

A3.5 Diskretisierung; Elementfunktionen 146

A3.6 Lösungen für den eindimensionalen elastischen Sonderfall; D-Funktionen nach TÖLKE 149

A4 Auswertung der Versuche

A4.2 Effektive Spannungs-Dehnungsbeziehungen 156

A4.3 Bestimmung von Stoffparametern 161

LITERATUR

(1) Aboshi, H. et.al.: Constant loading rate consolidation test
Soils & Found. 10 (1970), S.43-56

(2) Akagi,T.: State-of-the-art report on settlements and time rates of consolidation
Geot.Eng. 10 (1979), S.179-198

(3) Aramaki,G. et.al.: Consolidation analysis by boundary element method
4th Int. Conf. on BEM in Eng. (1982), Southampton, S.363-376

(4) ASTM: One-dimensional consolidation properties of soils-using controlled strain loading (1980)

(5) Barden,L.: Consolidation of clay with non-linear viscosity
Geot. 15 (1965), S.345-362

(6) Barden,L. et.al.: Nonlinearities in the consolidation of clay and peat
Proc.Spec.Session No.12,7th ICSMFE, Mexico (1969),S.1-11

(7) Biot,M.A.: General theory of three-dimensional consolidation
Journ. of Appl. Phys., Vol.12 (1941),S. 155-165

(8) Blümel,W./Richwien,W.: Kriechverhalten eines norddeutschen Kleibodens
Baugrundtagung Frankfurt (1974), Spezialsitzung, S. 135-190

(9) Booker,I.R./Small,J.C.: Finite element analysis of primary and secondary consolidation
Int.J.of Solid Struct.,Vol.13 (1977), S.137-149

(10) Brendlin, H.: Betrachtungen zur Trägheit der Meßeinrichtungen bei Porenwasserdruckmessungen
Mitteil. IGB Univ. Karlsruhe Nr.16 (1965), S.83-111

(11) Buchmaier, R.F.: Beitrag zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten
Diss. Univ. Stuttgart (1984)

(12) Bufler,H./Mertens,H.: Berechnung einer viskoelastischen Klebeverbindung
Z.Ang.-Math.Mech. 49 (1969), S.427-440

(13) Buisman,A.: Results of long-duration settlement tests
1st ICSMFE, Cambridge (1936), S.103-106

(14) Christie,I.F.: A re-appraisal of Merchant's contribution to the theory of consolidation
Geot. 14 (1964), S.309-320

(15) Crawford,C.: Interpretation of the consolidation test
ASCE 90 (1964), S.87-102

(16) Doetsch,G.: Einführung in Theorie und Anwendung der Laplace-Transformation
Birkhäuser, Basel/Stuttgart (1958)

- (17) Doetsch, G.: Anleitung zum Gebrauch der Laplace-Transformation
Oldenbourg, München (1961)
- (18) Dubner, H./Abate, J.: Numerical inversion of Laplace-transforms by relating them to the finite Fourier cosine transforms
J.Ass.Comp.Mech. 15 (1968), S.115-123
- (19) Erdelyi, A. et.al.: Tables of integral transforms
Mc Graw-Hill, New York/London (1954)
- (20) Feuerlein, P.: Die Konsolidation planparalleler, unendlich ausgedehnter und wassergesättigter Tonschichten
OGI Stuttgart, Heft 19 (1965)
- (21) Flügge, W.: Viscoelasticity
Springer, Berlin/New York (1975)
- (22) Fredlund, D.G./Hasan, J.U.: One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils
Canad.Geotechn.J. (1979), Vol.3, S.521-531
- (23) Gabener, H.G.: Untersuchungen über die Anfangsgradienten und Filtergesetze bei bindigen Böden
Mitteil IGB Hochschule Essen Nr.6 (1983)
- (24) Garbsch, T.: Räumliche Konsolidation bei Zugrundelegung eines viskoelastischen Korngerüsts
Diss. Inst.f.Mech., Univ.Stuttgart (1973)
- (25) Garcia-Suarez, C./Alarcon, E.: Consolidation problems
4th int. Conf. on BEM in Eng. (1982), Southampton, S.377-390
- (26) Gibson, R./Lo, K.Y.: A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression
Norw.Geot.Inst.Publ.Nr.41 (1961)
- (27) Gorman, C.T.: Constant rate-of-strain and controlled-gradient consolidation testing
Res.Rep. No.448 (1976), Kentucky Bureau Highw.Res., Lexington
- (28) Gorman, C.T.: Strain rate selection in the constant-rate-of-strain consolidation test
Res.Rep. UKTRP-81-7 (1981), Kent.Bur.Highw.Res., Lexington
- (29) Gudehus, G.: Bodenmechanik
Enke Verlag, Stuttgart (1980)
- (30) Gudehus, G.: Stoffgesetze
in Grundbautaschenbuch Teil 1 (1980), S.117-144
- (31) Gußmann, P.: Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus unterschiedlich drainierten Zeit-Setzungsversuchen
Geotechnik (1979), S.148-154

- (32) Gußmann, P.: Verschiebungsgesteuerte Konsolidationsprobleme
Acta Mech. 34 (1979), S.271-278
- (33) Gußmann, P.: Zum Modellgesetz der Konsolidation
Mitt. Inst. f. Grundbau u. Bodenmech. Univ. Stuttgart (1980)
- (34) Gußmann, P./Steinmann, B.: Modellgesetze für bindige Böden
Forschungsbericht (1985)
- (35) Hamilton, J.J./Crawford, C.B.: Improved determination of preconsolidation pressure of sensitive clays
ASTM, STP, No.254 (1959), S.254-271
- (36) Hansbo, S.: Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sand drains
Proc. Swed. Geot. Inst., No.18 (1960)
- (37) Heinrich, G.: Theorie dreidimensionaler Setzungs Vorgänge in Tonschichten
Ing. Archiv 30 (1961), S.225-253
- (38) Holzlöhner, U.: Die Berechnung von Konsolidationsvorgängen mit der Finite Elementen Methode
Bauing.46 (1971), S.238-242
- (39) Janbu, N.: Consolidation of clay-layers based on non-linear stress-strain
6th ICSMFE, Montreal (1965), Vol.2, S.83-87
- (40) Janbu, N. et.al.: Consolidation tests with continuous loading
10th ICSMFE, Stockholm (1981), Vol.1, S.645-654
- (41) Juskiewicz-Bednarczyk, B. et.al.: Determination of consolidation parameters
10th ICSMFE, Stockholm (1981), Vol.1, S.179-183
- (42) Krause, G.: Numerische Verfahren für elastisch, poröse Medien
Diss. TU Berlin (1975)
- (43) Krings, W.: Beitrag zur Finiten Element Methode bei linearem, viskoelastischem Stoffverhalten
Mitteil. Inst.f.Mech. d.Ruhr-Univ. Bochum (1976)
- (44) Krylov, V.I.: Handbook of numerical inversion of Laplace-transforms
Isr. Progr. for Scientific Translation (1969)
- (45) Lee, K.: Consolidation with constant rate of deformation
Geot. 31 (1981), S.215-229
- (46) Leinenkugel, H.J.: Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe
Mitteil. Univ.Karlsruhe Nr.66 (1976)
- (47) Lowe, J. et.al.: Consolidation testing with back - pressure
ASCE 90 (1964), S.69-86
- (48) Lowe, J. et.al.: Controlled gradient consolidation test
ASCE 95 (1969), S.77-97

- (49) Lowe, J.: New concepts in consolidation and settlement analysis
ASCE Terzaghi Lectures (1974), S.340-377
- (50) Mack, K.: Die Verwitterung diagenetisch verfestigter Tonsedimente und ihr Einfluß auf mineralogische und bodenmechanische Kenngrößen
Diss. Inst. f. Mineralogie, Univ. Stuttgart (1981)
- (51) Mikasa, M.: The consolidation of a soft clay - A new consolidation theory
JSCE (1963)/ 6th ICSMFE Montrael (1965), Vol.3, S.459-460
- (52) Muhs, H./Kany, M.: Einfluß von Fehlerquellen beim Kompressionsversuch
Fortschr. u. Forschungen im Bauw. H.17 (1954), S.125-152
- (53) Newland, P. et.al.: A study of the consolidation characteristics of a clay
Geot. 10 (1960), S.62-74
- (54) Northey, : Rapid consolidation tests for routine investigations
Proc. 2nd Austr.-NZ Conf. on Soil Mech. 20 (1953)
- (55) Poskitt, T.J.: A note on the consolidation of clay with non-linear viscosity
Geot. 17 (1967), S.284-289
- (56) Raabe, E.W.: Mikrogefüge und bodenmechanische Eigenschaften überkonsolidierter Tone
Mitteil.Nr.13, Inst.f.Grundbau, Braunschweig (1984)
- (57) Rendulic, L.: Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen
Bauing. 17 (1936), S.559-564
- (58) Reiner, M.: Rheologie in elementarer Darstellung
Hanser, München (1969)
- (59) Reiner, M.: Advanced rheology
Lewis, London (1971)
- (60) Runesson, K.: On non-linear consolidation of soft clay
Publ. 78-1 (1978), Chalmers University of Goteborg
- (61) Sällfors, G.: Preconsolidation pressure of soft, high-plastic clays
D.Thesis (1975), Chalmers University of Technology, Goteborg
- (62) Sällfors, G.: New oedometer routines - advantages in engineering practice
Istanbul Conf. Soil Mech. (1976), Vol.1, S.129-136
- (63) Sandhu, R.S.: Fluid flow in saturated porous elastic media
Ph.D. Thesis, Univ. of California, Berkeley (1968)
- (64) Schiffman, R.: Consolidation of soil under time-dependent loading
Proc. Highway Res. 37 (1958), S.584-617
- (65) Schiffman, R.: The use of viscoelastic stress-strain laws in soil testing
ASTM Spec. Techn. Publ. No.254 (1959), S.131-155
- (66) Small, J.C./Booker, J.R.: Finite layer analysis of primary and secondary consolidation
4th Int. Conf. Num. Meth. (1982), Edmonton, Vol.1, S.365-371

- (67) Smith, I.M.: Programming the finite element method
Wiley & Sons, Chichester/New York (1982)
- (68) Smith, R.E./Wahls, H.E.: Consolidation under constant rates of strain
ASCE 95 (1969), S.519-539
- (69) Spiegel, M.: Laplace-Transformation - Theorie und Anwendung
Mc Graw-Hill
- (70) Steinmann, B.: Consolidation testing of Opalinus - clay
Int. Symp. Num. Models Geomech., Zurich (1982), S.280-285
- (71) Taylor, D.W./Merchant, W.: A theory of clay consolidation
Jour. Math. Phys. Vol.19 (1940)
- (72) Taylor, D.W.: Research on consolidation of clays
MIT, Dept. Civ. Eng., Serial 82 (1942)
- (73) Terzaghi, K.: Principles of soil mechanics - settlement and consolidation
Eng. News Record (1925), S.874-878
- (74) Tölke, F.: Praktische Funktionenlehre Bd.5
Springer, Berlin (1968)
- (75) Tölke, F.: Die physikalischen und mathematischen Grundlagen des eindimensionalen Konsolidationsvorganges in unendlich ausgedehnten idealen Tonschichten
Vorl.manuskript Univ. Stuttgart (1962)
- (76) Ulrich, G.: Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
Diss. Inst.f.Grundbau und Bodenmech., Univ. Stuttgart (1980)
- (77) Umehara, Y./Zen, K.: Constant rate of strain consolidation for very soft clayey soils
Soils a. Found. 20 (1980), S.79-95
- (78) Wallrauch, E.: Verwitterung und Entspannung bei überkonsolidierten tonig-schluffigen Gesteinen
Diss. (1969), Univ. Tübingen
- (79) Wissa, A.E.Z. et.al.: Consolidation at constant rate of strain
ASCE 97 (1971), S.1393-1413

BEZEICHNUNGEN

Bodenmechanische Kennwerte

E_S	kPa	Steifemodul
E_{S0}	kPa	" im Anfangsbereich
$E_{S\infty}$	kPa	" im Endbereich
E_{SV}	kPa	" im Vergleichsspannungsbereich
c'	kPa	Kohäsion des drainierten Bodens
φ'	Grad	Innerer Reibungswinkel des drainierten Bodens
I_A	-	Aktivitätszahl
I_C	-	Konsistenzzahl
I_P	-	Plastizitätszahl
S_r	-	Sättigungszahl
e	-	Porenzahl
e_0	-	Anfangsporenzahl
n	-	Porenanteil
γ	kN/m ³	Wichte des feuchten Bodens
γ_d	kN/m ³	Trockenwichte
γ_s	kN/m ³	Kornwichte
γ_w	kN/m ³	Wichte des Wassers
w_n	-	Natürlicher Wassergehalt
w_L	-	Wassergehalt an der Fließgrenze
w_p	-	Wassergehalt an der Ausrollgrenze
w_S	-	Wassergehalt an der Schrumpfgrenze
V_0	%	Gehalt an organischer Substanz
V_{Ca}	%	Kalkgehalt

Stoffparameter

E	kPa	Elastizitätsmodul
ν	-	Querdehnzahl
K	kPa	Kompressionsmodul
G	kPa	Schubmodul
k	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert
A, B	-	Differentialoperatoren des Stoffgesetzes
a_{0i}, a_{1i}, \dots	-	Koeffizienten von A ($i=H, D$)
b_{0i}, b_{1i}, \dots	-	" " B "
c_1, c_2	kPa	Federkonstanten der rheologischen Modelle
c^*, η, ϑ	kPa s	Dämpfungskonstanten der rheologischen Modelle
$\beta_1 = G_0 - G_\infty$	kPa	Vereinfachungen bei den Parametern der rheologischen Modelle
$\beta_2 = K_0 - K_\infty$	kPa	
β_3	kPa	
β_4	kPa	
Geometrie, Koordinaten		
x, y, z	m	Ortskoordinaten
H	m	Proben- bzw. Schichthöhe
$\zeta = z/H$	-	Normierte vertikale Ortskoordinate
H_p	m	Probenhöhe
H_S	m	Schichthöhe
t	s	Zeit
$\kappa = \frac{\pi k E_S}{\gamma_w H^2} t$	-	Normierte Zeit
t_n	s	Zeit am Ende eines Zeitschritts; Bezugszeit für die Zeititeration bei FEM

Feldgrößen

σ_{ij}	kPa	Komponenten des Tensors der totalen Spannungen
σ'_{ij}	kPa	Komponenten des Tensors der effektiven Spannungen
ϵ_{ij}	-	Komponenten des Verzerrungstensors
w_i	m	Verschiebungskomponenten des Korngerüsts
u	kPa	Porenwasserüberdruck
h	m	Hydraulische Porenwasserüberdruckhöhe
v_i	m/s	Komponenten der Filtergeschwindigkeit d. Porenwassers
v_i^s	m/s	Filtergeschw. des Festkörpers
v_i^f	m/s	" der Flüssigkeit
n_i	-	Normalenvektor einer Fläche
q_i	m ³ /s	Komponenten des Strömungsvektors
ρ	kN/m ³	Dichte
ϵ_m	-	Mittlere Dehnung
σ_m	-	Mittlere Spannung
σ	kPa	Eindimensionale totale Spannung
σ'	kPa	" effektive Spannung
ϵ	-	" Dehnung
p	kPa	Oberflächenspannung

Bez. der Integraltransformation

$L \{f(t)\}$	-	Laplace-Transformation
$L^{-1}\{\tilde{f}(s)\}$	-	Laplace-Inversion
$f(r,t)$	-	Orts- und zeitabhängige Originalfunktion
$\tilde{f}(r,s)$	-	Ortsabhängige Bildfunktion
s	-	Komplexer Parameter der Transformation

Bezeichnungen der Methode der finiten Elemente

$\{w\}$	-	Vektor der Knotenverschiebungen
$\{u\}$	-	Vektor der PWD-Spannungen in den Knoten
$\{f\}$	-	Vektor der Knotenkräfte
$\{q\}$	-	Strömungsvektor
$[N]$	-	Matrix mit den Ansatzfunktionen
$[B]$	-	Ableitungsmatrix
$[K_0]$	-	Steifigkeitsmatrix
$[K_1], [K_2]$	-	Viskositätsmatrizen
$[C]$	-	Kopplungsmatrix
$[H]$	-	Sickermatrix
$[J]$	-	Jacobi-Matrix
ξ_1, ξ_2	-	Elementkoordinaten
k_i, k_j	-	Gewichtskoeff. für die Gauss-Koord. im Element
θ	-	Parameter für die Zeititeration

Sonstige Größen

p_0	kPa	Koeffizient der Zeitfunktion des IL-Versuchs			
α_p	kPa/min	"	"	"	" CRL-Versuchs
α_w	%/min	"	"	"	" CRS-Versuchs
α_{wp}	%/min ²	"	"	"	" VRS/P-Versuchs
α_{we}	%	"	"	"	" VRS/E-Versuchs
u_0	kPa	"	"	"	" CG-Versuchs
α_u	-	"	"	"	" CL-Versuchs
i	-	Hydraulisches Gefälle			
c_v	-	Konsolidierungsbeiwert			
p_v	kPa	Vorbelastungsspannung			
u_b	kPa	Porenwasserüberdruck an der Basis der Probe			
w_0	mm	Sofortsetzung			
w_{∞}	mm	Endsetzung			

Vereinbarungen

j	-	Einheitsmatrix mit j-Elementen
\bar{x}	-	Normierte Größe
$\bar{\bar{x}}$	-	Statistische Größe, Mittelwert
\tilde{x}	-	Laplace-transformierte Größe
\mathbf{X}	-	Operator
$\{x\}$	-	Vektor
$[x]$	-	Matrix
\dot{x}	-	Partielle Ableitung nach der Zeit
$x_{,i}$	-	" " " der Ortskoordinate (i=x,y,z)
\hat{x}	-	Vorgegebene Größe auf einem Randabschnitt
δx	-	Virtuelle Größe

Abkürzungen

IL	Standardversuch (Incremental Loading)
ML	Versuchsart mit monotoner Beanspruchung (Monotonic Loading)
CRL	Konstante Spannungsgeschwindigkeit (Constant-Rate-of-Loading)
CG	Konstanter Porenwasserüberdruck (Controlled-Gradient)
CL	Konstantes Verhältnisse u_p/p (Continuous Loading)
CRS	Konstante Vorschubgeschwindigkeit (Constant-Rate-of-Strain)
VRS	Variable Vorschubgeschwindigkeit (Variable-Rate-of-Strain)
VRS/P	VRS mit Parabelfunktion
VRS/E	VRS mit Exponentialfunktion
VRS/S	VRS mit Sprungfunktion
S,O,B	Seeton, Opalinuston, Bäckebol-Ton
g,u	gestörtes, ungestörtes Material
PWD	Porenwasserüberdruck
FEM	Methode der finiten Elemente
OCR	Überverdichtungsverhältnis (Over-Consolidation-Ratio)

Weitere Bezeichnungen sind im Text erläutert

1 EINLEITUNG UND PROBLEMSTELLUNG

Mit einer Beurteilung des Verhaltens bindiger Böden ist im Hinblick auf eine grundbau- oder erdbautechnische Fragestellung sehr häufig die Durchführung von Laborversuchen verbunden. Dies betrifft in erster Linie die Einschätzung des zu erwartenden Setzungsverhaltens des Baugrundes. Als Grundlage von Setzungsberechnungen benötigt man die im Oedometerversuch ermittelten, oder aufgrund von Erfahrungswerten abgeschätzten Parameter, die den Setzungsverlauf und die Porenwasserdruckentwicklung bestimmen. Da eine Schätzung von Parametern nur im Falle von Baumaßnahmen untergeordneter Bedeutung in Frage kommen kann, bleibt der Oedometerversuch als einzige Möglichkeit für die Bestimmung im Labor.

Der Oedometerversuch ist in der am häufigsten durchgeführten Standardversion mit eintägigen Spannungsinkrementen sehr einfach im Arbeitsablauf und billig im Geräteaufwand. Einige Nachteile ergeben sich jedoch durch die lange Versuchsdauer und die Ungenauigkeit der ermittelten Druck-Setzungslinien. In den letzten Jahren wurden deshalb, seit die meßtechnischen Voraussetzungen vorhanden waren, Neuentwicklungen des Oedometerversuchs vorgestellt, die sich alle auf eine monoton zunehmende Beanspruchung der Bodenproben gründen. Diese Neuentwicklungen waren aufgebaut auf eine Vorgabe einer linearen Zeitfunktion für jeweils eine der an einseitig drainierten Oedometerproben verfügbaren Meßgrößen, wie totale Spannung am oberen Rand, Porenwasserüberdruck am unteren Rand und Verschiebung des oberen Randes der Probe. Dabei entstanden dann Versuchstypen mit konstanter Spannungsgeschwindigkeit (CRL-Versuch), mit konstantem Porenwasserüberdruck (CG-Versuch) und in der gebräuchlichsten Version mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit (CRS-Versuch).

Parallel zu den neuartigen Versuchstypen gab es auch auf theoretischem Gebiet Fortschritte bei der Erfassung des im Oedometerversuch repräsentierten eindimensionalen Verformungsverhaltens bindiger Böden. Dies betrifft hauptsächlich die Verwendung nichtlinearer Stoffbeziehungen in der dem Verhalten zugrundegelegten Konsolidationstheorie. Die Möglichkeiten der numerischen Rechenverfahren, speziell der Methode der finiten Elemente, erlaubte es, eine große Anzahl von Parametern in der Theorie zu verwenden, die dann jedoch wenig Bezug zu den praktischen Problemen mehr hatten. Durch diese theoretischen Untersuchungen wurde aber deutlich, daß mit einigen ausgewählten Beziehungen wichtige Einflüsse auf das Verhalten erfaßt werden konnten. Dazu gehörten in der Formulierung der Spannungs-Verzerrungsbeziehungen für das Korngerüst die Berücksichtigung viskoser Vorgänge und bei der Betrachtung des Strömungsverhaltens die Abhängigkeit des Durchlässigkeitskoeffizienten von der Porenzahl.

Das Ziel dieser Arbeit ist es, die Möglichkeiten eines speziellen Versuchs im Labor - in diesem Fall des Oedometerversuchs - mit theoretischen Überlegungen zu verbinden. Die Grundlage der experimentellen Untersuchungen bilden dabei einseitig drainierte Oedometerversuche mit Vorgabe der bekannten linearen, sowie neuartiger nichtlinearer Zeitfunktionen. Es werden in der Zeit nicht-lineare Funktionen der Verschiebungen des oberen Probenrandes gewählt, um die bei baupraktischen Problemen stark vom Bauablauf abhängigen Setzungsgeschwindigkeiten besser nachvollziehen zu können. Bei den durchgeführten Versuchsarten werden alle vorgegebenen Randbedingungen durch stetige, streng monoton zunehmende Funktionen beschrieben.

Die Beurteilung der Eignung und Anwendungsfähigkeit einzelner Versuchsarten erfolgt aufgrund einer umfassenden Untersuchung an zwei exemplarisch ausgewählten bindigen Bodenarten. Es wird dabei Seeton im gestörten, aufbereiteten und auskonsolidierten und Opalinuston im ungestörten Zustand verwendet. Zusätzlich werden CRS-Versuche an ungestörten Proben eines Tones aus Bäckebol in Schweden durchgeführt und zum Vergleich dazu die Ergebnisse einer Untersuchung von SÄLLFORS (61) herangezogen. Durch das unterschiedliche zeitliche Verhalten der Seeton- und Opalinustonproben wird gewährleistet, daß sowohl Böden mit großem Konsolidationsanteil, als auch solche mit großem Sekundärverformungsanteil in den Versuchen repräsentiert werden. Der Bäckebol-Ton ergänzt diese beiden Böden auf der Plastizitätsskala, so daß mit den Versuchen die wesentliche Bandbreite bindiger Böden abgedeckt wird.

Die Formulierung der Theorie beruht auf einer Annahme des Bodens als Zwei-Phasen-Gemisch aus einer festen und einer flüssigen Phase. Dies erfordert von der experimentellen Seite her eine nahezu vollständige Sättigung der Proben, die in den Versuchen auch erreicht wurde. Damit ist die Grundlage gegeben für die Beschreibung des Verhaltens nach der bekannten Konsolidationstheorie. Den Beziehungen zwischen den Deformationen und den effektiven Spannungen der festen Phase - in diesem Fall des Korngerüsts - wird bei Vernachlässigung plastischer Einflüsse ein allgemeines viskoelastisches Stoffverhalten zugrundegelegt. Im eindimensionalen Fall ist eine Interpretation der Parameter durch rheologische Modellvorstellungen vorteilhaft. Beim Strömungsverhalten wird der im Darcyschen Gesetz enthaltene Proportionalitätsfaktor - auch Durchlässigkeitsbeiwert genannt - in Abhängigkeit der Porenzahl angenommen. Diese Abhängigkeit wird in speziellen Durchlässigkeitsversuchen für die hier untersuchten Böden bestimmt und mit Hilfe der nichtlinearen Regression als Funktion dargestellt.

Die Lösung der zugrundegelegten Gleichungen in Verbindung mit den in den Versuchen als Randbedingungen vorgegebenen Zeitfunktionen der Verschiebungen, Spannungen und Porenwasserüberdrücke erfolgt mit mehreren voneinander unabhängigen Verfahren. Für den linear elastischen eindimensionalen Sonderfall gibt es für nahezu alle in dieser Arbeit verwendeten Randbedingungen geschlossene Lösungsformeln auf der Basis der D-Funktionen von TÖLKE (74). Diese Lösungen werden für Vergleichsrechnungen verwendet und sind deshalb im Anhang beigelegt. Bei Zugrundelegung viskoelastischer Stoffbeziehungen erfolgt die Lösung für den eindimensionalen Fall und bei Annahme konstanter Stoffparameter durch Laplace-Transformation und numerische Inversion. Mit dem programmierten Inversionsverfahren können dann die durchgeführten Oedometerversuche nachgerechnet werden. Um veränderliche Stoffparameter in die Berechnung einbeziehen zu können und um eine spätere Erweiterung auf mehrdimensionale Probleme zu ermöglichen wird zusätzlich noch eine Lösung mit der Methode der finiten Elemente entwickelt. Das entstehende Gleichungssystem wird im Raum mit isoparametrischen Elementen für den ebenen Verzerrungszustand und in der Zeit mit finiten Differenzen diskretisiert. Mit dem hierzu erstellten Programm werden dann einige Versuche mit porenzahlabhängigem Durchlässigkeitsbeiwert oder veränderlicher Viskosität nachgerechnet.

Die Auswertung der Versuche, aufgebaut auf den theoretischen Untersuchungen, hat vorrangig zwei Ziele. Das erste Ziel ist es, den Standard - Oedometerversuch mit inkrementeller Lastaufbringung durch neuentwickelte Versuchsarten zu ersetzen. Hierbei sollen Empfehlungen für die Durchführung der Versuche an typischen bindigen Böden gegeben, sowie der am besten geeignete Versuchstyp ermittelt werden. Wichtige Kriterien sind dabei die Abweichungen der Ergebnisse von den als Vergleichsversuche durchgeführten Standard - Oedometerversuchen. Das zweite Ziel der Arbeit ist die Verbesserung der Vorhersage des zeitlichen Spannungs- und Verformungsverhaltens bindiger Böden auf der Grundlage dieser neuen Oedometerversuche und der Konsolidationstheorie mit viskoelastischem Stoffverhalten des Korngerüsts.

2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

2.1 Allgemeine Einführung

Die bei Bauwerken auf tonigen Böden auftretenden Langzeitsetzungen wurden ohne Zweifel schon seit langer Zeit beobachtet. Qualitative Interpretationen dieser Setzungen scheint es, nach HANSBO (36), schon seit Beginn des 19. Jahrhunderts zu geben. Einen wichtigen Beitrag zum Problem der Erfassung von zeitlichen Setzungen lieferte 1923 TERZAGHI (73) durch die bekannte Lösung zur eindimensionalen Konsolidationstheorie und die Konzipierung des Oedometerversuchs. Auf dem Gebiet der experimentellen Untersuchung des eindimensionalen Verhaltens bindiger Böden konnten dann nach langer Zeit des Stillstands in den letzten Jahren wieder Neuentwicklungen registriert werden, wobei der Anstoß dazu hauptsächlich durch zwei Gesichtspunkte kam.

Zum einen war dies die rasche Entwicklung auf dem Gebiet der Datenverarbeitung und Mikroprozessortechnik in den letzten Jahren, die zu einer Automatisierung der Meßwerterfassung und zu einer Prozeßsteuerung bei erschwinglichen Kosten führte. Zum anderen war es die Einsicht, daß bei dem lange Jahre unveränderten Versuchsablauf mit Aufbringung der Belastung in inkrementellen Stufen (IL-Versuch) von durchschnittlich 24 Stunden Dauer die Nachteile gegenüber dem Vorteil des geringen Geräteaufwands überwiegen. Diese Nachteile sind die lange Versuchsdauer und die Unsicherheit der ermittelten Druck-Setzungslinien. Das Bild 2.1 zeigt Fehlerquellen der Versuchsergebnisse beim herkömmlichen Versuchstyp mit Beispielen von CRAWFORD (15) und SÄLLFORS (62).

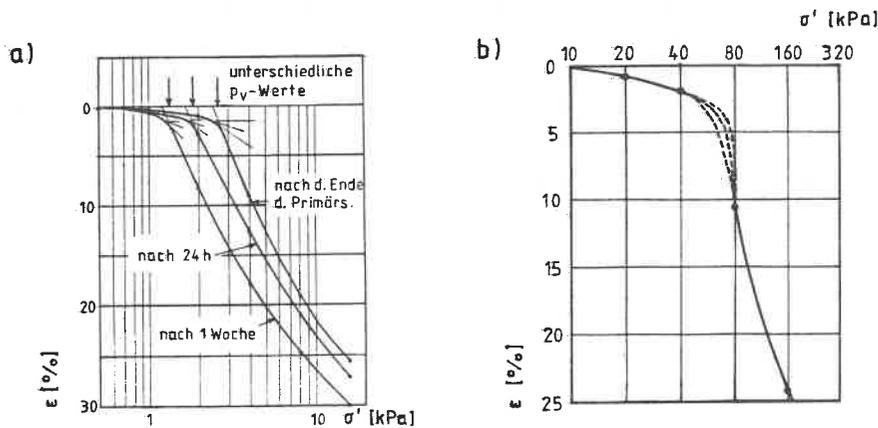


Bild 2.1: Abweichungen der Ergebnisse im Oedometerversuch mit inkrementeller Lastaufbringung. a) CRAWFORD; b) SÄLLFORS.

Die Oedometerversuche mit kontinuierlicher, monoton zunehmender Beanspruchung (ML-Versuche) vermeiden diese Nachteile weitgehend und sind durch die oben erwähnten Kostensenkungen bei der erforderlichen Geräteausstattung inzwischen für jedes bodenmechanische Labor erschwinglich. Die Entwicklung der neuen Oedometerversuche begann eigentlich schon 1953, als sich NORTHEY (54) Gedanken über eine mögliche Verstetigung des zeitlichen Versuchsablaufs machte, allerdings noch unter Beibehaltung der bis dahin üblichen Randbedingungen und mit den damit verbundenen Nachteilen. Eine Abkehr vom IL-Versuch erfolgte erstmals in den Untersuchungen von HAMILTON (35) an einem sensitiven Tonboden, die 1959 veröffentlicht wurden. Bei der Versuchsdurchführung wurde allerdings noch kein Porenwasserüberdruck gemessen, so daß Aussagen über die effektiven Spannungen fragwürdig blieben. Der Grund für die Einführung neuer Oedometerversuche war die Hoffnung, daß mit ihnen die Vorbelastungsspannung eines bindigen Bodens besser bestimmt werden könnte. Nach der Meinung von HAMILTON erfüllte der CRS-Versuch diesen Zweck am besten, während die Prozedur des CRL-Versuchs dazu nicht geeignet zu sein schien. In allen Versuchen wurde ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Vorschub- bzw. Spannungsgeschwindigkeiten und den ermittelten Vorbelastungswerten festgestellt. In einer darauf aufbauenden Untersuchung kam CRAWFORD (15) 1964 zu ähnlichen Ergebnissen beim CRS-Versuch, allerdings mit verbesserter Versuchstechnik durch PWD-Messungen.

Die Grundlage der weiteren Entwicklung neuartiger Versuchstypen wurde dann der 1964 von LOWE (47) in die Versuchstechnik eingeführte Oedometerversuch mit back-pressure - Technik zur vollständigen Sättigung der Proben und damit zur nahezu fehlerfreien PWD-Messung an einer Probenendfläche. Die Aufbringung von Sättigungsdrücken bei Oedometerversuchen ist allerdings nicht unumstritten. In verschiedenen Untersuchungen wurde ein erheblicher Einfluß auf die Versuchsergebnisse festgestellt. In der vorliegenden Arbeit wird deswegen, hauptsächlich aber aus Gründen des geringeren Geräteaufwandes, auf diese Technik verzichtet.

Der eigentliche Durchbruch des CRS-Tests als gleichberechtigter Oedometerversuch neben dem IL-Test erfolgte in den Jahren 1969-1971 durch die Arbeiten von SMITH (68) und WISSA (79). In diesen Veröffentlichungen wurde nicht nur eine verbesserte Versuchstechnik vorgestellt, sondern auch der bisher größte Nachteil dieser Versuchsart - der fehlende theoretische Hintergrund - weitgehend beseitigt. Bei SMITH wurde für die Bestimmung der effektiven Spannungen und der Parameter eine gut fundierte Näherungslösung entwickelt, die jedoch nur für die Versuchsphase mit stationärem Porenwasserüberdruck gültig ist. Die Untersuchung von WISSA war dagegen theoretisch fundierter.

Für die Auswertung der Versuche kam WISSA jedoch zu ähnlichen Ergebnissen wie SMITH bei seiner Bestimmung der Konsolidations- und Verformungsparameter. Parallel zu der Entwicklung des CRS-Versuchs gab es 1969 den Vorschlag von LOWE (48) zur Durchführung eines Oedometerversuchs mit einem konstanten Porenwasserüberdruck an der Basis der Probe (CG-Test). Der Geräteaufwand ist bei diesem Versuchstyp jedoch größer, als bei anderen vergleichbaren Versuchsarten, da hier eine Prozeßsteuerung erforderlich ist. Ein weiterer Nachteil des CG-Tests ist es, daß der Bereich, in dem die gewünschte Verformungsgeschwindigkeit liegen soll, nur durch große Erfahrung bei der Wahl des erforderlichen PWD-Wertes an der Basis der Probe gesteuert werden kann. Der schon in der Untersuchung von HAMILTON (35) kritisch beurteilte CRL-Versuch wurde 1970 noch einmal von ABOSHI (1) in die Diskussion gebracht. Im Gegensatz zu HAMILTON kam er zu dem Ergebnis, daß der CRL-Versuch in Relation zum IL-Versuch die geringsten Abweichungen zeigte.

In den bisher genannten Veröffentlichungen wurde immer nur jeweils ein neuartiger Oedometerversuch mit den Ergebnissen von IL-Versuchen verglichen. Dieses Fehlen einer ausführlichen Untersuchung unterschiedlicher ML-Versuche wurde in den Jahren 1975-1976 durch SÄLLFORS (61,62) und GORMAN (27) beseitigt. Die in die Vergleichsuntersuchungen einbezogenen Versuchsarten waren dabei der CRS-, der CG- und der IL-Versuch, wobei die einzelnen Autoren unterschiedliche Ziele hatten. SÄLLFORS (61,62) verfolgte in seiner Untersuchung einiger spezieller schwedischer Tonböden das Ziel, durch die Kombination mit Feldversuchen die Bestimmung der Vorbelastungsspannung entscheidend zu verbessern und vor allem unabhängig von einem bestimmten empirischen Verfahren zu machen. Die Probleme bei der Durchführung und der Beurteilung der Versuche bei speziellen Bodenarten aus Kentucky waren Gegenstand der Arbeit von GORMAN (27). Dies betraf in erster Linie die wichtige Wahl der Koeffizienten der vorgegebenen Versuchsfunktionen und die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse. Beide Autoren kamen zu dem Ergebnis, daß der CRS-Versuch die besten Voraussetzungen dafür bietet, in Zukunft den IL-Versuch zu ersetzen.

Die Anwendung von CRS-Tests auf sehr weiche, bindige Böden wurde vor allem in Japan untersucht und 1980 von UMEHARA (77) dokumentiert. Die bei Versuchen auf diesen Böden auftretenden großen Dehnungen erforderten eine neue theoretische Behandlung des Problems. Durch eine Näherungslösung für die Einbeziehung endlicher Dehnungen in die Konsolidationstheorie gelangten UMEHARA und später auch LEE (45) zu der Möglichkeit, damit die CRS-Versuche auszuwerten.

Bei der Durchführung von CRS-Versuchen sind möglichst allgemeine Empfehlungen für die Wahl der Vorschubgeschwindigkeit erforderlich. In seiner ersten Veröffentlichung hatte GORMAN (27) diese Geschwindigkeitswahl vor allem auf die Fließgrenze des zu untersuchenden Bodens abgestellt. Die von ihm aufgestellte Tabelle mit der Verbindung von Fließgrenze und Vorschubgeschwindigkeit hat auch in die Empfehlungen der ASTM (4) Eingang gefunden. Grundlage eines 1981 von GORMAN (28) vorgestellten, verfeinerten Verfahrens ist die Korrelation der Bodenkennwerte w_n und S_r mit dem maßgebenden Parameter der linear-elastischen Konsolidation, dem Beiwert c_v .

Als vorläufig letzte Neuentwicklung bei ML-Oedometerversuchen gibt es den CL-Versuch, der 1981 von JANBU (40) vorgestellt wurde und als vorgegebene Randbedingung das konstante Verhältnis u_b/p hat. In der zu dieser Versuchsart gehörigen theoretischen Untersuchung hat JANBU für die Auswertung einfach handzuhabende Diagramme aufgestellt. JANBU empfiehlt in seiner Veröffentlichung - im Gegensatz zu allen früheren Autoren -, die Versuchsdauer möglichst kurz zu halten und als Konsequenz daraus höhere PWD-Werte zuzulassen.

Jahr	Autor	Vers.- typ	back- press.	PWD- Mess.	Vers.- anzahl	\bar{I}_p	\bar{w}_n	Koeffizienten α_i
1959	Hamilton	CRS	nein	nein	-	-	-	0.001-0.03
		CRL	nein	nein	-	-	-	0.23-4.5
1964	Crawford	CRS	nein	ja	3	-	58	0.023
1965	Wahls	CRS	nein	ja	7	35	53	0.014-0.058
1969	Lowe	CG	ja	ja	-	22	39	5.6-28.0
1969	Smith	CRS	nein	ja	21	23	56	0.00048-0.048
1970	Aboshi	CRL	ja	ja	11	37	-	1.6-4.8
1971	Wissa	CRS	ja	ja	3	-	37	0.00003-0.00015
1976	Sällfors	CRS	ja	ja	24	59	91	0.0006-0.09
		CG	ja	ja	3	-	-	-
1976	Gorman	CRS	ja	ja	14	-	-	0.00095-0.21
		CG	ja	ja	15	-	-	14-21
1980	Umehara	CRS	ja	ja	5	55	215	0.027-0.031
1981	Gorman	CRS	ja	ja	-	25	40	0.00127-0.0043
1981	Janbu	CL	nein	ja	12	12	45	0.2-0.5
		CRS	nein	ja	2	-	-	0.002-0.2

Tabelle 2.1: Übersicht über die bisher veröffentlichten Untersuchungen von Oedometerversuchen bei kontinuierlicher Beanspruchung

Bei allen hier vorgestellten neuartigen Versuchsabläufen ist eine Messung des Porenwasserüberdrucks zur Interpretation der Ergebnisse und teilweise auch zur Steuerung notwendig. Dadurch werden die Drainagemöglichkeiten der Oedometerprobe auf die einseitige Drainage nach oben beschränkt, da nur die Messung des Porenwasserdrucks an der Probenunterseite zuverlässige Ergebnisse erwarten läßt. Dagegen weisen Porenwasserdruckmessungen innerhalb der Probe infolge der unvermeidbaren Einbaustörungen Fehler auf, die eine routinemäßige Anwendung dieser Methode nicht zulassen.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche werden, unter Zugrundelegung der an einer Oedometerprobe möglichen Meßgrößen, verschiedenen, durch Zeitfunktionen der Randbedingungen, für jeweils eine Meßgröße vorschreibbar, unterworfen. Diese Randbedingungen sind stetige und monotone Funktionen der totalen Spannungen am oberen Rand, der Verschiebungen des oberen Randes und des Porenwasserüberdrucks am unteren Rand. Die Probengeometrie wird in drei verschiedenen Höhen variiert, wie es Bild 2.2 am Beispiel des Seetons zeigt.

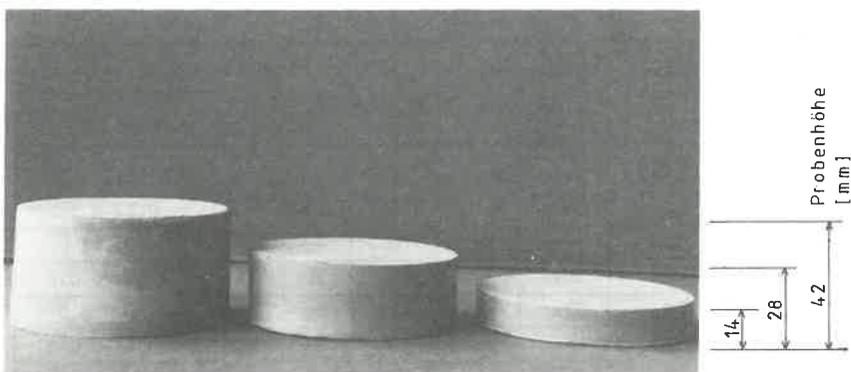


Bild 2.2: Beispiel für die verwendeten Probenhöhen an Seeton

Die Seetonproben werden im gestörten, aufbereiteten und auskonsolidierten Zustand untersucht. Das gestörte Probenmaterial wird dabei bis zum Erreichen eines Wassergehalts bei der 1-1.5fachen Fließgrenze mit Wasser durchmischt und anschließend in einem Großoedometer ($d=25$ / $h=20$ cm) unter einer konstanten Spannung von 120 kPa in ca. 6-8 Wochen auskonsolidiert. Mit dieser Prozedur wird das im Ausgangszustand schon sehr gleichmäßig aufgebaute Material noch weiter homogenisiert. Die eigentlichen Oedometerproben ($d=5-7$ cm) werden danach aus diesen Großoedometerproben gewonnen. Beim Opalinuston und beim Bäckebolton sind die Proben im ungestörten Zustand.

2.2 Beschreibung der untersuchten Böden

2.2.1 Seeton

Als Seeton wird im Bodenseeraum ein geologisch nicht vorbelasteter, normal-konsolidierter bindiger Boden bezeichnet, der während der letzten Abschmelzperiode der Gletscher im Holozän entstanden ist. Das Holozän ist mit seinem Beginn vor ca. 10 000 Jahren die jüngste Abteilung des Quartär in der Erdneuzeit. In der Literatur wird der Seeton auch als "Beckenton der Würmeiszeit" bezeichnet.

Der Seeton enthält im Gegensatz zum Bänderton (pleistozäne Ablagerung) keine horizontal liegenden Feinsandschichten (Bänderung), die eine Anisotropie des Materials ergeben. Deshalb erfüllt er schon im ungestörten Zustand die von theoretischer Seite gestellten Anforderungen nach Homogenität und Isotropie. Infolge der ständigen Lage des Materials unter dem Grundwasserspiegel kann auch eine fast vollständige Wassersättigung der Proben angenommen werden. Bild 2.3 zeigt das völlig homogene Aussehen der Seetonproben.

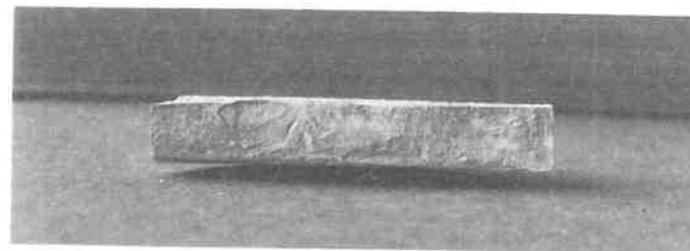
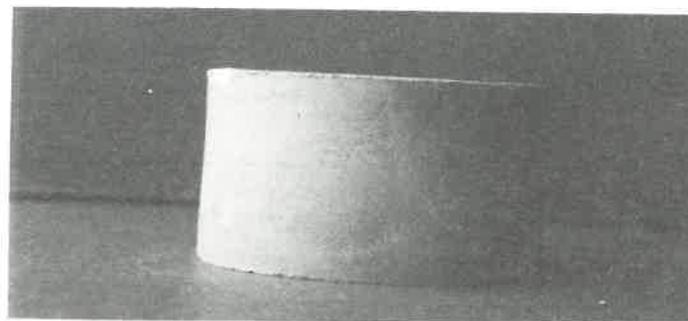


Bild 2.3: Seetonprobe als Ganzes und in der Mitte "aufgeschnitten"

An verschiedenen Stellen des Bodenseeufer ist Seeton unter Ablagerungen von Schneckensand, Seekreide oder Seeschlick (ca. 0.2-2.0 m mächtig) anzutreffen. In Bild 2.4 sieht man die geologische Schichtung einer der Entnahmestellen im Wollmatinger Ried bei Konstanz, sowie eine Übersichtskarte des Gebietes. Hier wurden ungestörte und gestörte Proben entnommen. Zusätzliche Entnahmestellen für gestörtes Material lagen im nördlichen Teil des Bodenseeufer. Durch die weitgehende Übereinstimmung im Aufbau und in den maßgebenden Eigenschaften kann das an verschiedenen Entnahmestellen gewonnene gestörte Material zu einer Gruppe unter dem Begriff "gestörter Seeton" zusammengefaßt werden.

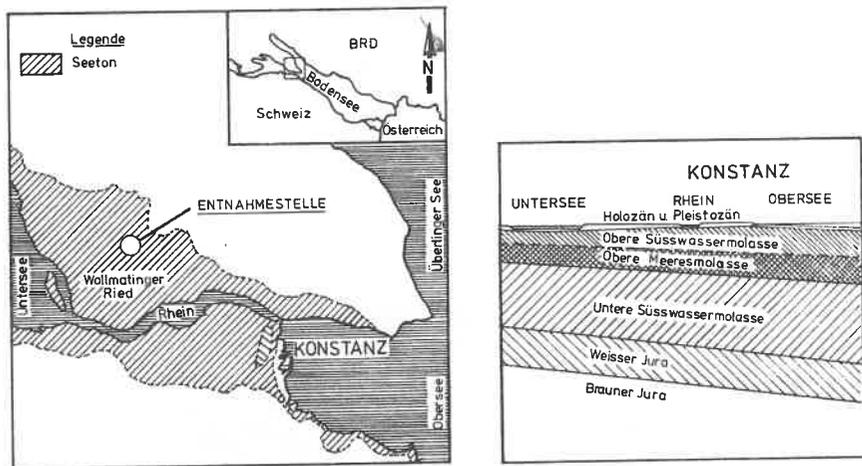


Bild 2.4: Übersichtskarte und geologischer Schnitt für eine der Entnahmestellen

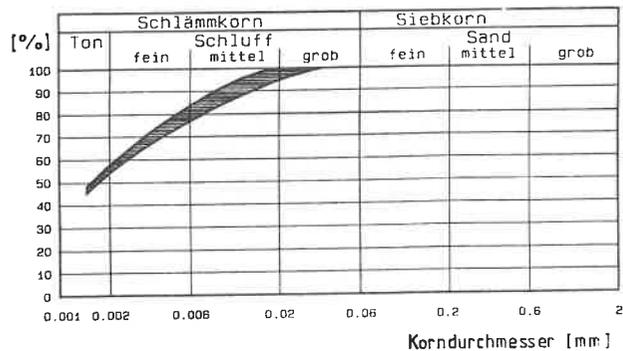


Bild 2.5: Kornverteilungsband des Seetons

In Bild 2.5 wird das Kornverteilungsband der untersuchten Proben dargestellt. Gut ersichtlich ist hierbei die sehr geringe Streubreite der einzelnen Kornfraktionen trotz unterschiedlicher Entnahmestellen. Zusätzlich wird das Material in Tabelle 2.2 durch bodenmechanische Standardkennwerte und in Tabelle 2.3 durch den mineralogischen Aufbau beschrieben. Die einzelnen Mineralanteile wurden dabei durch eine röntgenographische Untersuchung grob abgeschätzt.

w_n (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	I_c (-)	Kons.	Ton (%)	V_{cd} (%)	V_0 (%)	ψ' (°)	c' (kPa)
30.0	37.8	16.5	21.3	0.366	breiig	56.0	30.4	5.1	21.4	10.5

Tabelle 2.2: Bodenmechanische Kennwerte des untersuchten Seetons

Illit/Muskovit	Kaolinit	Chlorit	Quarz	Calcit	Dolomit	
						+++ > 30%
						++ 5-30%
++	++	++/+	++	++/+++	+	+ < 5%

Tabelle 2.3: Mineralogische Zusammensetzung des Seetons

2.2.2 Opalinuston

Der im süddeutschen Raum weit verbreitete Opalinuston ist ein vorbelastetes, überkonsolidiertes marines Sediment der Jurazeit. Nach der üblichen Gliederung der Jurasedimente wird der Opalinuston in den Braunen Jura (Dogger b α) eingereiht. Er gehört damit zu den mesozoischen Tonsteinen, die diagenetisch verfestigt und durch die Überdeckung mit jüngeren Sedimenten bis zum Tertiär stark überkonsolidiert wurden. Die derzeit bestehende Geländeoberfläche wurde etwa gegen Ende des Jungpleistozäns erreicht.

Der Opalinuston wird zu den veränderlich festen Gesteinen gerechnet, deren Eigenschaften vom Wassergehalt und dem jeweils vorliegenden Verwitterungsgrad abhängig sind. Die Fähigkeit zur Wasseraufnahme ist stark ausgeprägt. Im unverwitterten Zustand weist der Opalinuston nahezu felsartige Eigenschaften auf. Durch das Auftreten einer mehr oder weniger intensiven Verwitterung verändert sich sein geomechanisches Verhalten sehr schnell. An die Stelle festen Tonsteins tritt mit fortschreitender Entlastung und Verwitterung ein aufgelockertes Material, das in der Endstufe der Verwitterung als quasi-homogener Ton vorliegt, wie in Bild 2.6 deutlich zu sehen ist.

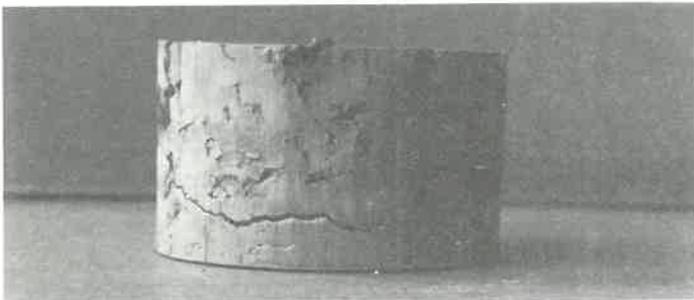


Bild 2.6: Opalinustonprobe als Ganzes und in der Mitte "aufgeschnitten"

Die Entnahmestelle der ungestörten Proben liegt in einer Tongrube bei Frickenhausen auf der Schwäbischen Alb. Beim Abbau des Tons werden hier sämtliche Verwitterungsstufen aufgeschlossen. Oedometerversuche an ungestörten Opalinustonproben sind infolge der ansonsten schlechten Bearbeitbarkeit weitgehend auf die Verwitterungsstufe V5 beschränkt. Zum Teil sind auch Versuche mit den Verwitterungsgraden V4 und V3 möglich, doch müssen hier bei den Ergebnissen große Einschränkungen in der Genauigkeit gemacht werden, so daß eine Verwendung in dieser Arbeit nicht in Erwägung gezogen wird. Die Beurteilung der Verwitterung erfolgt hierbei nach WALLRAUCH (78). In Bild 2.7 ist eine Übersicht für das Entnahmegebiet sowie der Profilaufbau der Entnahmestelle dargestellt.

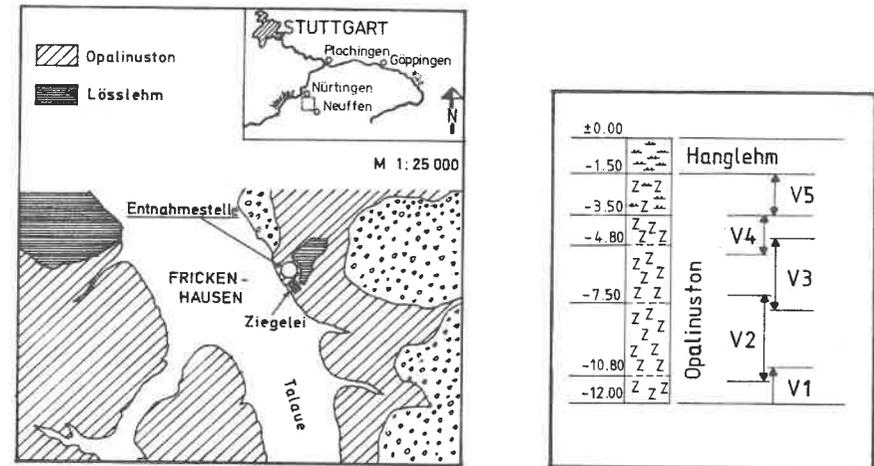


Bild 2.7: Übersichtskarte und geologischer Schnitt der Entnahmestelle

Bild 2.8 zeigt das Kornverteilungsband der untersuchten Proben. Die Streubreite der Kornverteilungslinien ist beim Opalinuston sehr viel größer als beim Seeton. Dies ist in erster Linie darauf zurückzuführen, daß der Opalinuston im Gegensatz zum Seeton ausschließlich im ungestörten Zustand untersucht wurde, wobei hier das Vorhandensein von unterschiedlich verwitterten Bodenpartikeln die Ermittlung der Kornverteilung beeinflusste. Das Material wird zusätzlich in Tabelle 2.4 durch bodenmechanische Standardkennwerte und in Tabelle 2.5 durch den mineralogischen Aufbau beschrieben, der hierfür der Arbeit von MACK (50) entnommen wurde. Der Opalinuston zeichnet sich nach MACK durch einen sehr homogenen Mineralgehalt aus. Durch diesen homogenen Mineralaufbau ergibt sich eine hohe Korrelation mit bodenmechanischen Kennwerten.

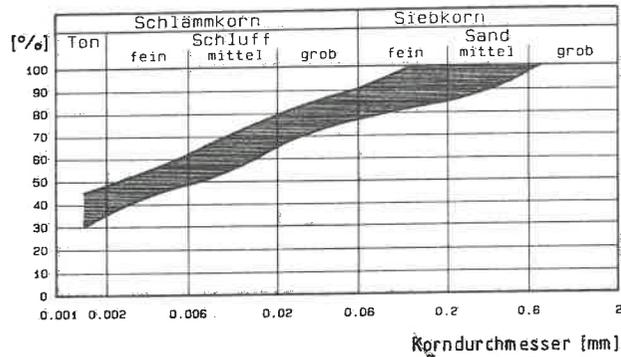


Bild 2.8: Kornverteilungsband des Opalinustons

w_n (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	I_c (-)	Kons.	Ton (%)	V_{cl} (%)	V_D (%)	φ' (°)	c' (kPa)
21.1	38.6	20.5	18.1	.970	halbf.	40.0	.5	6.1	24.5	14.0

Tabelle 2.4: Bodenmechanische Kennwerte des Opalinustons

Illit/Muskovit	Kaolinit	Chlorit	Quarz	Calcit	Dolomit	
						+++ > 30%
						++ 5-30%
+++ / ++	+++	+ / ++	++	+	+	+ < 5%

Tabelle 2.5: Mineralogische Zusammensetzung des Opalinustons

Die geologische Vorgeschichte hat bei einem bindigen Boden von der Art des Opalinustons einen starken Einfluß auf das Verhalten. Deshalb wird versucht, mit einer großen Anzahl von IL-Versuchen diese Vorgeschichte zu erfassen. Die Vorbelastungsspannung p_v hat bei einem Boden den Effekt, daß sich der Boden im Spannungsbereich unterhalb dieses Wertes im Sinne einer Wiederbelastung verhält und damit überwiegend elastisch reagiert. Erst nach Überschreiten von p_v nehmen die plastischen Verformungsanteile zu. In der Literatur existieren empirische Verfahren, die mehr oder weniger voneinander abweichende Werte für die Vorbelastungsspannung ergeben. Bild 2.9 zeigt hierzu den Versuchsablauf und die Belastungsgeschichte beim Opalinuston.

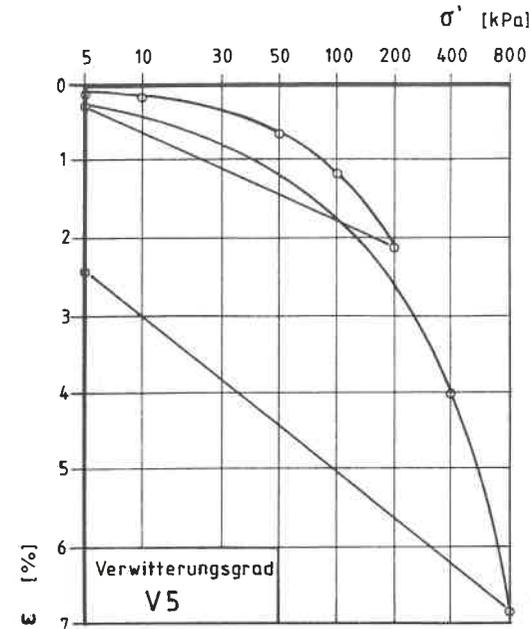


Bild 2.9: Belastungsgeschichte einer ungestörten Opalinustonprobe in IL-Tests

Aus der Anwendung der einzelnen Verfahren zur Bestimmung der Vorbelastungsspannung ergibt sich für den Opalinuston der Verwitterungsstufe V5 der Wert

$$p_v = 220 \text{ kPa}$$

Die Standardabweichung dieser einzelnen Verfahren liegt allerdings bei einer Größe von 80 kPa, so daß der Wert von 220 kPa nicht als einzelner Punkt der Spannungsgeschichte aufzufassen ist, sondern als Spannungsbereich, in dem ein stetiger Übergang der mehr elastischen zu den mehr plastischen Verformungen stattfindet. Auf der Grundlage dieser "geologischen Vorbelastung" ergibt sich ein Überverdichtungsverhältnis von

$$OCR = \frac{p_v}{\gamma \cdot z} = \frac{220}{20 \cdot 2} = 5.5.$$

Der untersuchte Opalinuston ist damit ein stark vorbelasteter bindiger Boden.

2.2.3 Bäckebol-Ton

Der Bäckebol-Ton ist ein flüssiger bis breiiger, hochplastischer und leicht überkonsolidierter Ton von einem Versuchsfeld in der Nähe von Göteborg in Schweden. Die genaue Lage der Entnahmestelle ist in Bild 2.10 dargestellt. Im Bereich des Versuchsfeldes beträgt die maximale Dicke der Tonschicht 40 m. Die ungestörten Proben stammen aus zwei bis zu 5 m tiefen Bohrungen. Aus dem geologischen Profil der Entnahmestelle in Bild 2.10 (vgl. SÄLLFORS (61)) erkennt man, daß die Proben aus dem homogenen Bereich der Tonschicht entnommen sind. Zur Beschreibung des Bodens sind in Tabelle 2.6 bodenmechanische Kennwerte und in Tabelle 2.7 Mineralgehalte zusammengestellt.

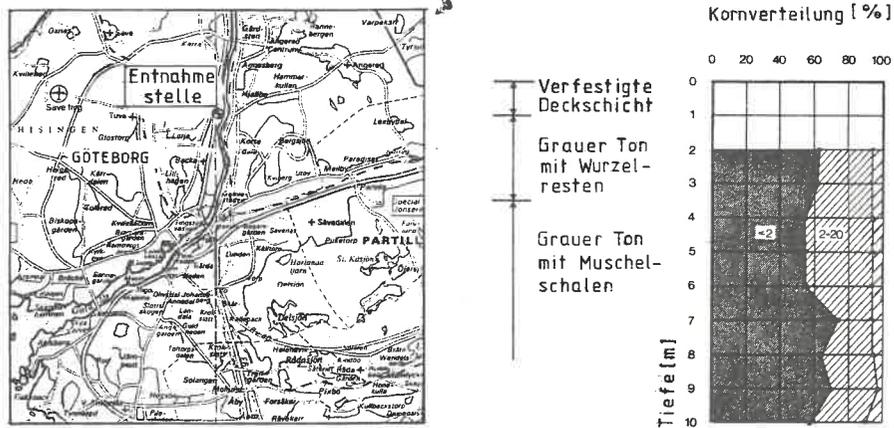


Bild 2.10: Entnahmestelle und geologisches Profil des Bäckebol-Tons

w_n (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	I_c (-)	Kons.	Ton (%)	V_{CL} (%)	V_0 (%)	φ' (°)	c' (kPa)
75.0	73.3	27.4	45.9	0	breiig/flüssig	53.0	8.0	8.3	-	-

Tabelle 2.6: Bodenmechanische Kennwerte des untersuchten Bäckebol-Tons

Illit/Muskovit	Kaolinit	Chlorit	Quarz	Calcit	Dolomit	
+++	++	++	+++	(+)	(+)	+++ > 30%
						++ 5-30%
						+ < 5%

Tabelle 2.7: Mineralogische Zusammensetzung des Bäckebol-Tons

2.3 Versuchstechnik

Grundlage der ML-Oedometerversuche ist eine universelle Belastungseinrichtung auf pneumatischer Basis, ursprünglich konzipiert für lastkonstante Langzeitversuche (Kriechversuche). Diese Belastungseinrichtung ist nicht speziell für Oedometerversuche entwickelt worden, sondern allgemein verwendbar bei Spannungs- und Verformungsversuchen. Bild 2.11 zeigt die Ansicht und den Aufbau des Belastungsstandes. Das Konstruktionsprinzip gründet sich auf die Anwendung von Rollmembranen mit sehr geringer Reibung, die eine Bewegung des Laststempels bei minimalen Druckverlusten bewirken. Der Hub des Laststempels beträgt standardmäßig 20 mm, kann aber durch Zusatzeinrichtungen weiter vergrößert werden. Die maximal erreichbare Last bei einstufiger Ausbildung der Belastungseinheit beträgt 30 kN bei Beaufschlagung des Drucksystems mit 10 bar.

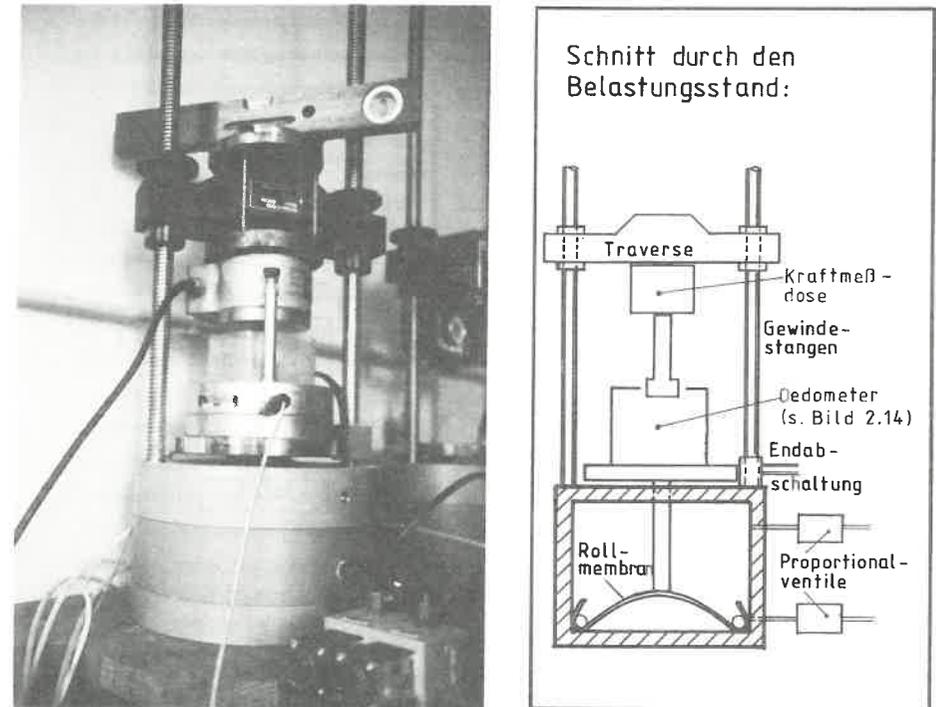


Bild 2.11: Ansicht und Aufbau der Belastungseinrichtung

Diese von der Bauweise her sehr einfache Belastungseinrichtung wird nun mit Hilfe moderner pneumatischer und elektronischer Schaltelemente zu einer von einem Mikrocomputer aus kontrollierten Gesamteinheit erweitert. Durch den Anschluß von Peripheriegeräten kann damit die Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung innerhalb einer geschlossenen Einheit ausgeführt werden. Die Verwendung von Luft als Druckmedium bringt Vorteile infolge der einfachen und preisgünstigen Anwendung im Vergleich zu einer hydraulischen Ausbildung des Drucksystems, dagegen aber Nachteile bei der Genauigkeit der Steuerung des Laststempels. Die Ursache von Ungenauigkeiten liegt hauptsächlich in der relativ großen Kompressibilität der Luft begründet.

Der prinzipielle Aufbau der Versuchsanlage ist in Bild 2.12 dargestellt. Die Basis der Drucksteuerung sind elektronisch ansteuerbare Proportionalventile. Es handelt sich hierbei um 3-Wege-Druckregelventile, bei denen der Sekundärdruck durch eine Änderung der Magnetkraft eingestellt wird. Das Maß für die Änderung wird durch einen elektrischen Sollwert als Spannungssignal vorgegeben. Besondere Merkmale der Ventile sind eine kleine Hysterese und eine sehr hohe Ansprechempfindlichkeit. Der Vorgang der Drucksteuerung erfolgt innerhalb des pneumatischen Systems durch die jeweilige Anpassung der unterhalb und oberhalb der Rollmembran vorhandenen Drücke über die Proportionalventile.

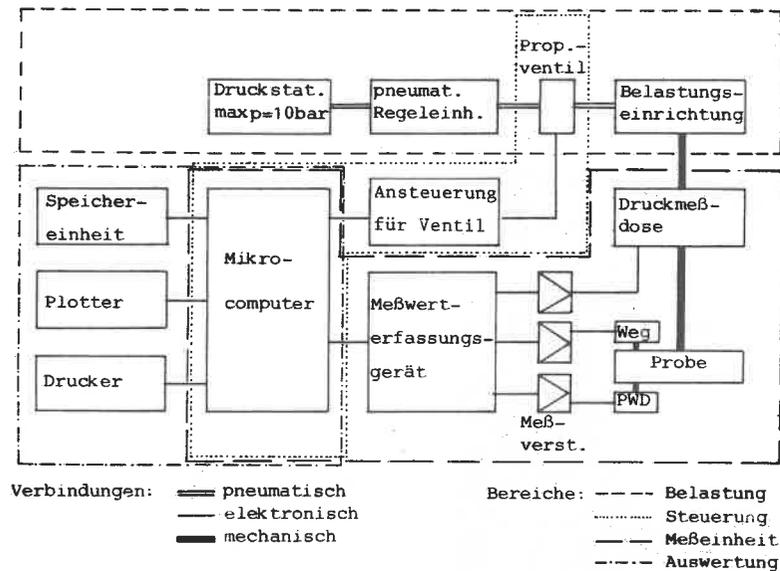


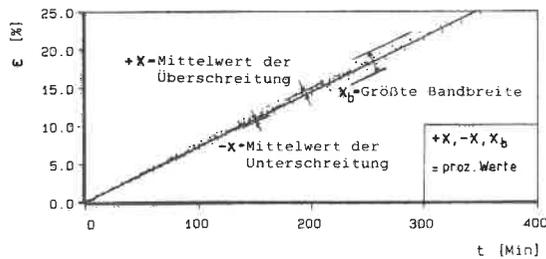
Bild 2.12: Prinzipdarstellung des Aufbaus der Versuchsanlage

Die bisher beschriebenen Komponenten der Anlage haben in erster Linie eine regelnde Funktion. Diese Funktion wäre aber nicht möglich ohne die der Aufnahme, Weiterleitung und Registrierung von Meßgrößen dienenden Einrichtungen. Alle mechanischen Meßgrößen werden elektrisch in analoger Weise gemessen, digitalisiert und über einen Mikrocomputer auf Diskette gespeichert. Dieser Mikrocomputer verwendet die Meßgrößen innerhalb eines Soll-Istwertvergleichs zur Steuerung der Proportionalventile und damit zur Regulierung des vorgegebenen Bewegungsablaufs des Laststempels.

Zur Messung von Kräften ist zwischen dem Laststempel des Oedometergeräts und der Traverse der Belastungseinrichtung ein Kraftaufnehmer mit Dehnungsmeßstreifen eingebaut, der die an dem oberen Rand der Probe entstehende Kraft und damit auch die Spannung registriert. Bei dem verwendeten Kraftaufnehmer ist die Dehnung der Meßfeder mit einer sehr geringen Abweichung proportional zur Belastung und ergibt Änderungen in der Belastung über eine direkte Umformung des elektrischen Widerstands. Nach einem ähnlichen Prinzip arbeiten auch die verwendeten Wegaufnehmer zur Messung der Verschiebung des oberen Randes der Probe. Eine Besonderheit bei diesen Wegaufnehmern ist das aus leitendem Kunststoff aufgebaute Widerstandselement. In Verbindung mit den verwendeten Meßwerterfassungsgeräten, wie Digitalvoltmeter und A/D-Wandler, wird die Forderung nach Abstimmung in der Genauigkeit der einzelnen Komponenten einer Meßanlage weitgehend erfüllt.

Die Einhaltung des programmierten Versuchsablaufs ist bei den einzelnen Versuchsarten unterschiedlich. In Bild 2.13 sind am Beispiel eines CRS-Versuchs die Kennwerte erläutert, mit denen eine Beurteilung der Genauigkeit der Versuchssteuerung erfolgt. Diese Kennwerte sind für die einzelnen Versuchsarten, getrennt nach Probenhöhe und Koeffizienten der Versuchsfunktion in der Tabelle zu Bild 2.13 aufgeführt. Die Variablen α_i kennzeichnen hier nur die Einordnung innerhalb eines bestimmten Geschwindigkeitsbereiches für den Versuchsablauf. Zusätzlich wird die Genauigkeit der Versuchstypen durch die Mittelwerte von Bandbreite und Abweichungswerten angegeben. Aus der Tabelle kann man erkennen, daß die verwendete programmierte Steuerung mehr zu einer Überschreitung der vorgegebenen Sollwertfunktion neigt. Die positiven Abweichungen sind mit wenigen Ausnahmen größer als die negativen. Innerhalb der einzelnen Versuchsarten läßt sich keine einheitliche Tendenz bei unterschiedlichen Probenhöhen und Koeffizienten der Versuchsfunktion erkennen. Die Bezeichnungen VRS/P und VRS/E in Bild 2.13 sind die Abkürzungen für die Versuchstypen mit vorgegebenen Verschiebungen nach Parabel- bzw. Exponentialfunktion. Der Versuchstyp VRS/E liefert bei der Steuerung die beste Übereinstimmung mit der Vorgabe.

CRS	H = 14 mm				H = 28 mm				H = 42 mm				Mittelwert
	$\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3 > \alpha_4$				$\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3 > \alpha_4$				$\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3 > \alpha_4$				
+x	1.9	2.7	2.9	3.6	2.1	3.2	2.8	3.8	1.5	2.4	2.1	3.0	2.9
-x	2.1	4.9	2.4	4.1	1.3	4.3	1.9	2.4	2.9	2.9	3.1	0.4	2.8
x_b	19.0	31.0	22.3	29.9	16.1	27.4	28.6	27.4	16.6	22.5	23.3	10.3	24.6
VRS/P	H = 14 mm			H = 28 mm			Mittelwert	VRS/E	H=14mm	H=28mm	Mittelwert		
	$\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3$			$\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3$					α_1	α_1			
+x	2.6	2.0	2.2	1.9	2.3	1.8	2.1	+x	2.0	1.5	1.7		
-x	1.1	1.0	0.5	0.9	0.6	1.1	0.8	-x	0.0	0.1	0.1		
x_b	12.8	11.5	9.3	11.3	11.2	8.3	10.7	x_b	7.4	6.9	7.1		
CRL	H = 14 mm			H = 28 mm			H = 42 mm			Mittelwert			
	$\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3$			$\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3$			$\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3$						
+x	5.7	3.3	5.9	4.4	3.3	2.4	3.2	1.4	3.1	3.8			
-x	1.9	1.7	2.4	1.8	1.8	1.7	2.1	1.4	2.3	1.9			
x_b	25.4	20.2	23.9	21.6	19.6	13.5	11.8	9.3	17.4	19.0			
CG	H = 14 mm		H = 28 mm		Mittelwert	CL	H = 14 mm		H = 28 mm		Mittelwert		
	$\alpha_1 > \alpha_2$		$\alpha_1 > \alpha_2$				$\alpha_1 > \alpha_2$		$\alpha_1 > \alpha_2$				
+x	1.7	3.2	3.3	3.3	3.0	+x	2.2	2.7	2.5	5.2	3.2		
-x	0.6	1.4	2.9	1.8	1.9	-x	6.0	3.4	2.1	2.7	3.7		
x_b	8.1	17.3	22.5	14.9	16.6	x_b	16.0	16.1	15.1	24.1	18.1		



Erläuterung der Kennwerte am Beispiel des CRS-Versuchs

Bild 2.13: Kennwerte zur Abschätzung der Genauigkeit des programmierten Versuchsablaufs

Infolge der Konzeption der Versuchsanlage, aufbauend auf einer universellen Belastungseinrichtung, ist bei der Auswahl der Oedometergeräte eine Verwendung des üblicherweise verwendeten Gerätetyps möglich. Für die Versuchsdurchführung ergeben sich damit jedoch Erschwernisse bei der Porenwasserdruckmessung an der Probenunterseite, die durch den notwendigen Verzicht auf eine Back-Pressure-Einrichtung bedingt sind. Bei den hier verwendeten Böden kann durch deren beinahe vollständige Wassersättigung eine in der Qualität nahezu gleichwertige Meßvorrichtung durch Entlüften des unteren Filtersteins und den Einbau der Probe und des Porenwasserdruckgebers unter Wasser erreicht werden. Bild 2.14 zeigt den Aufbau des für die Versuche verwendeten Oedometers.

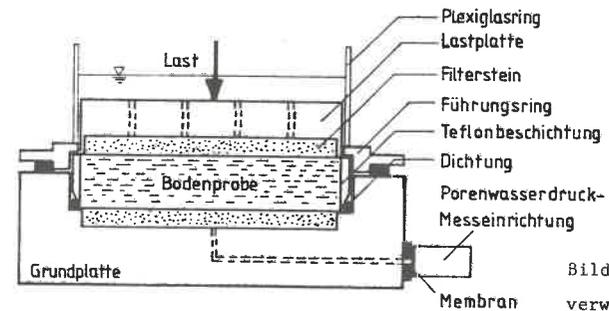


Bild 2.14: Darstellung des verwendeten Oedometergerätes

Zur Messung des Porenwasserdrucks wird ein Meßsystem mit piezoresistiven Absolutdruckaufnehmern verwendet, das sich vor allem durch eine gute Linearität und Stabilität im Verhalten auszeichnet und sich auch schon bei den Versuchen von ULRICH (76) bewährt hat. Das gemessene PWD-Verhalten einer Bodenprobe weist bei plötzlich aufgebrachter Belastung in vielen Fällen eine Zunahme der bezogenen Porenwasserüberdruckwerte und eine zeitliche Verschiebung beim Erreichen des Maximalwerts auf. Diese Effekte können ihre Ursache sowohl in der Elastizität des Meßsystems (siehe BLÜMEL (8) und BRENDLIN (10)), als auch im Verhalten der Bodenprobe haben. Die Untersuchungen von ULRICH (76) ergeben bei allen Spannungsstufen eine nahezu trägheitslose Reaktion und ein sofortiges Erreichen des Maximalwerts (siehe Bild 2.15a). Das verwendete Meßsystem weist somit eine sehr geringe Elastizität auf. Die in Bild 2.15b dargestellten PWD-Messungen der eigenen IL-Versuche können deshalb als charakteristisch für das Verhalten der Bodenproben angesehen werden. Die Verzögerungen bei den PWD-Messungen bedeuten für die ML-Versuche eine mögliche Beeinträchtigung der Meßergebnisse und der Steuerung bei den CG- und CL-Tests. Demgegenüber wird es keinerlei Auswirkungen auf das gemessene PWD-Verhalten bei den CRL-, CRS- und VRS-Versuchen geben.

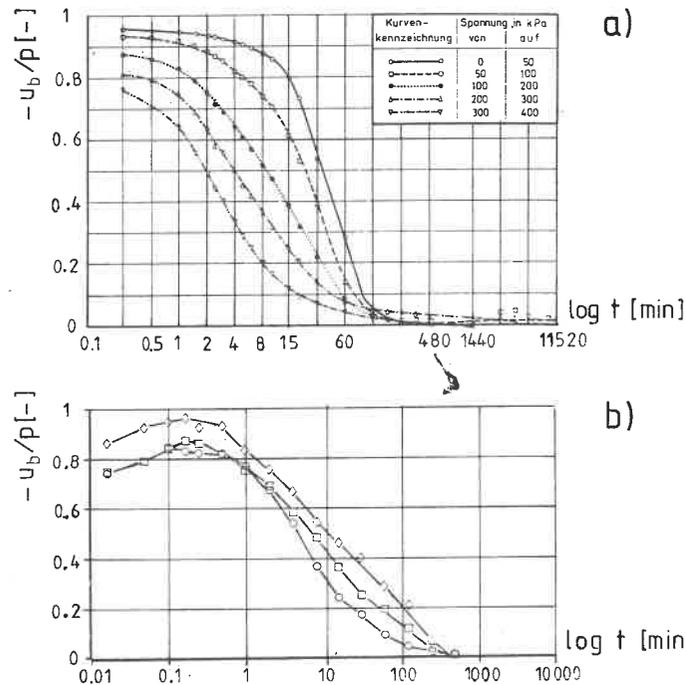


Bild 2.15: Verhalten des PWD-Meßsystems bei einer plötzlichen Beanspruchung
a) nach ULRICH (76) und b) nach eigenen Ergebnissen aus IL-Tests

Das Auftreten von Rest-Porenwasserüber- bzw. -unterdrücken kann ebenfalls geräte- und systembedingt sein, hat aber auf die Interpretation der Versuchsergebnisse keine Auswirkungen. Die Messungen des Porenwasserüberdrucks an der Unterseite der Oedometerprobe können trotz systembedingter Einschränkungen als ausreichend genau betrachtet werden. Messungen von Porenwasserüberdrücken innerhalb der Probe sind dagegen durch die unvermeidbaren Störungen beim Einbau der Druckaufnehmer stark fehlerbehaftet. Um die Qualität der ermittelten Versuchsergebnisse beurteilen zu können, ist es notwendig, die möglicherweise auftretenden Fehlereinflüsse zu erfassen. Dabei können drei hauptsächliche Fehlerbereiche unterschieden werden. Diese liegen bei

- der Konstruktion des Oedometergerätes und der Versuchsanlage;
- den Störungen bei der Probenentnahme und -bearbeitung, sowie der Versuchsdurchführung;
- dem strukturell unterschiedlichen Aufbau der Böden.

Die prinzipiellen Fehler, die beim Oedometergerät gemacht werden, sind schon seit langer Zeit bekannt. Hierzu existieren umfassende Untersuchungen z.B. von MUHS/KANY (52), denen man die Tendenzen des Einflusses der einzelnen Fehlerquellen auf die Versuchsergebnisse entnehmen kann. Die Reibung der Probe an der Innenwandung des Probenringes führt mit zunehmender Probenhöhe zu einer Verminderung der Verformungen und demzufolge zu einer Überschätzung des Steifemoduls. Durch Gleitschichten aus Teflon an der Innenwandung läßt sich dieser Reibungseinfluß jedoch entscheidend vermindern, so daß auch die Versuche mit Probenabmessungen $h/d > 1/5$ zu realistischen Ergebnissen führen können. Der hauptsächliche Grund für die Verwendung größerer Probenhöhen ist die damit verbundene Abnahme des Störeinflusses bei der Bearbeitung der Probenoberflächen. Die größeren Probenhöhen bringen vor allem bei der Bearbeitung der Opalinustonproben Vorteile, da hier durch das Vorhandensein von unterschiedlich stark verwitterten Tonteilchen eine ungleichmäßige Struktur entsteht.

Auf die Abweichungen bei der Vorschubsteuerung des Laststempels wurde schon hingewiesen (siehe Tab. 2.8). Die dort aufgezeigten Schwankungsbreiten bezüglich der vorgegebenen Sollwertfunktion wirken sich nur innerhalb eines kleinen Abschnitts während des Versuchsablaufs aus. Bei einer Betrachtung über den gesamten Zeitraum hingegen bleiben diese Abweichungen im Rahmen dessen, was in der bodenmechanischen Versuchstechnik - relativ zu anderen Einflußfaktoren - erforderlich ist.

In der Hauptsache sind diese anderen Einflußfaktoren in der unterschiedlichen physikalischen Ausgangsbeschaffenheit der Proben begründet. Ungestörte Proben sind in der Regel nie ohne Unterschiede, sondern weichen hinsichtlich Porenzahl, Wassergehalt und Sättigungsgrad voneinander ab. Bei sorgfältiger Aufbereitung von gestörtem Material lassen sich diese Unterschiede weitgehend vermeiden. Diese vorhergehende Homogenisierung des Versuchsmaterials kann jedoch nur bei Grundlagenuntersuchungen erfolgen. Nicht vermeiden läßt sich dagegen, daß die Mikrostruktur der tonigen Böden das Deformationsverhalten beeinflußt. Bei einer parallel geschichteten, dispersen Struktur der Tonminerale stellt sich eine größere Verformung ein, als bei einem Kartenhaus-Aufbau. Für den Opalinuston existiert eine ausführliche Untersuchung von MACK (50), während für den Seeton und den Bäckebol-Ton keine derartigen mineralogischen Grundlagenuntersuchungen vorliegen, so daß hier keine Aussagen gemacht werden können. Da der Seeton jedoch nur als homogenisiertes Material verwendet wird und die ungestörten Opalinustonproben in ihrer Ausgangsbeschaffenheit sehr geringen Schwankungen unterworfen sind, darf dieser Fehlereinflußbereich nicht stärker als die oben beschriebenen anderen Fehlerquellen gewertet werden.

Einer der den Konsolidationsvorgang maßgeblich beeinflussenden Bodenparameter ist der Durchlässigkeitsbeiwert k , dessen experimentelle Bestimmung direkt aus speziellen Durchlässigkeitsversuchen möglich ist. Für die hier untersuchten Böden werden deshalb derartige Versuche durchgeführt. Als Versuchsgeräte dienen Oedometer mit fallender Druckhöhe im Standrohr, wie es in Bild 2.16 dargestellt ist. Ungestörte Proben werden zusätzlich in Versuchen mit dem gesamten Probenentnahmezylinder in einem speziellen Standrohrgerät untersucht, siehe Bild 2.17. Die Versuchsaufbauten erlauben nur eine Bestimmung von Durchlässigkeitsbeiwerten in Abhängigkeit von der Porenzahl beim Einbau.

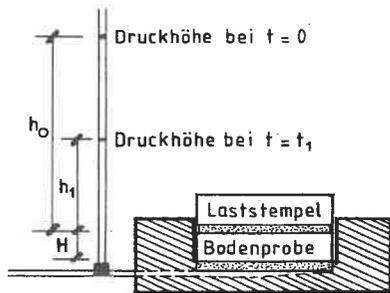


Bild 2.16: Oedometer für die Durchlässigkeitsversuche

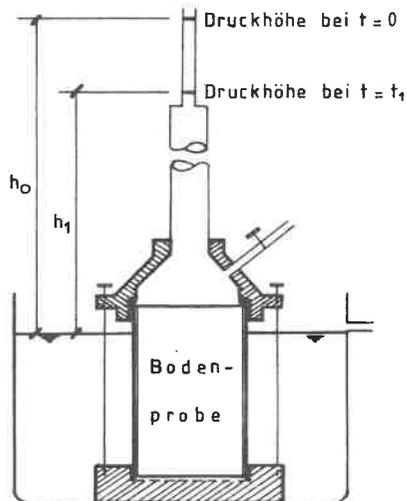
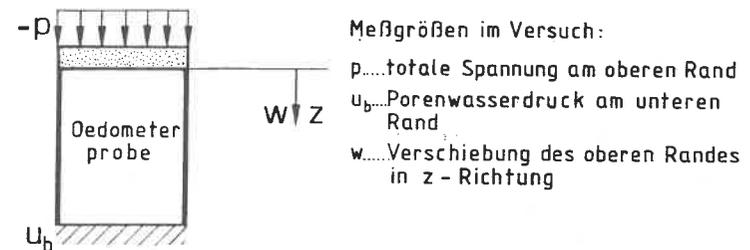


Bild 2.17: Standrohrgerät für die Durchlässigkeitsversuche

2.4 Versuchsprogramm

Das Ziel der experimentellen Untersuchungen ist es, die Beschreibung des ein-dimensionalen Verhaltens spezieller bindiger Böden auf der Grundlage von Oedometerversuchen zu verbessern und gleichzeitig die in der letzten Zeit entstandenen neuen Versuchsarten unter monotoner Beanspruchung (ML-Versuche) in Bezug auf ihre Eignung und Aussagefähigkeit zu beurteilen. Dazu ist es erforderlich, eine große Anzahl von Versuchen durchzuführen, wobei der Schwerpunkt auf dem in der Praxis am meisten verbreiteten neuen Versuchstyp mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit (CRS-Versuch) liegt. Hier ermöglicht es die Anzahl der Versuche auch, eine Beurteilung der Meßergebnisse mit Hilfe von statistischen Verfahren durchzuführen. Die Grundlage der in dieser Arbeit durchgeführten Versuche sind die an einer Oedometerprobe verfügbaren Meßgrößen, wie sie in Bild 2.18 dargestellt sind.



Meßgrößen im Versuch:

- p ...totale Spannung am oberen Rand
- u_a ...Porenwasserdruck am oberen Rand
- u_b ...Porenwasserdruck am unteren Rand
- w ...Verschiebung des oberen Randes in z-Richtung

Bild 2.18: Experimentelle Meßgrößen an einer Oedometerprobe

Die in der Literatur bisher beschriebenen Versuchsarten umfassen die Vorgabe dieser Meßgrößen in konstantem bzw. zeitproportionalem Verlauf. Das führt zu der Entstehung des oben erwähnten CRS-Versuchs sowie zu Versuchen mit linearer Spannungsgeschwindigkeit am oberen Rand (CRL-Versuch) oder konstantem Porenwasserüberdruck am unteren Rand (CG-Versuch). Zusätzlich zu diesen schon bekannten Versuchsarten werden in dieser Arbeit für die Verschiebungen des oberen Randes der Probe nichtlineare Beziehungen bezüglich der Zeit vorgegeben. Der Grund hierfür sind die bei praktischen Problemen auftretenden unterschiedlichen Setzungsgeschwindigkeiten, die sehr stark vom jeweiligen Bauablauf abhängen. Deshalb werden in dieser Arbeit den Proben Verschiebungsfunktionen vorgegeben, die einerseits eine Beschleunigung (VRS/P-Versuch) und andererseits eine Verzögerung (VRS/E-Versuch) des Setzungsverlaufs bewirken.

Bei den VRS-Versuchen werden außerdem einige Versuche mit einer sprunghaften Änderung der Vorschubgeschwindigkeit auf den zehnfachen Wert (VRS/S-Versuch) durchgeführt. Mit einer Vorgabe dieser nichtlinearen bzw. bilinearen Vorschubfunktionen soll das Verhalten der Bodenproben bei Randbedingungen untersucht werden, die von den üblichen Versuchsrandbedingungen abweichen. In Bild 2.19 sind die qualitativen Verläufe aller Versuchsfunktionen dargestellt.

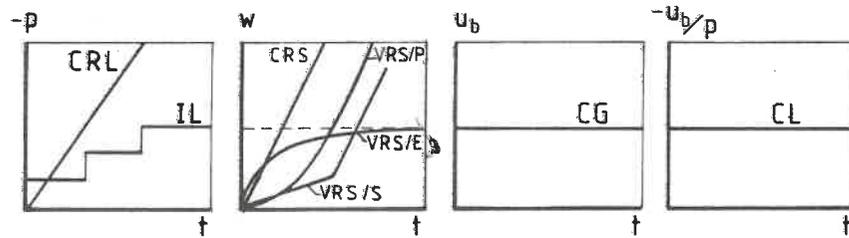


Bild 2.19: Qualitative Zeitfunktionen der unterschiedlichen Versuchsarten

Für die Beurteilung der Eignung und Anwendung von neuentwickelten Versuchsarten ist es notwendig, mit einer genügenden Anzahl von Standardversuchen unter einer konstanten Spannungsstufe eine Vergleichsgrundlage zu schaffen. Diese werden für die beiden Bodenarten Seeton und Opalinuston selbst durchgeführt, während für den Bäckebol-Ton auf die Ergebnisse von SÄLLFORS (61) zurückgegriffen wird. Es werden drei unterschiedliche Spannungsstufen bei allen Probenhöhen im zeitlichen Verhalten untersucht. Für die Ermittlung der Beziehungen zwischen effektiven Spannungen und Dehnungen werden weitere Spannungsstufen aufgebracht, um einen Spannungsbereich zu erfassen, der Vergleiche mit den Versuchen unter monotoner Beanspruchung erlaubt.

Von den Oedometerversuchen mit monoton zunehmender Beanspruchung werden CRS- und VRS-Tests an allen Bodenarten durchgeführt, während für die übrigen Versuchsarten vorzugsweise das gestörte Seetonmaterial verwendet wird. Dieses Material hat sich infolge seiner Homogenität als am besten geeignet für Vergleichsuntersuchungen erwiesen. Die CRS-Tests an Opalinuston sollen unter anderem auch die Anwendungsfähigkeit derartiger Versuche an ungestörten Proben aufzeigen und damit die Möglichkeit zur Routineanwendung belegen. Bei den Verschiebungen des oberen Randes werden die den Versuchsablauf quantitativ bestimmenden Koeffizienten bei den unterschiedlichen Probenhöhen so gewählt, daß die auf die Probenhöhe bezogenen Werte übereinstimmen und somit Vergleiche möglich sind.

vorg. Rb.	Funktion	Bod.art Pr.art	H (mm)	D (mm)	Anz.d. Vers.	Bereich der Koeff. der Funktionen (siehe Bilder 2.20-23)								
p	$p = -\alpha_p p$ (CRL)	S.g	14	70	6	1 - 10	kPa/min							
			28		6	1 - 10	"							
			42		3	1 - 10	"							
u	$u = u_0$ (CG)	S.g	14	70	4	50 - 100	kPa							
			28		4	50 - 100	"							
	$u = -\alpha_u p$ (CL)	S.g	14	70	4	0.1 - 0.2	-							
			28		6	0.1 - 0.2	-							
w	$w = \alpha_w t$ (CRS)	S.g	14	70	41	0.005 - 0.1	mm/min							
			28		28	0.010 - 0.2	"							
			42		15	0.015 - 0.3	"							
		O.u	20	50	4	0.01	"							
			14	70	8	0.005 - 0.1	"							
			28		7	0.010 - 0.2	"							
	$w = \alpha_w t$ $w = \alpha_{w1} t_s + \alpha_{w2} (t - t_s)$ (VRS/S)	S.g	14	70	2	0.005 / 0.05	mm/min							
								$w = \alpha_{wp} t^2$ (VRS/P)	S.g	14	70	6	$19.4 - 2.16 \cdot 10^{-4}$	mm/min ²
										28		6	$38.8 - 4.32 \cdot 10^{-4}$	"
								O.u	14	70	7	$19.4 - 2.16 \cdot 10^{-4}$	"	
28		8	$38.8 - 4.32 \cdot 10^{-4}$	"										
$w = -\alpha_{we} (e^{-t} - 1)$ (VRS/E)	S.g	14	70	2	2.8	mm								
							O.u	28		2	5.6	"		
								14	70	3	2.8	"		
							28		2	5.6	"			

Tabelle 2.8 Übersicht über die Oedometerversuche mit kontinuierlicher Beanspruchung

Tabelle 2.8 gibt eine Übersicht über den Umfang des gesamten Versuchsprogramms der Oedometerversuche. Dieser Tabelle kann man entnehmen, daß der Schwerpunkt der Untersuchungen bei gestörten Seetonproben mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit liegt. Um die in den Versuchen vorgegebenen Randbedingungen ausführlicher zu beschreiben, werden in den Bildern 2.20 bis 2.23 die Zeitfunktionen der Größen p , u und w quantitativ angegeben.

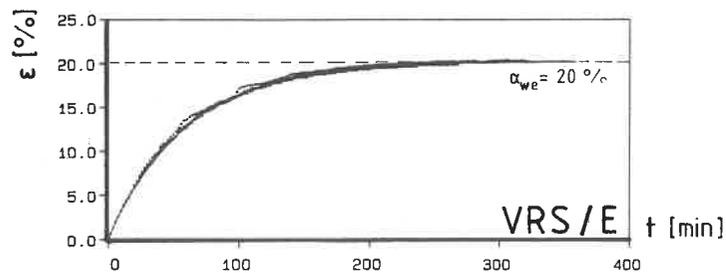
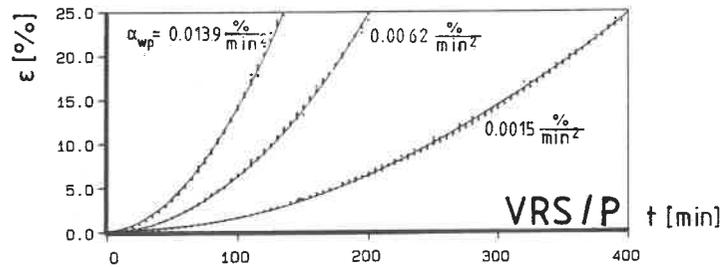
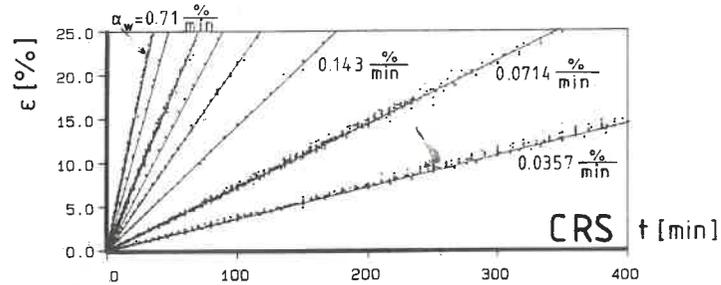


Bild 2.20: Experimentelle Zeitfunktionen der Probenstauchung

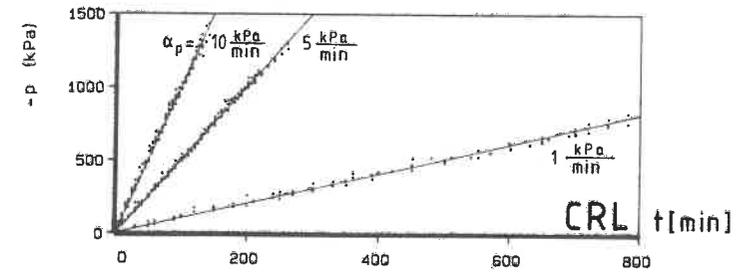


Bild 2.21: Experimentelle Zeitfunktionen der totalen Spannungen

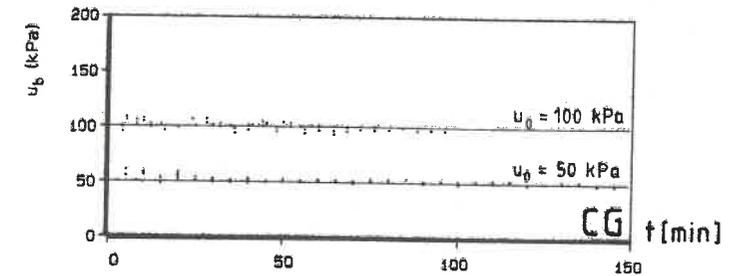


Bild 2.22: Experimentelle Zeitfunktionen der Porenwasserüberdrucks

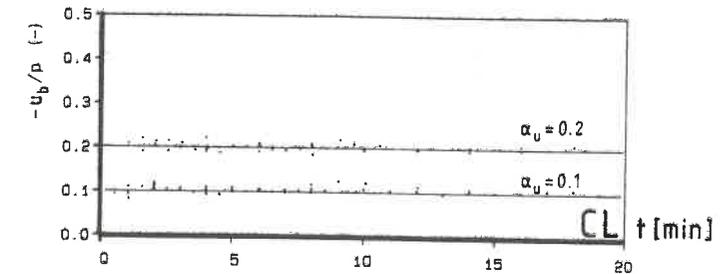


Bild 2.23: Experimentelle Zeitfunktionen des bezogenen PWD.

2.5 Standard - Oedometerversuche

Um eine Vergleichsgrundlage für die neuartigen Oedometerversuche (ML-Tests) zu erhalten, werden Standardversuche unter konstanter Spannung bei ein- und zweiseitiger Drainage sowie unter konstanten Spannungsinkrementen bei zweiseitiger Drainage (IL-Versuche) durchgeführt. Bei den einseitig drainierten Versuchen wird ebenso wie bei den ML-Versuchen der Porenwasserüberdruck gemessen. Aufgrund der längeren Erfahrung bei diesem Versuchstyp erhält man damit auch Anhaltspunkte über die Einordnung des Verhaltens der untersuchten Böden und über die Einschätzung möglicher Einflußgrößen. Für den Bäckebol-Ton wird auf die Ergebnisse der Arbeit von SÄLLFORS (61) zurückgegriffen, in der auch ausführlich auf den Einfluß der Versuchsprozedur beim IL-Test eingegangen wird.

Zur Durchführung von Standardversuchen gibt es hauptsächlich drei unterschiedliche Prozeduren. Bei den Bezeichnungen wird hier ebenfalls die Arbeit von SÄLLFORS zugrundegelegt.

- 1) STD-Versuch: Eintägige Inkremente; jedes Inkrement hat die Größe der vorhergehenden Gesamtspannung;
- 2) NGI-Versuch: Neues Inkrement am Ende der Primärkonsolidation; jedes Inkrement hat die halbe Größe der vorhergehenden Gesamtspannung;
- 3) LIN-Versuch: Eintägige Inkremente; jedes Inkrement ist gleich groß.

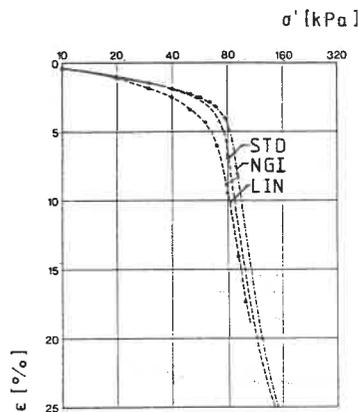


Bild 2.24: Beispiel für den Einfluß unterschiedlicher Versuchsprozeduren des IL-Versuchs beim Bäckebol-Ton nach SÄLLFORS (61)

Beim Vergleich der unterschiedlichen IL-Versuchsprozeduren ergibt sich für den Bäckebol-Ton ein Ergebnis, das auch mit den Untersuchungen aus früheren Veröffentlichungen in Einklang steht. Wenn man für die Ermittlung der Vorbelastung die empirische Casagrande-Konstruktion zugrundelegt, erhält man einen um so geringeren Spannungswert, je langsamer der Versuch abläuft. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchsprozeduren sind allerdings für diesen homogenen Ton gering. Bei den IL-Versuchen an Seeton und Opalinuston wird, legt man die obige Einteilung zugrunde, nur die STD-Prozedur verwendet.

Einer der Vorteile der IL-Versuche mit STD-Prozedur ist die weitgehende Unabhängigkeit der ermittelten effektiven Spannungs-Dehnungsbeziehungen von PWD-Messungen. Die mit diesem Versuchstyp gewonnenen $\sigma' - \epsilon$ -Linien können damit auch als Grundlage für die bei ML-Versuchen wichtige Ermittlung der effektiven Spannungen dienen. Bild 2.25 zeigt diese Spannungs-Dehnungsbeziehungen für die Bodenarten Seeton und Opalinuston sowohl im gestörten, als auch im ungestörten Zustand. Für den Vergleich mit ML-Versuchen sind nur die Linien für S,g und O,u von Bedeutung. Interessant ist jedoch, wie die Aufbereitung des gestörten Materials bei Seeton und Opalinuston einen konträren Effekt erzeugt. Zu erklären ist dies möglicherweise durch die völlig unterschiedliche Ausgangsstruktur der beiden Bodenarten. Der im ungestörten Zustand relativ locker sedimentierte Seeton wird durch die Aufbereitung, Vorbelastung und Auskonsolidierung zu einem leicht überkonsolidierten, verfestigten Material. Im Gegensatz dazu zerstört die Homogenisierung beim Opalinuston die unterschiedlich verwitterten, teilweise festen Bestandteile. Bei dem im ungestörten Zustand festen bis halbfesten Opalinuston reduziert sich nach der Aufbereitung die Konsistenzzahl um einen beträchtlichen Wert.

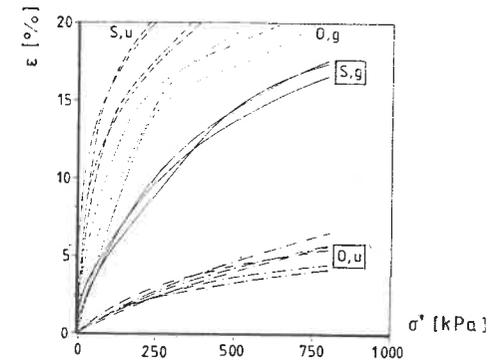


Bild 2.25: Effektive Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Seeton und Opalinuston

Für die beiden Bodenarten Seeton und Opalinuston sollen nun die das zeitliche Verhalten unter konstanter Spannung charakterisierenden Merkmale herausgestellt werden. Damit wird eine Einordnung dieser Böden innerhalb der Gruppe der bindigen Bodenarten möglich. In den einleitenden Bemerkungen wird schon erwähnt, daß diese beiden speziellen Böden für diese Untersuchung nach dem Kriterium ihres bisher bekannten Verhaltens unter konstanten Spannungen ausgewählt wurden. Der Seeton ist bekannt für einen sehr großen Konsolidationsanteil, der Opalinuston dagegen für einen überwiegenden Sekundärsetzungseinfluß. In den folgenden Diagrammen mit Zeitsetzungs- und Porenwasserüberdrucklinien wird diese Einschätzung bestätigt, wenn man die üblichen, auf Beobachtung und Erfahrung beruhenden Kriterien zur Klassifizierung eines Setzungsverganges zugrundelegt.

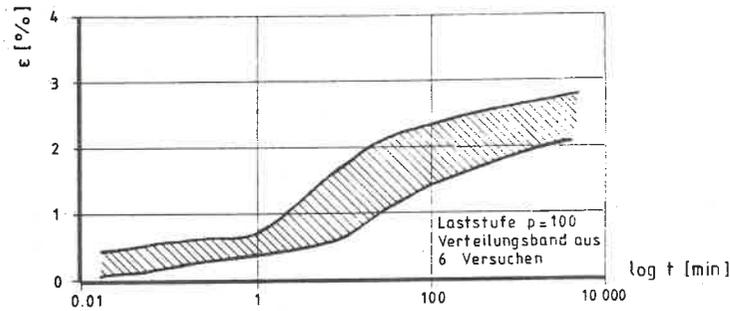


Bild 2.26: Zeitsetzungsverhalten bei Seeton

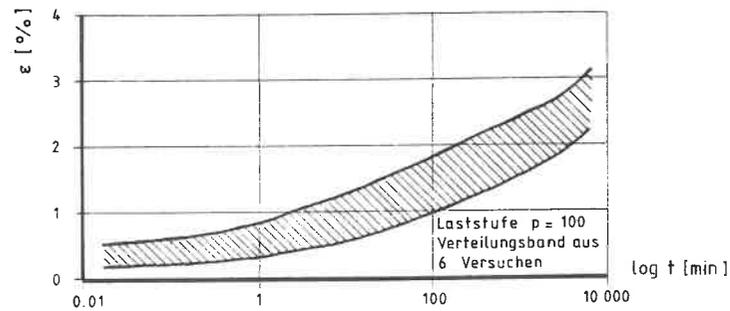


Bild 2.27: Zeitsetzungsverhalten bei Opalinuston

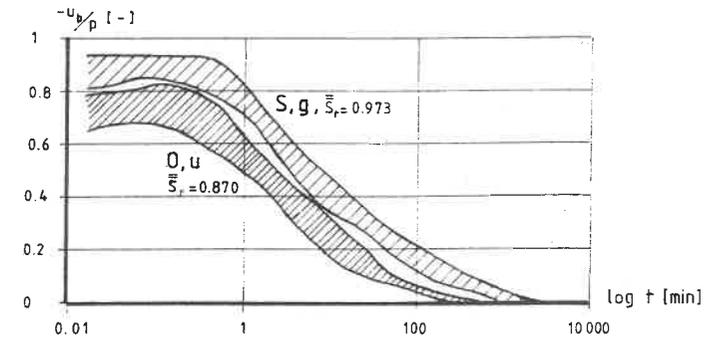


Bild 2.28: PWD-Verhalten bei Seeton und Opalinuston

Neben dem Konsolidations- und dem Sekundärsetzungsverhalten charakterisiert noch die Sofortsetzung den Setzungsvergang. Sie gibt das Verhalten in Anfangsbereich wieder und ist bei einwandfreier Probenbearbeitung abhängig vom Sättigungsgrad. Die Beziehungen für Seeton- und Opalinustonversuche in Bild 2.29 zeigen jedoch keine derartige eindeutige Korrelation. Dagegen ergibt sich zwischen den Sofortsetzungen und den Maximalwerten des bezogenen PWD eine erkennbare Abhängigkeit.

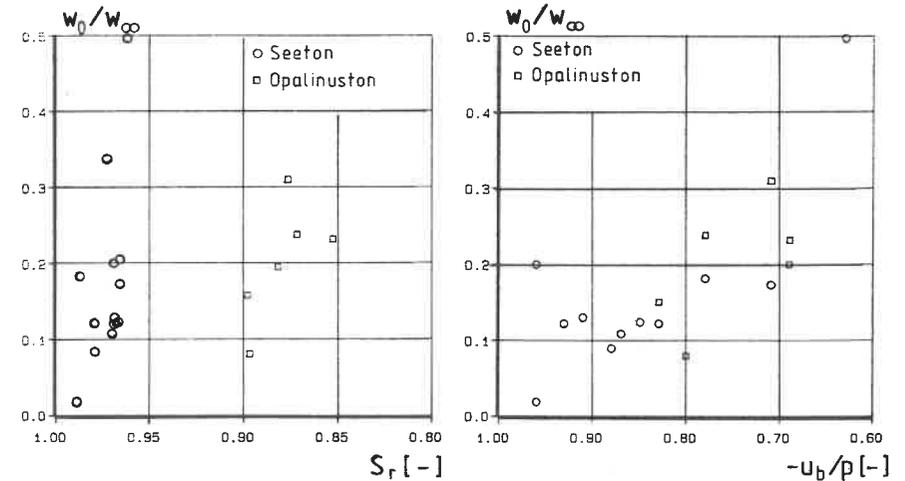


Bild 2.29: Beziehungen zwischen Sofortsetzungen und Sättigungsgrad sowie bezogenem PWD

In den Versuchen werden unterschiedliche Probenhöhen verwendet, deren Einfluß durch Vergleich mit Ergebnissen aus der Literatur abgeschätzt werden soll. Nach den Untersuchungen von AKAGI (2), die auch von anderen Autoren bestätigt werden, nimmt der Betrag der auf die Probenhöhe bezogenen Setzung zu einem bestimmten Zeitpunkt mit zunehmender Probenhöhe ab. Der aus diesem Setzungsbeitrag (üblicherweise bei der 24h-Ablesung) ermittelte Steifemodul nimmt also zu. Bei größeren Probenhöhen ist der Abbau des PWD bei der 24h-Ablesung noch nicht abgeschlossen, so daß die aufgebrachte Spannung nicht als effektive Spannung betrachtet werden kann. Bei den in dieser Arbeit verwendeten Probenhöhen treten überwiegend Konsolidationszeiten auf, die nicht länger als ein Tag sind. Nach AKAGI verlaufen im Endbereich des Verformungsvorganges die Setzungskurven bei unterschiedlichen Probenhöhen näherungsweise in parallelen Linien ohne Abhängigkeit von der Probenhöhe. Ein derartig ausgeprägtes Verhalten kann in den mit Seeton und Opalinuston durchgeführten Versuchen nur in der Tendenz festgestellt werden (siehe auch (34)).

2.6 Oedometerversuche mit monoton zunehmender Beanspruchung

2.6.1 Beschreibung der Versuchsergebnisse

Die Darstellung und Diskussion der Versuchsergebnisse erfolgt an exemplarisch ausgewählten Beispielen, die im Anhang A2.6 beigefügt sind. Für jede Versuchart wird jeweils das Verhalten der zwei nicht vorgegebenen Meßgrößen an der Oedometerprobe betrachtet. Die vollständigen Unterlagen zu den experimentellen Untersuchungen sind in (34) enthalten. Die wichtigsten Ziele der Versuchsdiskussion sind die Feststellung von Tendenzen des Verhaltens der Bodenproben bei den einzelnen Versucharten, das Aufzeigen der Einflüsse unterschiedlicher Koeffizienten der Versuchsfunktionen und unterschiedlicher Probenhöhen sowie die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse bei näherungsweise identischen Ausgangsparametern. Tabelle 2.9 gibt einen Überblick über die Einbaukennwerte der ML-Versuche. Bei den CRS-Versuchen mit Seeton wird dabei deutlich, daß es gelungen ist, diese Einbaukennwerte in einem großen Bereich zu variieren. Damit besteht die Möglichkeit, diese Versuche mit statistischen Methoden zu beurteilen und möglicherweise vorhandene Korrelationen aufzuzeigen (siehe Kap.2.6.2). Bei einzelnen Versuchen werden Sättigungsgrade mit Werten größer als 1 festgestellt. Nach umfangreichen Untersuchungen im Labor kann dies mit einiger Wahrscheinlichkeit auf die störanfällige Bestimmung der Kornwichte γ_s zurückgeführt werden. In Tabelle 2.9 sind jeweils die Mittelwerte sowie die Streubereiche der Einbaukennwerte angegeben.

Vers. typ	Bod.-art	\bar{w}_n	min w_n	max w_n	\bar{e}_o	min e_o	max e_o	\bar{S}_r	min S_r	max S_r
CRL	S, g	0.288	0.261	0.306	0.876	0.760	0.932	0.915	0.885	0.982
CG	S, g	0.275	0.254	0.289	0.857	0.826	0.887	0.893	0.847	0.913
CL	S, g	0.282	0.271	0.294	0.873	0.831	0.922	0.898	0.866	0.923
CRS	S, g	0.298	0.218	0.386	0.874	0.627	1.141	0.947	0.885	1.046
	O, u	0.205	0.184	0.219	0.696	0.658	0.741	0.810	0.739	0.857
	B, u	0.777	0.740	0.812	1.979	1.959	2.014	1.079	1.039	1.122
VRS/P	S, g	0.297	0.288	0.311	0.889	0.852	0.928	0.929	0.904	0.944
	O, u	0.212	0.199	0.224	0.786	0.735	0.836	0.743	0.704	0.803
VRS/E	S, g	0.285	0.282	0.287	0.865	0.845	0.885	0.916	0.897	0.944
	O, u	0.204	0.194	0.210	0.782	0.723	0.818	0.718	0.699	0.738
VRS/S	S, g	0.233	0.231	0.235	0.653	0.653	0.653	0.992	0.983	1.001

Tabelle 2.9: Einbaukennwerte der ML-Versuche

Die bisher einzigen Arbeiten mit CRL-Versuchen sind diejenigen von ABOSHI (1) und HAMILTON (35), die in ihrer Einschätzung des Versuchstyps zu unterschiedlichen Ergebnissen kommen. Die Eignung des Versuchstyps soll deshalb in dieser Arbeit nochmal überprüft werden. Das Versuchsprogramm umfaßt 15 Versuche an gestörten Seetonproben mit drei unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten. Auffallend bei den CRL-Versuchen ist das uneinheitliche PWD-Verhalten (siehe Bild A2.1). Das Ansteigen des PWD im Anfangsbereich zeigt eine eindeutige Abhängigkeit von der Probenhöhe. Nach dem Erreichen eines Maximalwertes fällt der PWD jedoch ab, trotz der weiteren Spannungszunahme. Bei der größten Probenhöhe ist dieses Verhalten am deutlichsten zu beobachten. In Bild 2.30 ist die Streubreite vergleichbarer CRL-Versuche am Beispiel des Dehnungsverhaltens aufgezeigt.

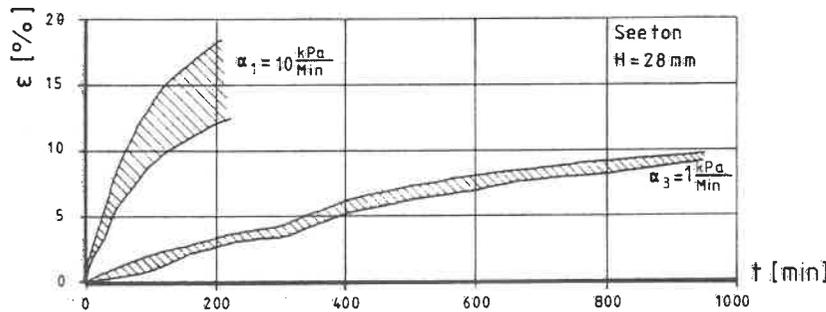


Bild 2.30: Dehnungsverhalten der CRL-Versuche

Der CG-Versuch ist in der geschichtlichen Entwicklung lange Zeit gleichberechtigt zum CRS-Versuch betrachtet worden. Die wichtigsten Untersuchungen stammen dabei von LOWE (48), SÄLLFORS (61) und GORMAN (27). In der letzten Zeit sind vom CG-Versuch keine Anwendungen mehr bekannt. In dieser Arbeit werden 8 CG-Versuche an gestörten Seetonproben bei zwei unterschiedlichen Koeffizienten durchgeführt. Dieser Versuchstyp hat den Vorteil einer während des gesamten Versuchsablaufs einheitlichen effektiven Spannungsverteilung in der Probe, hat also bei der für die Auswertung wichtigen Ermittlung dieser effektiven Spannungen Vorteile. Die Ergebnisse (siehe A2.6) zeigen bei dieser Versuchsart einen weniger ausgeprägten Einfluß unterschiedlicher Probenhöhen. Beim bezogenen PWD-Verhalten ist eine sehr deutliche Abstufung bei unterschiedlich schnellen Versuchsabläufen zu erkennen. In Bild 2.31 ist die Streubreite des Dehnungsverhaltens beim CG-Versuch dargestellt. Dabei erkennt man, daß mit Ausnahme der Versuche bei kleiner Probenhöhe und schnellem Versuchsablauf die Bandbreite einen vertretbaren Bereich umfaßt.

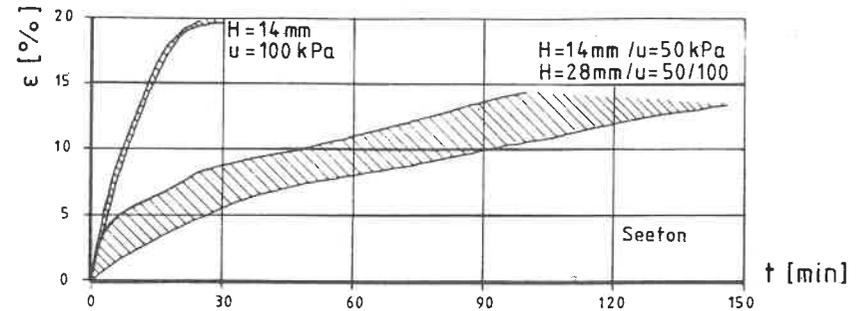


Bild 2.31: Dehnungsverhalten der CG-Versuche

Der CL-Versuch nach JANBU (40) ist die bisher neueste Entwicklung bei den Oedometerversuchen mit kontinuierlicher Beanspruchung. Dieser Versuchstyp ist aufgrund einer speziellen Auswertungsmethode konzipiert worden. In seiner Veröffentlichung kommt JANBU zu dem Ergebnis, daß die bisher bei ML-Versuchen bevorzugten, vorgegebenen oder hervorgerufenen langsamen Dehnungsgeschwindigkeiten nicht notwendig sind, da auch bei einer sehr kurzen Versuchsdauer für die üblichen bindigen Böden realistische Ergebnisse zu erwarten sind. In dieser Arbeit werden 10 CL-Versuche an gestörten Seetonproben mit zwei unterschiedlichen Koeffizienten durchgeführt. Bei den gewählten Koeffizienten sind die Versuche mit diesem Material sehr schnell abgeschlossen. Der Einfluß der Probenhöhe ist beim Spannungs-Verhalten stark (Bild A2.7) und beim PWD- und Dehnungs-Verhalten weniger stark (Bild A2.8, A2.9) ausgeprägt. Bei den CL-Versuchen ist ein schneller Anstieg des PWD ohne Anzeichen eines Abklingens zu verzeichnen. Bild 2.32 zeigt die Streubreite der CL-Versuche mit einem im Vergleich zu IL-Versuchen vergleichbaren Umfang.

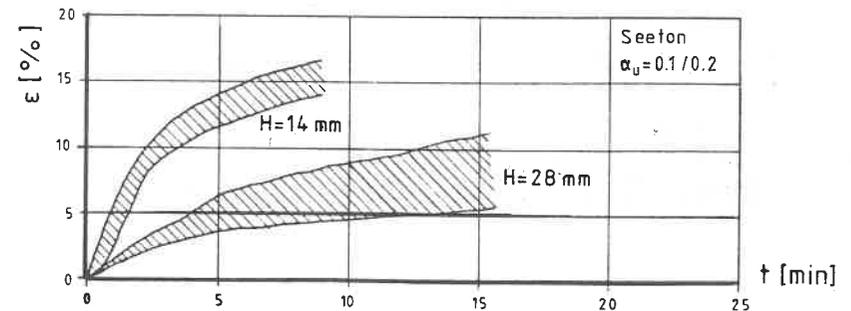


Bild 2.32: Dehnungsverhalten der CL-Versuche

Der CRS-Versuch ist derjenige ML-Versuchstyp, von dem bisher die meisten Anwendungen veröffentlicht wurden und der in der allgemeinen Einschätzung als der am besten geeignete alternative Oedometerversuch bewertet wird. In dieser Arbeit liegt deshalb der Schwerpunkt der experimentellen Untersuchungen bei den CRS-Versuchen. Es werden insgesamt 86 Versuche an gestörten Seetonproben, 19 Versuche an ungestörten Opalinustonproben und 5 Versuche an ungestörten Bäckebol-Tonproben durchgeführt. Die Versuche an dem Bäckebol-Ton dienen zu Vergleichen mit den Untersuchungen von SÄLLFORS (61) und zur Beurteilung der Anwendungsfähigkeit bei sehr weichen bindigen Böden (siehe Kap.4).

Bei gleicher Probenhöhe ergeben höhere Geschwindigkeiten größere Spannungs- und PWD-Werte als die niedrigeren Geschwindigkeiten bei der vergleichbaren zugehörigen Setzung. Die Zusammendrückbarkeit nimmt mit zunehmender Vorschubgeschwindigkeit ab. Der Krümmungsbereich der $p(t)$ -Kurven ist bei den CRS-Versuchen weniger stark ausgeprägt als bei den VRS/P-Versuchen mit linear zunehmender Vorschubgeschwindigkeit. Das PWD-Verhalten, wie es in Bild 2.33 zu sehen ist, zeigt in der Tendenz das Streben gegen einen Plateauwert, der in der Theorie von verschiedenen Autoren angegeben wird. Das Verhalten anderer Meßgrößen ist in den Bildern A2.10 - A2.18 dargestellt. Die Abhängigkeiten der Ergebnisse der CRS-Versuche werden in Kap.2.6.2 ausführlich untersucht. Durch die Anwendung statistischer Methoden sollen auch eventuell vorhandene Korrelationen mit Standard-Bodenkennwerten aufgezeigt werden.

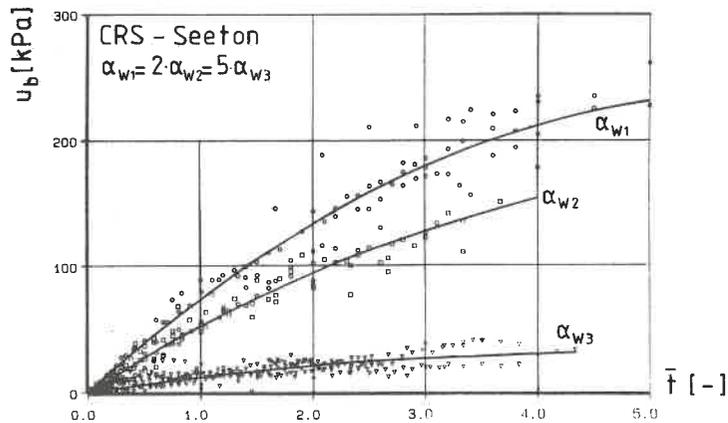


Bild 2.33: PWD-Verhalten der CRS-Versuche am Beispiel des Seetons

Um die vorschubgesteuerten Versuche besser an praktische Probleme anpassen zu können, werden in dieser Arbeit neuartige nichtlineare Vorschubfunktionen als zeitabhängige Randbedingungen am oberen Rand vorgegeben. Durch die Verwendung einer Prozeßsteuerung ist es möglich, jeden beliebigen Setzungsverlauf im Laborversuch zu simulieren. Eine geschlossene Auswertung steht jedoch nur für Verläufe zur Verfügung, die sich durch Polynomfunktionen der Verschiebungen beschreiben lassen. Aus diesem Grund werden die VRS-Versuche auf Parabelfunktionen und Exponentialfunktionen beschränkt, die einerseits eine Beschleunigung und andererseits eine Verzögerung des Vorschubs darstellen. Es werden 12 Versuche an gestörten Seetonproben und 15 Versuche an ungestörten Opalinustonproben bei Verwendung der Parabelfunktion, sowie 4 Versuche an gestörten Seetonproben und 5 Versuche an ungestörten Opalinustonproben bei Verwendung einer Exponentialfunktion durchgeführt.

Vergleicht man bei den VRS/P-Versuchen bei einer bestimmten prozentualen Setzung die Spannungswerte von Versuchen mit derselben bezogenen Geschwindigkeit und verschiedenen Probenhöhen, so sind bei größerer Probenhöhe die Spannungswerte wesentlich größer. Da die PWD-Werte zu diesem Verhalten korrespondieren, kann der Grund in dem längeren Sickerweg der höheren Proben liegen. In diesen Versuchen zeigt der PWD eine überlineare Zunahme mit starker Krümmung im Anfangsbereich und einem anschließenden nahezu linearen Verlauf (siehe Bilder A2.19 - A2.24). Die Streubreite der Versuche ist in Bild 2.34 dargestellt.

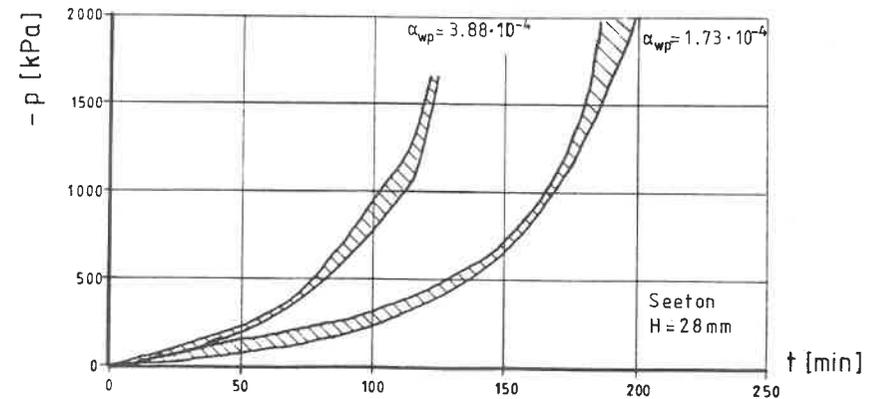


Bild 2.34: Spannungsverhalten beim VRS/P-Versuch am Beispiel des Seetons

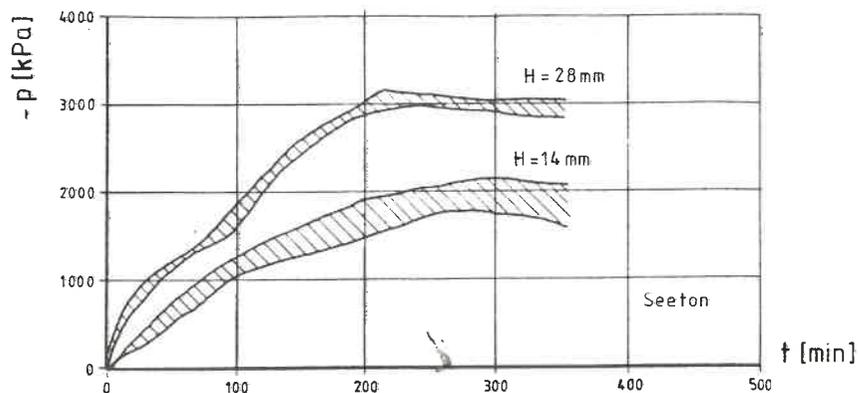


Bild 2.35: Spannungsverhalten beim VRS/E-Versuch am Beispiel des Seetons

Die VRS/E-Versuche zeigen bei der Spannungsentwicklung unter Bezug auf den Einfluß der Probenhöhe bei Seeton und Opalinuston ein gegensätzliches Verhalten. Bei Seeton nehmen die Spannungen mit zunehmender Probenhöhe zu, bei Opalinuston dagegen ab. Bemerkenswert ist, daß der Maximalwert der Spannungen im zeitlichen Ablauf vor dem Erreichen des Dehnungsgrenzwertes erreicht wird. Der Abbau des PWD erfolgt dann schneller als die Zunahme der Vorschubgeschwindigkeit. Der Geschwindigkeitsgrenzwert ist $v=0$. Bis zum Maximalwert des PWD zeigen die Kurven ein ähnliches Verhalten wie die Spannungsverläufe, danach erfolgt eine nahezu lineare Abnahme. Diese Abnahme läuft beim Seeton schneller ab als beim Opalinuston. Im Endverhalten ist eine leichte Zunahme der PWD-Werte zu verzeichnen. Das PWD-Maximum wird früher erreicht als das Spannungsmaximum. Der infolge des schnellen Vorschubs im Anfangsbereich aufgebaute hohe PWD-Wert nimmt nach Erreichen eines bestimmten Verschiebungswertes wieder kontinuierlich ab (siehe Bilder A2.25 - A2.30). Die Streubreite der VRS/E-Versuche ist in Bild 2.35 dargestellt.

Bei den VRS-Versuchen wird zusätzlich noch eine spezielle Versuchsart mit bilinearer Vorschubfunktion durchgeführt, mit der vor allem das Verhalten der Proben bei einer sprunghaften Änderung beurteilt werden soll. Die einzelnen Versuche haben unterschiedliche Koeffizienten, so daß Aussagen über den Streubereich nicht möglich sind. Das Spannungsverhalten ist sehr gleichförmig, unabhängig vom Zeitpunkt der Änderung. Anders ist es beim PWD-Verhalten, bei dem sich unterschiedliche Tendenzen im Verlauf je nach Zeitpunkt der Änderung einstellen (siehe Bilder A2.31 und A2.32).

2.6.2 Statistische Untersuchungen zum CRS-Versuch

Aufgrund der Beurteilung der Versuchsergebnisse und der Versuchsdurchführung wurde der CRS-Versuch als der am besten für die praktische Anwendung geeignete Versuchstyp ermittelt. Deshalb soll nun für diesen Versuchstyp eine weitergehende Untersuchung mit statistischen Methoden durchgeführt werden. Mit Hilfe derartiger Methoden können qualitative und quantitative Aussagen über die Einflüsse von bodenmechanischen Parametern auf das Verhalten der Bodenproben gemacht werden. In der Bodenmechanik sind statistische Verfahren besonders zu empfehlen, da der Baugrund sowohl in seiner Zusammensetzung, als auch in seinen Eigenschaften sehr große Streuungen aufweist, und es deshalb notwendig ist die Unsicherheiten in den Versuchsergebnissen zu ermitteln.

Beim CRS-Versuch bestehen die Meßwerte aus der totalen Spannung am oberen Rand und dem PWD an der Basis der Oedometerprobe in Abhängigkeit von der Zeit. Als maßgebende Einflußgrößen auf das Verhalten dieser Meßwerte können im bodenmechanischen Sinne die Einbauporenzahl e_0 , der natürliche Wassergehalt w_n , die Fließgrenze w_L , der Sättigungsgrad S_r und die Durchlässigkeit k angesehen werden. Die Einflüsse dieser Kennwerte werden entweder qualitativ in Kurvenverläufen oder quantitativ an einzelnen aus den Kurvenverläufen herausgegriffenen Punkten untersucht. Für den Vergleich des PWD-Verhaltens wird dabei der nach theoretischen Gesichtspunkten sich ergebende Plateauwert gewählt. In den Versuchsergebnissen entspricht diesem Plateauwert der maximal gemessene PWD-Wert im zeitlichen Ablauf. Die totalen Spannungen werden bei bestimmten Setzungswerten verglichen.

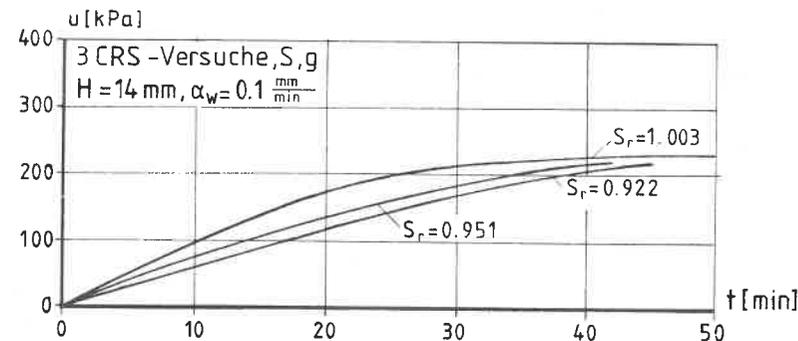


Bild 2.36: Einfluß des Sättigungsgrades auf die PWD-Entwicklung

In Bild 2.36 ist der Einfluß des Sättigungsgrades auf die PWD-Entwicklung beim CRS-Versuch zu sehen. Dabei wird deutlich, daß eine unterschiedliche Proben-sättigung einen größeren Einfluß auf die zeitliche Entwicklung hat, als auf den erreichten Endwert. Die starke Konzentrierung des PWD-Endwertes in einem bestimmten Bereich wird in Bild 2.37 durch die Häufigkeitsverteilung eines von der Geschwindigkeit unabhängigen PWD und verschiedenen statistischen Kennwerten aufgezeigt.

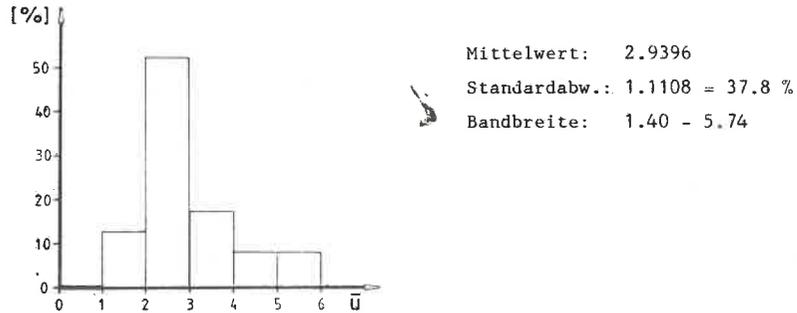


Bild 2.37: Statistische Untersuchungen zum PWD-Endwert

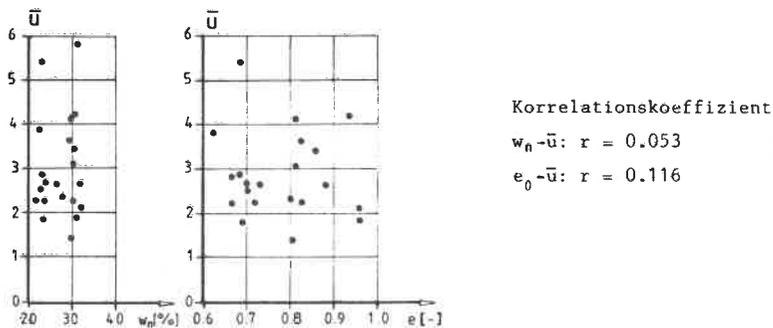


Bild 2.38: Zusammenhang zwischen PWD-Endwert und einigen Kennwerten

In Bild 2.38 wurde versucht, diesen PWD-Endwert mit einigen der oben erwähnten Kennwerte zu korrelieren. Der Korrelationskoeffizient ist ein Maß für die Stärke des Zusammenhanges zweier Größen. Ergibt sich eine gute Korrelation, so kann der Zusammenhang durch eine lineare oder nichtlineare Regressionsgleichung beschrieben werden. Entgegen den Erwartungen ergeben sich jedoch nur sehr geringe Korrelationskoeffizienten des PWD-Endwertes mit den bodenmechanischen Kenngrößen.

In Bild 2.39 wird nun, ähnlich wie für den PWD-Endwert, für den zu einer bestimmten Setzung gehörigen Spannungswert die Häufigkeitsverteilung aufgetragen. Die Verteilung ist gleichmäßiger und die Standardabweichung deutlich besser als bei den PWD-Werten. Auch bei den Korrelationsdiagrammen ergibt sich eine Verbesserung gegenüber den Diagrammen in Bild 2.38. Für die Spannungsentwicklung lassen sich eindeutige Abhängigkeiten zwischen den bei einer bestimmten Setzung erreichten Spannungswerten und den Bodenparametern w_n und e_0 angeben. Die Korrelationskoeffizienten zeigen einen guten bis mittelmäßigen Zusammenhang der Größen, und die Beziehungen lassen sich in linearen Regressionsgleichungen ausdrücken.

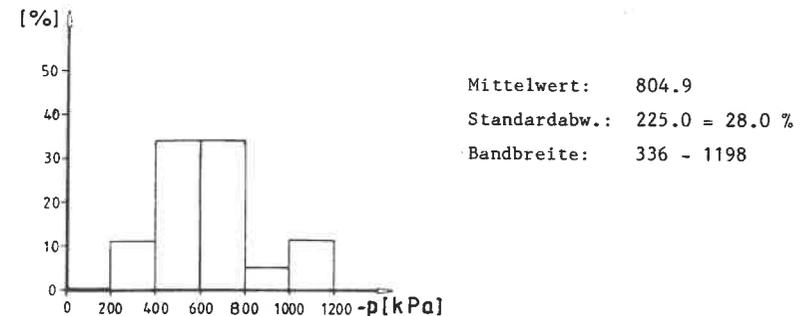


Bild 2.39: Statistische Untersuchungen zum Spannungsverhalten

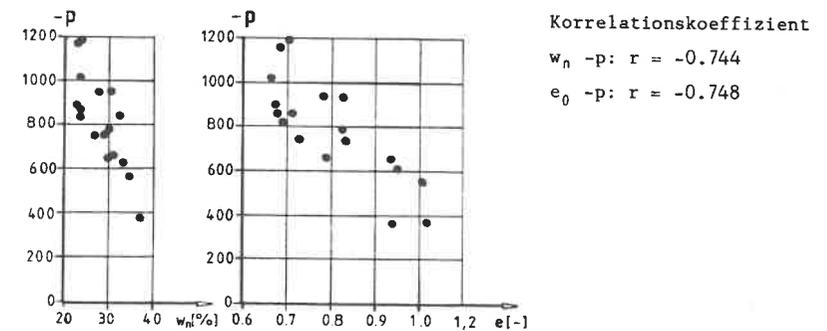


Bild 2.40: Zusammenhang zwischen Spannungswert und einigen Kennwerten

2.6.3 Schlußfolgerungen und Empfehlungen für die Versuchsdurchführung

Es soll nun aufgrund der Versuchsergebnisse eine Beurteilung der einzelnen Versuchsarten erfolgen, die unabhängig von irgendwelchen Annahmen für eine Parameterermittlung ist. In Kap. 4 wird dann zusätzlich noch die Eignung der Versuche für die Bestimmung von Parametern untersucht. Die Beurteilung erfolgt also nur nach dem Verhalten der drei an einer Oedometerprobe verfügbaren Meßgrößen. Oedometerversuche mit einer kontinuierlichen Beanspruchung können nach den Erfahrungen in dieser Arbeit ein gleichwertiger Ersatz für den zeitaufwendigen IL-Versuch sein. Die Fehlereinflüsse von ML-Versuchen sind im Rahmen einer allgemeinen Genauigkeitsbetrachtung des Oedometerversuchs vernachlässigbar. Der größte Nachteil der ML-Versuche ist von der experimentellen Seite aus gesehen die unzureichende Erfahrung für die Versuchsdurchführung bei speziellen Böden. Durch die repräsentative Auswahl der hier untersuchten Bodenarten soll dieser Nachteil kompensiert werden. Die Vorteile der ML-Oedometerversuche sind die je nach Versuchstyp beliebig reduzierbare Versuchsdauer sowie die vollständige Automatisierung des Versuchsablaufs und der anschließenden Auswertung. Um die Versuchsdauer der einzelnen Versuchsarten zu vergleichen, sind in Bild 2.41 die Durchschnittswerte der Versuche aufgeführt.

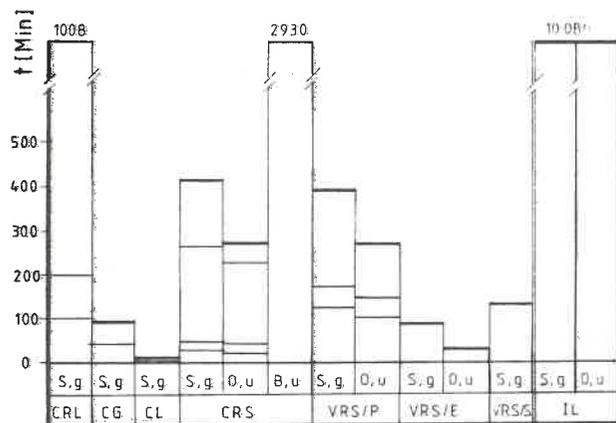


Bild 2.41: Versuchsdauer der ML-Versuche und Vergleich mit IL-Versuchen

Aufgrund der Versuchsergebnisse soll nun der für eine Routineanwendung am besten geeignete Versuchstyp ermittelt werden. Der CRL-Versuch hat durch sein sehr unausgeglichenes und uneinheitliches PWD-Verhalten große Nachteile bei

der Ermittlung der effektiven Spannungen und der damit verbundenen Auswertung. Der CG- und der CL-Versuch sind durch ihre Abhängigkeit vom PWD in der Steuerung in ihrer Anwendungsfähigkeit beschränkt, da dies die bei weitem fehleranfälligste und in der Versuchstechnik am schwierigsten zu erfassende Meßgröße ist. Bei einem Versuchstyp, der auf dem PWD aufgebaut ist, muß deshalb mit einer größeren Anzahl nicht verwendbarer Versuche gerechnet werden. Die VRS-Versuche sind als Spezialfälle des CRS-Versuchs aufzufassen und kommen deshalb für eine Routineanwendung weniger in Frage, obwohl die Einschätzung der Versuchsergebnisse dies durchaus zulassen würde. Damit verbleibt als Empfehlung für die Routineanwendung nur der CRS-Versuch.

Der CRS-Versuch ist der in der bisherigen Entwicklung bevorzugte ML-Versuch, da er verschiedene Vorteile aufzuweisen hat. Zum einen ist er neben dem CRL-Versuch der einzige Versuchstyp, für dessen Durchführung keine Prozeßsteuerung erforderlich ist. Der Geräteaufwand ist damit geringer. Zum anderen bietet die Möglichkeit, Setzungsgeschwindigkeiten direkt vorzuwählen, Vorteile bei der Übertragung auf praktische Probleme. Die Einschätzung der Versuchsergebnisse wird in Kap.2.6.2 ausführlich vorgenommen. Sie zeigt mehr oder weniger deutlich die Abhängigkeiten von den Einbaukennwerten, neben der Probengeometrie und den Vorschubgeschwindigkeiten. Der Einfluß der Probengeometrie ist ein prinzipielles Problem des Oedometerversuchs. Für die Standardanwendung ist in Deutschland ein Probenkörper von d=70 mm und h=14 mm gebräuchlich. Bei weichen, homogenen tonigen Böden sind auch Abmessungen von d=50 mm und h=20 mm möglich. Diese Probenabmessungen sind auch für die CRS-Versuche zu empfehlen.

Das maßgebende Problem bei der Durchführung von CRS-Versuchen ist die Wahl der jeweiligen Vorschubgeschwindigkeit. Kriterien für diese Wahl sind bei den Meßergebnissen das PWD-Verhalten und bei der Auswertung die Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus IL-Versuchen (siehe Kap.4.2). Nach der allgemeinen Auffassung in der Literatur soll die Vorschubgeschwindigkeit so gewählt werden, daß keine signifikanten PWD-Werte in der Probe entstehen. Üblicherweise wird als Begrenzung für den auf die totale Spannung bezogenen PWD ein Prozentsatz von 15 - 30 % angegeben. Im Anfangsbereich treten jedoch - in Übereinstimmung mit der linear elastischen Theorie - größere bezogene PWD-Werte auf, die aber sehr schnell abgebaut werden.

Im Anhang A2.6 ist für die einzelnen Versuchsarten auch jeweils das Verhalten des bezogenen PWD in Abhängigkeit von der Zeit angegeben. Bild 2.42 soll dieses Verhalten am Beispiel des CRS-Versuchs aufzeigen. Die Aufstellung einer Be-

ziehung zwischen der Vorschubgeschwindigkeit und den bezogenen PWD - Werten zeigt welche Werte ungefähr bei einer bestimmten Geschwindigkeit zu erwarten sind (siehe Bild 2.43). Diese Beziehung ist unabhängig von Probenhöhe und Bodenart. JANBU (40) vertritt in seiner neuesten Veröffentlichung die Meinung, daß bei einer ausreichend genauen PWD-Messung keine Notwendigkeit besteht, die Versuchsdauer aufgrund des PWD-Verhaltens zu verlängern.

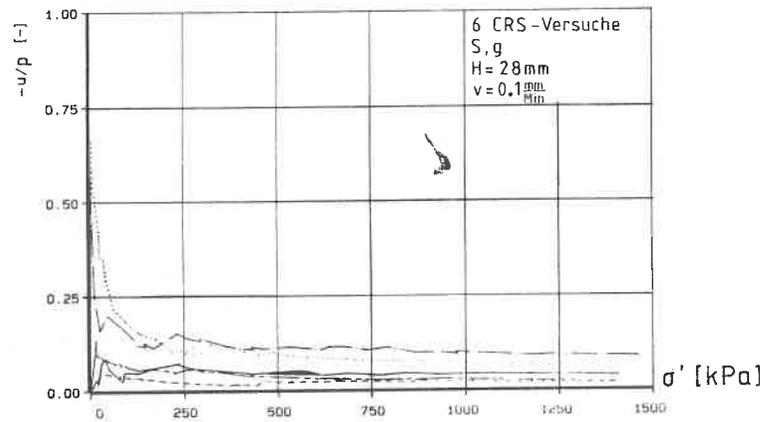


Bild 2.42: Verhalten der bezogenen PWD-Werte in CRS-Versuchen

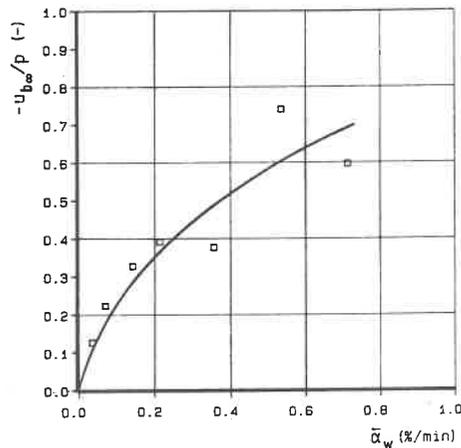


Bild 2.43: Beziehung zwischen Vorschubgeschwindigkeit und bezogenen PWD-Werten

Die für eine Routineanwendung am besten geeignete Methode zur Bestimmung der Vorschubgeschwindigkeit ist eine fundierte Abschätzung über einen oder mehrere

Standard - Bodenkennwerte. Als einzige bisher bekanntgewordene Beziehung existiert die von GORMAN (28) aufgestellte und in die Empfehlungen der ASTM (4) übernommene Beziehung zwischen w_L und α_w . Eine Einordnung der durchgeführten CRS-Versuche innerhalb dieser Beziehung ist in Bild 2.44 zu sehen.

w_L (%)	α_w (%/min)
0 - 40	0.04
40 - 60	0.01
60 - 80	0.004
80 - 100	0.001
100 - 120	0.0004
120 - 140	0.0001

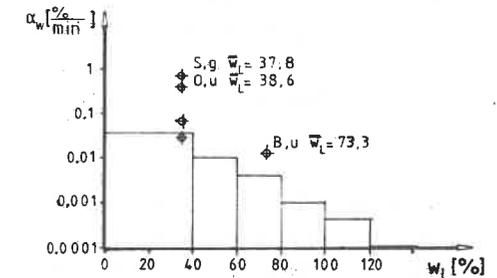


Bild 2.44: Vergleich der ASTM-Tabelle mit den eigenen Versuchswerten

Eine genauere Abschätzung der Vorschubgeschwindigkeit erhält man durch eine Auftragung der Beziehung zwischen w_L und α_w als stetige Funktion. Damit ergibt sich die Möglichkeit, einen zusätzlichen Kennwert als Parameter einer Kurvenschar in die Prozedur einzubeziehen. Aus den statistischen Untersuchungen in Kap.2.6.2 ergaben sich nur geringe Abhängigkeiten zwischen einzelnen Kennwerten und den Versuchsergebnissen. Eine Ausnahme bildet hier nur der Sättigungsgrad, dessen Auswirkung auf das PWD-Verhalten feststeht. In Bild 2.45 wird nun ein um S_r erweitertes Diagramm zur Wahl der Vorschubgeschwindigkeit angegeben.

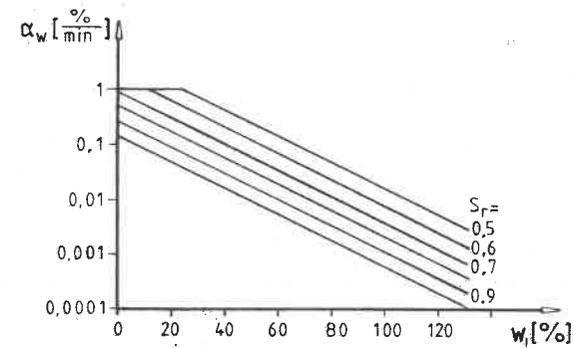


Bild 2.43: Erweitertes Diagramm zur Wahl einer Vorschubgeschwindigkeit

2.7 Durchlässigkeitsversuche

Bei Untersuchungen über das Konsolidationsverhalten bindiger Böden liegt eine der Schwierigkeiten in der Bestimmung der Parameter, die dieses Verhalten maßgeblich beeinflussen. Dazu gehört auch die in der Stoffgleichung für die Porenflüssigkeit enthaltene Proportionalitätskonstante, die üblicherweise als Durchlässigkeitsbeiwert k bezeichnet wird. Diese Konstante k ist in Abhängigkeit vom vorhandenen Porenraum zu betrachten. Durch Verformungsvorgänge ändert sich die den Porenraum charakterisierende Porenzahl e , so daß eine Beziehung zwischen den Variablen k und e aufgestellt werden kann. Der Beiwert k kann getrennt von den Oedometerversuchen mit speziellen Durchlässigkeitsversuchen (Gerätebeschreibung siehe Kap. 2.3) ermittelt werden.

Durch die Auswahl der Proben wird ein möglichst großer Porenzahlbereich erfaßt, damit eine Grundlage für die Erstellung einer k - e - Beziehung des jeweiligen Bodens vorhanden ist. Von den beiden Bodenarten Seeton und Opalinuston werden sowohl gestörte, als auch ungestörte Proben verwendet. Auffällig bei den Versuchsergebnissen ist die nahezu vollständige Übereinstimmung der gestörten Seeton- und Opalinustonproben in einem bestimmten Porenzahlbereich. Dies läßt darauf schließen, daß durch die Aufbereitung quasi ideale Böden entstehen, deren Eigenschaften sich einander annähern. Bild 2.46 zeigt die Abhängigkeit zwischen Durchlässigkeitsbeiwert und Porenzahl in semilogarithmischem Zusammenhang. Mit der nichtlinearen Regression der Form $y = a \cdot b^x$ ergibt sich graphisch eine lineare Ausgleichskurve, womit die eindeutige funktionelle Beziehung belegt wird. Die Koeffizienten der Regressionsgleichung, sowie statistische Parameter sind für die beiden in den Oedometerversuchen verwendeten Probenarten, "Seeton gestört" und "Opalinuston ungestört", in Tabelle 2.10 dargestellt. Die so ermittelten k - e - Funktionen können innerhalb des numerischen Lösungsalgorithmus (siehe Kap 3.5) als eine mögliche nichtlineare Stoffbeziehung verwendet werden.

Über die Durchlässigkeitseigenschaften bindiger Böden gibt es eine neue Untersuchung von GABENER (23) mit besonderer Berücksichtigung möglicher Anfangsgradienten (siehe Zusammenstellung in Bild 2.47). Der Autor kommt zu dem Ergebnis, daß es in bindigen Böden keine strömungslosen Bereiche gibt. Im Anfangsbereich gibt es jedoch eine nichtlineare Abhängigkeit der Filtergeschwindigkeit vom hydraulischen Gefälle. Dieses vom Darcyschen Gesetz abweichende Verhalten ist in erster Linie für Bauaufgaben wichtig, bei denen tonige Böden zu Dichtungszwecken herangezogen werden. In dieser Arbeit wird deshalb für die Porenwasserströmung weiterhin das Darcysche Gesetz unterstellt.

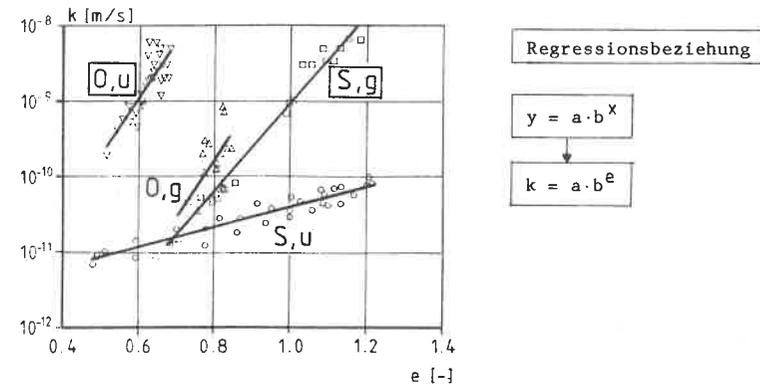


Bild 2.46: Experimentelle k - e -Beziehungen

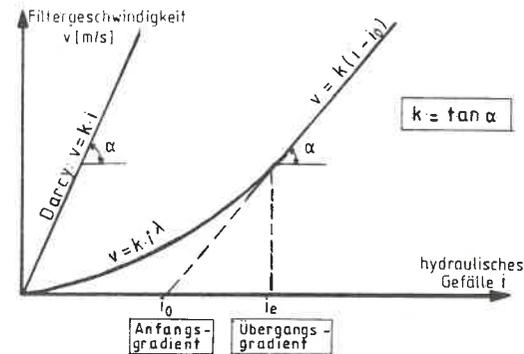


Bild 2.47: Zusammenstellung von GABENER (23)

Bodenart Probenart	Anzahl Versuche	Mittelwert e	Mittelwert k (m/s)	Koeffizienten	
				a	b
S,g	21	0.954	$0.504 \cdot 10^{-9}$	$1.34 \cdot 10^{-15}$	$7.04 \cdot 10^5$
O,u	29	0.622	$1.611 \cdot 10^{-9}$	$3.08 \cdot 10^{-14}$	$3.83 \cdot 10^7$

Tabelle 2.10: Statistik der Durchlässigkeitsversuche

3 THEORETISCHE UNTERSUCHUNGEN

3.1 Allgemeine Einführung

Die in der Natur vorkommenden bindigen Böden weisen hinsichtlich ihres Aufbaus und ihrer Lagerung sehr große Unterschiede auf, so daß es keine repräsentative Beschreibung durch ein allgemeingültiges Materialgesetz geben kann. Besondere Schwierigkeiten ergeben sich in dieser Hinsicht bei der Beschreibung zeitabhängiger Verformungsvorgänge, da die einzelnen Verformungsanteile hinsichtlich ihres Ursprungs unterschiedlich zu interpretieren sind. Bei diesen Anteilen handelt es sich, wenn eine vollständige Wassersättigung des Bodens vorausgesetzt wird, um volumentreue Gestaltänderungen im undrainierten Zustand, um Konsolidierung eines Zwei-Phasen-Gemisches und um viskose Verformungen des Korngerüsts einschließlich des gebundenen Porenwassers. Da den einzelnen Verformungsanteilen derart unterschiedliche Modellvorstellungen zugrundegelegt werden, wäre eine Trennung der Anteile im zeitlichen Ablauf wünschenswert. Aufgrund der gegenseitigen Überlagerungen ist dies mit befriedigenden Methoden jedoch nicht möglich. Um das Verhalten trotzdem wirklichkeitsnah beschreiben zu können, ist es notwendig, den gesamten Verformungsvorgang mit einer einheitlichen Betrachtungsweise zu versehen.

Im folgenden soll die Bedeutung und bisherige Behandlung der einzelnen Anteile aufgezeigt werden. Volumentreue Gestaltänderungen treten unmittelbar nach der Störung des Gleichgewichtszustands durch eine äußere Belastung auf und geben demzufolge das Verhalten im Anfangszustand wieder. Ihre Bedeutung ist um so größer, je schneller diese Belastung aufgebracht wird. Eine vollständige theoretische Erfassung dieses Verformungsanteils enthält demnach Terme mit Zeitableitungen n -ter Ordnung ($n > 1$). Bei dem hier behandelten Problem sind sie jedoch vernachlässigbar und können deshalb außer Betracht bleiben. Ebenfalls nicht berücksichtigt werden im Anfangszustand Volumenänderungen, da diese bei voller Wassersättigung keine Bedeutung haben. Bei einer Behandlung teilgesättigter Böden sind diese Volumenänderungen jedoch zu berücksichtigen. Die exakte Formulierung des Verhaltens teilgesättigter Böden erfordert außerdem die Annahme getrennter Ausbreitungsvorgänge von Luft und Wasser aus den Poren bei Zugrundelegung eines Drei-Phasen-Gemisches. Durch die hier vorliegenden experimentellen Gegebenheiten der untersuchten Bodenarten ist die Annahme einer Teilsättigung jedoch nicht erforderlich.

Für die Beschreibung des Konsolidationsvorgangs werden bindige Böden als Zwei-Phasen-Gemisch einer festen und einer flüssigen Phase angenommen. Die Entwicklung der Konsolidationstheorien hat begonnen mit der Problembeschreibung für den eindimensionalen Fall, der Analogie zur Wärmeleitung und der bekannten Lösung von TERZAGHI (73) für die Differentialgleichung des Porenwasserüberdrucks. Diese Lösung von TERZAGHI findet heutzutage noch immer Anwendung bei der Hochrechnung von Setzungszeiten aus dem Labor auf große Schichthöhen. Sie führt aber zur Bestimmung überhöhter Setzungszeiten aufgrund der Überschätzung des Konsolidationsanteils bei der Oedometerprobe. Diese fehlerhafte Betrachtungsweise tritt besonders ausgeprägt bei stark überkonsolidierten Tönen auf, wird aber durch eine Reduzierung der Exponenten im Modellgesetz empirisch korrigiert.

Die notwendige Erweiterung des eindimensionalen Falls auf eine dreidimensionale Behandlung des Problems konnte von RENDULIC (57) nur unbefriedigend gelöst werden. Die in den Grundzügen noch heute anerkannte dreidimensionale Konsolidationstheorie wurde von BIOT (7) hergeleitet. Bei den von ihm aufgestellten Grundgleichungen wurde das Darcysche Gesetz mit dem Verformungsverhalten eines linear elastischen Festkörpers gekoppelt. Aufgrund der Komplexität realer Probleme mit speziellen Randbedingungen und/oder geschichteten Böden sind hierfür wegen der komplizierten mathematischen Formulierung geschlossene Lösungen nur für einfache Fälle verfügbar. Eine Einordnung dieser dreidimensionalen Theorie in die Betrachtung von Gemischen findet man bei KRAUSE (42), unter anderem mit Bezug zu der Arbeit von HEINRICH/DESoyer (37). Die Stoff-, Bewegungs- und Kontinuitätsgleichungen wurden hier getrennt für jede Komponente des Gemisches aufgestellt. Erwähnt sei auch noch die ausführliche Arbeit von RUNESSON (60) über die gesamte Problematik der Konsolidation.

Die Formulierung der Biot-Theorie erlaubte dann mit der Weiterentwicklung der EDV und der damit verbundenen Zunahme numerischer Methoden eine Vielzahl von Lösungen sowie zusätzliche Erweiterungen und Modifizierungen dieser Theorie. Die beiden am häufigsten verbreiteten numerischen Methoden waren hierbei die Diskretisierung mit finiten Differenzen und mit finiten Elementen. Neuerdings ergab sich durch die Verwendung der Randintegralgleichungsmethode (boundary-element-method) eine zusätzliche Möglichkeit der Berechnung komplizierter Randwertprobleme. Die Anwendung dieser Methode auf die Konsolidation wurde erst in letzter Zeit von ARAMAKI (3) und GARCIA-SUAREZ (25) entwickelt. Eine ausführliche Beschreibung der neueren Entwicklung bei numerischen Methoden und ihrer Anwendung auf Konsolidationsprobleme findet sich bei BUCHMAIER (11).

Ein wichtiger Bestandteil der Gesamtverformungen sind die viskosen Verformungen des Korngerüsts, im eindimensionalen Fall auch als Sekundärsetzungen bezeichnet. Sie bilden, speziell bei überkonsolidierten bindigen Böden, einen erheblichen Teil der Gesamtverformung, werden aber zum Beispiel bei Modellgesetzbetrachtungen bis heute nicht explizit berücksichtigt. Einen Beitrag zu dieser Problematik lieferte GUSSMANN (33) durch ein neues Modellgesetz auf der Basis des Kelvin-Körpers, das eine verbesserte Ermittlung der Setzungszeiten bei großen Schichtdicken bringt. Die rechnerische Erfassung von Sekundärsetzungen erfolgt, wenn sie vom übrigen Setzungsvorgang getrennt betrachtet wird, nach dem Vorschlag von BUISMAN (13) mit einem, im logarithmischen Maßstab geradlinigen Zeitsetzungsverlauf. Diese Betrachtungsweise hat sich für viele praktische Fälle bisher als ausreichend erwiesen, ist aber, da nur empirisch belegt, für eine theoretische Behandlung unbefriedigend.

Nach dieser Beschreibung der einzelnen Verformungsanteile bindiger Böden soll nun der Übergang auf die Entwicklung bei der Behandlung des gesamten Verformungsvorganges mit einer einheitlichen Betrachtung erfolgen. Für den eindimensionalen Fall gibt es eine Reihe von Veröffentlichungen, in denen Stoffgesetze verwendet werden, die durch rheologische Modelle repräsentiert sind oder werden könnten. Dazu gehören als wichtigste Arbeiten diejenigen von TAYLOR (72), und BARDEN (5,6). Das Spannungs-Dehnungsverhalten üblicher Tonböden wird dort durch ein Kelvin-Modell mit konstanten und/oder variablen Parametern beschrieben. Komplexere Modelle, wie das Poynting-Thomson- oder Zener-Modell finden sich bei TAYLOR (71), CHRISTIE (14) und GIBSON (26).

In diesen Veröffentlichungen erfolgt die Verwendung viskoelastischer Stoffgesetze in der eindimensionalen Konsolidationstheorie unter Beibehaltung der Differentialgleichungs-Formulierung in Funktionen des Porenwasserüberdrucks oder der effektiven Spannungen. Da bei einem viskoelastischen Stoffgesetz die Anfangsbedingung $\epsilon(t=0^+)=0$ nicht für den PWD abgeleitet werden kann, sind diese Formulierungen unzutreffend. Für das Kelvin- und das Maxwell-Modell hat GUSSMANN (31) eine Lösung in Verbindung mit einer speziellen Auswertungsmethode entwickelt, mit der sich die Parameter der rheologischen Modelle bestimmen lassen. Im räumlichen Fall der Konsolidationstheorie wurden rheologische Modelle seltener verwendet. Erwähnen möchte ich hier vor allem die Arbeiten von GARBSCH (24) und ULRICH (76) mit dem Zener-Modell und der Lösung mit Integraltransformationen. Ein modifiziertes Zener-Modell mit drei Parametern hat BOOKER (9) durch Anwendung der Methode der finiten Elemente gelöst.

Im folgenden soll nun die Entwicklung der Theorien für die hier zugrundeliegenden experimentellen Gegebenheiten behandelt werden. Dazu muß von Voraussetzungen konstanter Spannung bzw. konstanter Spannungszinkremente auf das Verhalten unter stetig veränderlichen Verschiebungen, Spannungen und Porenwasserüberdrücken übergegangen werden. Am Beginn der Entwicklung wurde versucht, das Verhalten der Bodenproben im Oedometerversuch mit monotoner Beanspruchung auf dieselbe Art und Weise zu beschreiben wie im konventionellen Oedometerversuch (siehe CRAWFORD (15), SMITH (68) und LOWE (48)). Als erster entwickelte dann WISSA (79) eine befriedigende Theorie für die Konsolidation bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit, repräsentiert durch den CRS-Versuch. Die zeitliche Porenwasserüberdruckentwicklung wurde dabei aufgeteilt in eine instationäre ("transient") und eine stationäre ("steady-state") Phase (siehe Bild 3.1).

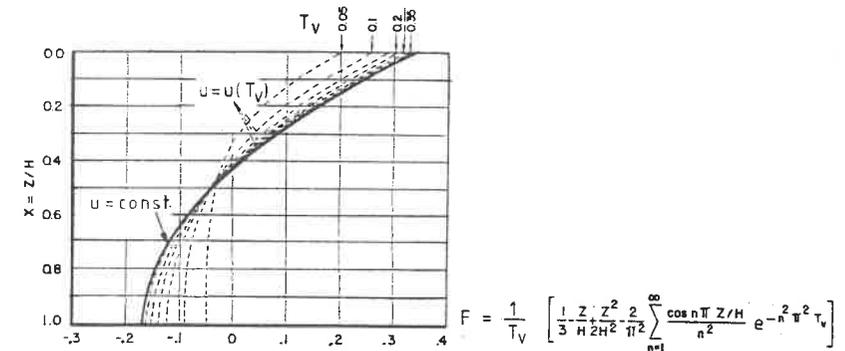


Bild 3.1: Aufteilung der theoretischen PWD-Entwicklung nach WISSA (79)

Zu einem ähnlichen Ergebnis führte die Untersuchung von GUSSMANN (32), wobei hier der Lösungsansatz mit Polynomen für die vorgegebenen Vorschubfunktionen allgemeiner verwendbar ist. Auf das besondere Problem der Versuche mit monotoner Beanspruchung bei sehr weichen bindigen Böden zielten Veröffentlichungen von LEE (45) und darauf aufbauend von UMEHARA (77). Für die Berücksichtigung großer Dehnungen wurden die Gleichungen am verformten System formuliert und mit einem Näherungsverfahren (moving-boundary-theory) gelöst.

Die erste Lösung für die dem CRL-Versuch entsprechende Randbedingung stammt von SCHIFFMAN (64) und wurde von ABOSHI (1) in seiner Untersuchung dieses Versuchstyps leicht modifiziert verwendet. Die Arbeit von TÖLKE (75) über eindimensionale Konsolidationsprobleme unter konstanter Spannung war die Grundlage, auf der FEUERLEIN (20) unter Verwendung der Tölke'schen D-Funktionen eine Lösung für die Konsolidation bei CRL-Bedingungen angab.

In der Literatur existiert keine theoretische Behandlung mit der Randbedingung die dem CG-Versuch entspricht. LOWE (48) behandelte die theoretische Seite des Problems nur im Hinblick auf eine mögliche Ermittlung von Parametern, gab aber keine Lösungen zur Beschreibung der zeitlichen Vorgänge an. Ausführliche theoretische Untersuchungen sind dagegen von JANBU (40) für den von ihm konzipierten CL-Versuch vorhanden, in Verbindung mit Auswertungsdiagrammen. Bei der Lösung von JANBU wurde allerdings die Erfüllung der Anfangsbedingung nicht explizit angegeben. Diese Anfangsbedingung scheint mir bei diesem Versuchstyp sowohl experimentell, als auch theoretisch nicht vollständig geklärt zu sein.

Ausgehend von dieser theoretischen Entwicklung und in Bezug zu den in Kap.2 beschriebenen experimentellen Untersuchungen werden im folgenden theoretische Untersuchungen durchgeführt, die als Grundlage für die Auswertung der Versuche dienen sollen. Für alle unterschiedlichen Randbedingungen der Oedometerversuche soll eine einheitliche Theorie zugrundegelegt werden, die die bisher nur im Fall der konstanten Spannung verwendeten viskosen Verformungsanteile enthält. Für die Beziehungen zwischen den effektiven Spannungen und Verzerrungen wird ein allgemeines viskoelastisches Stoffgesetz formuliert, das durch einzelne rheologische Körper spezifiziert wird. Den Kugeltensor- und Deviatoranteilen werden dabei unterschiedliche Modellvorstellungen zugrundegelegt.

Diese mit einem viskoelastischen Stoffgesetz gekoppelte Konsolidationstheorie wird mit allen an einer Oedometerprobe vorschreibbaren Randbedingungen und ihren Zeitfunktionen verbunden. Die Lösung erfolgt mit Laplace-Transformation und numerischer Inversion bei Annahme konstanter Werte für die Stoffparameter. Für die Verwendung nichtlinearer Stoffbeziehungen wird eine zusätzliche Lösung mit der Methode der finiten Elemente entwickelt. Die Formulierung erfolgt dabei in Anlehnung an die Arbeiten von KRINGS (43) und BUCHMAIER (11). Der Raum wird durch Elemente des ebenen Verzerrungszustandes und die Zeit durch finite Differenzen diskretisiert. Die Programmierung der Lösungsgleichungen erfolgt unter Verwendung der üblichen numerischen Routinen.

In einer zusätzlichen Untersuchung werden Lösungskurven dieser beiden Methoden im Hinblick auf ihr numerisches Verhalten für spezielle Fälle mit geschlossenen Lösungen verglichen. Diese Lösungen auf der Grundlage der D-Funktionen von TÖLKE (74) sind im Anhang dargestellt. Dabei wurde für die Randbedingungen des IL-, CRL- und CRS-Versuchs auf vorhandene Lösungen aus der Literatur zurückgegriffen. Mit den analytischen Lösungen werden außerdem die einzelnen Versuchstypen bezüglich einzelner Verhaltensweisen miteinander verglichen.

3.2 Grundlagen und Grundgleichungen

Die grundlegende Annahme für die Aufstellung theoretischer Überlegungen in der Bodenmechanik ist die Repräsentierung der Böden durch eine feste, eine flüssige und gegebenenfalls eine gasförmige Komponente. Da in dieser Arbeit nur vollgesättigte Böden untersucht werden, ergibt sich als Grundlage der Theorie die Vorstellung eines Gemisches aus zwei Medien, dem Korngerüst und dem Porenwasser. Die Komponenten werden makroskopisch jeweils als Kontinuum betrachtet mit den Voraussetzungen der Kontinuumsmechanik. Für die Darstellung der Deformationsgeometrie und der Bewegungsgleichungen erscheint diese Annahme nach den bisherigen Erfahrungen ausreichend exakt und ermöglicht erst die rechnerische Erfassung eines derartigen Systems. Die Wechselwirkung beider Gemischanteile wird durch die Grundbeziehungen für die Strömung einer viskosen Flüssigkeit in porösen Medien berücksichtigt, wobei für die beiden Phasen des Gemisches Homogenität und Isotropie vorausgesetzt wird. Bei der Beschreibung der Kinematik werden kleine Verschiebungsgradienten vorausgesetzt.

Bevor die Grundgleichungen angegeben werden, soll noch eine kurze Beschreibung des mikroskopischen Aufbaus und Verhaltens toniger Böden erfolgen. Das Korngerüst besteht bei Tonen aus geschichteten Plättchen, die bei der Verwitterung von Fels zu Boden entstanden sind. Die Struktur der einzelnen Tonböden ist abhängig von den bestimmenden Mineralarten, aus denen die Plättchen bestehen, und beeinflusst damit die Richtung, in der die Tonteilchen zueinander stehen können. Das Porenwasser besteht aus freien und gebundenen Anteilen. Die Bindung des Porenwassers erfolgt in der Art einer diffusen Hülle um die festen Bodenteilchen.

Aus dieser mikroskopischen Betrachtungsweise heraus ergibt sich das Grundprinzip der Kraftübertragung in bindigen Böden. Die an den Kontakten von Korn zu Korn übertragenen Kräfte werden mit ihren auf die Fläche bezogenen Normalkomponenten zur effektiven Spannung σ' zusammengefaßt. In der Schnittfläche (siehe Bild 3.2) wirkt außer in den von den Kontakten eingenommenen Anteilen nur der Porenwasserüberdruck u , da ein wassergesättigter Boden vorliegt. Wegen der Annahme einer idealen Flüssigkeit entfallen die Schubspannungen. Die Aufteilung eines Spannungszustandes in Teilspannungen ist statisch gesehen immer zulässig. Aus der Aufteilung ergibt sich, daß die Verformungen des Korngerüsts von σ' und die Sickerströmung von u verursacht werden. Die Überlagerung der Wirkungen beider Komponenten ist jedoch zulässig. Dieses Prinzip der effektiven Spannungen wird auch als Bilanzspannungsprinzip bezeichnet.

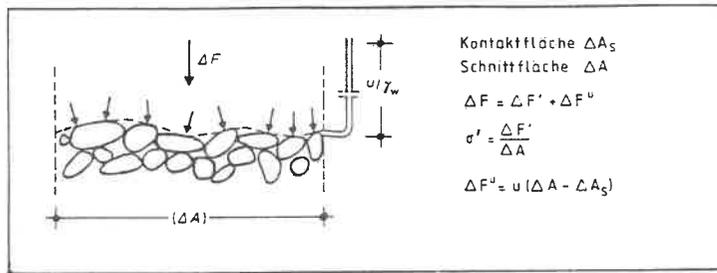


Bild 3.2: Schnittkräfte und Schnittfläche für Korngerüst und Porenwasser in ebener Darstellung aus GUDEHUS (29)

Die Übertragung dieses Prinzips auf die Annahme des Gemisches liefert bei Addition der Spannungen beider Gemischkomponenten für den Tensor der totalen Spannungen die folgende bekannte Beziehung mit $i=1,2,3$ (es gilt die Einsteinsche Summationsvereinbarung)

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - u \delta_{ij} \quad (3.2.1)$$

Die Gleichgewichtsbedingungen für ein Volumenelement ergeben sich bei Vernachlässigung von Volumenkräften und Momentenspannungen zu

$$\sigma_{ij,i} = 0 \quad (3.2.2)$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji} \quad (3.2.3)$$

Nach HEINRICH/DESOYER (37) müssen die Bewegungsgleichungen für die einzelnen Komponenten eines Gemisches, Festkörper und Flüssigkeit, getrennt formuliert werden. Das in ihrem Ansatz zusätzlich enthaltene Auftriebsglied kann jedoch vernachlässigt werden. Neben den Gleichgewichtsbedingungen gilt für das Gemisch noch das Prinzip der Erhaltung der Masse. Dieses Prinzip wird in Form der Kontinuitätsgleichung aufgestellt. Das Vorgehen von HEINRICH/DESOYER (37) für getrennte Komponenten führt hier auf die Gleichungen

$$((1-n) \cdot v_i^s)_i = \frac{\partial n}{\partial t} \quad \text{für den Festkörper und}$$

$$(n \cdot v_i^f)_i = - \frac{\partial n}{\partial t} \quad \text{für die Flüssigkeit.}$$

Durch Addition erhält man die Kontinuitätsgleichung des Gemisches zu

$$(v_i^s + n(v_i^f - v_i^s))_i = 0 \quad (3.2.4)$$

mit v_i^s und v_i^f als Relativgeschwindigkeiten von Festkörper (solid) und Flüssigkeit (fluid). Führt man jetzt die Definition einer Filtergeschwindigkeit ein, wie sie für einen Körper mit porösem Gefüge zweckmäßig ist, erhält man mit $v_i = n(v_i^f - v_i^s)$ die umgeformte Kontinuitätsgleichung zu

$$(v_i^s + v_i)_i = 0 \quad (3.2.5)$$

Die Filtergeschwindigkeit v_i ist keine echte Geschwindigkeit, sondern der Volumenstrom der Flüssigkeit relativ zum Festkörper pro Flächeneinheit in x_i -Richtung. In dieser Gl. (3.2.5) befriedigt der Term v_i^s nicht, da es zweckmäßiger erscheint, die Quellstärke als Funktion der Volumendilatation ϵ_{ii} des Festkörpers angeben zu können. Für kleine Verschiebungen gilt

$$v_i^s = \frac{\partial w_i}{\partial t}; \quad \epsilon_{ii} = w_{i,i}; \quad v_{i,i} = \frac{\partial \epsilon_{ii}}{\partial t} = \dot{\epsilon}_{ii}.$$

Mit diesen Beziehungen erhält man die Kontinuitätsgleichung in der üblichen Form

$$\dot{\epsilon}_{ii} + v_{i,i} = 0 \quad (3.2.6)$$

Bei der Formulierung der Verzerrungs-Verschiebungsbeziehungen ist das Produktglied bei der Annahme kleiner Verschiebungsgradienten bekanntlich vernachlässigbar. Damit ergeben sich diese Beziehungen zu

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} (w_{i,j} + w_{j,i}) \quad (3.2.7)$$

Das Gemisch besteht aus zwei Phasen, für die jeweils noch entsprechende Materialgesetze aufgestellt werden müssen. Für die Porenflüssigkeit gilt in allen Konsolidationstheorien die Gültigkeit des Darcyschen Filtergesetzes, teilweise in modifizierter Form, als gesichert. Es kann als Stoffgesetz des Strömungswiderstandes interpretiert werden und ergibt sich in der Form

$$v_i = - \frac{k}{\gamma_w} u_{,i} \quad (3.2.8)$$

mit dem Proportionalitätsfaktor k , der als Durchlässigkeitsbeiwert des porösen Mediums bezeichnet wird. In vielen Veröffentlichungen wird in diesem Filtergesetz ein Anfangsgradient i_0 eingeführt, der aber experimentell nur schwierig nachgewiesen werden kann (siehe Kap. 2.7) und deshalb hier außer Betracht bleiben soll.

Der Festkörperanteil des Gemisches wird definitionsgemäß nur von effektiven Spannungen beansprucht. Das Materialgesetz des Korngerüsts ergibt sich damit als Beziehung zwischen dem Verzerrungstensor ϵ_{ij} und dem Tensor der effektiven Spannungen σ'_{ij} . Diese Tensoren können in einen deviatorischen und einen hydrostatischen Anteil aufgespalten werden:

$$\sigma'_{ij} = \sigma'_{ijD} + \sigma'_m \delta_{ij} \quad ; \quad \epsilon_{ij} = \epsilon_{ijD} + \epsilon_m \delta_{ij} \quad (3.2.9)$$

$$\text{mit } \sigma'_m = \frac{1}{3} (\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) ; \epsilon_m = \frac{1}{3} (\epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz})$$

$$\sigma'_{ijD} = \sigma'_{ij} - \sigma'_m \delta_{ij} \quad ; \quad \epsilon_{ijD} = \epsilon_{ij} - \epsilon_m \delta_{ij}$$

Der deviatorische Spannungsanteil kann dabei als Superposition von fünf Schubspannungszuständen interpretiert werden. Durch die Voraussetzung von Isotropie verursacht der hydrostatische Spannungsanteil nur gestalttreue Volumenänderungen und der deviatorische Spannungsanteil nur volumentreue Gestaltänderungen. Bei den vorausgesetzten kleinen Verschiebungsgradienten ist diese Zuordnung bei Böden zulässig, da der Einfluß der Dilatanz bei geringer Scherbeanspruchung vernachlässigt werden kann. Im weiteren Verlauf wird für die Darstellung von Spannungen und Verzerrungen eine vektorielle Schreibweise bevorzugt. Die 6 unabhängigen Spannungs- bzw. Verzerrungskomponenten lassen sich vektoriell wie folgt darstellen:

$$\{\sigma'\}_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} ; \{\epsilon\}_{ij} = \begin{bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \epsilon_{xy} \\ \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} \end{bmatrix} ; \{\bar{\sigma}'\}_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma'_m \\ \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} ; \{\bar{\epsilon}\}_{ij} = \begin{bmatrix} \epsilon_m \\ \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \epsilon_{xy} \\ \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} \end{bmatrix} \quad (3.2.10)$$

Dabei gelten die folgenden Beziehungen:

$$\{\bar{\sigma}'\}_{ij} = [Y] \{\sigma'\}_{ij} ; \{\bar{\epsilon}\}_{ij} = [Y] \{\epsilon\}_{ij} ; \{\sigma'\}_{ij} = [Y]^{-1} \{\bar{\sigma}'\}_{ij} ; \{\epsilon\}_{ij} = [Y]^{-1} \{\bar{\epsilon}\}_{ij} \quad (3.2.11)$$

$$\text{mit } [Y] = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & -1 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 \end{bmatrix} \quad [Y]^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Mit der Zuordnung von unterschiedlichen Modellvorstellungen für die hydrostatischen und deviatorischen Tensoranteile und der entsprechenden Aufspaltung der Spannungs- und Verzerrungsvektoren ergibt sich

$$\mathbf{A}_D \{\sigma'\}_D = \mathbf{B}_D \{\epsilon\}_D \quad ; \quad \mathbf{A}_H \{\sigma'\}_H = \mathbf{B}_H \{\epsilon\}_H \quad (3.2.12)$$

$$\text{mit } \{\sigma'\}_D = 5\mathbf{I} \{\bar{\sigma}'\}_{ij} \quad ; \quad \{\epsilon\}_D = 5\mathbf{I} \{\bar{\epsilon}\}_{ij}$$

$$\{\sigma'\}_H = 1\mathbf{I} \{\bar{\sigma}'\}_{ij} \quad ; \quad \{\epsilon\}_H = 1\mathbf{I} \{\bar{\epsilon}\}_{ij}$$

$$\mathbf{A}_D = a_{0D} + a_{1D} \frac{\partial}{\partial t} + a_{2D} \frac{\partial^2}{\partial t^2} + \dots = \sum_0^l a_{kD} \frac{\partial^k}{\partial t^k}$$

$$\mathbf{A}_H = a_{0H} + a_{1H} \frac{\partial}{\partial t} + a_{2H} \frac{\partial^2}{\partial t^2} + \dots = \sum_0^m a_{kH} \frac{\partial^k}{\partial t^k}$$

$$\mathbf{B}_D = b_{0D} + b_{1D} \frac{\partial}{\partial t} + b_{2D} \frac{\partial^2}{\partial t^2} + \dots = \sum_0^n b_{kD} \frac{\partial^k}{\partial t^k}$$

$$\mathbf{B}_H = b_{0H} + b_{1H} \frac{\partial}{\partial t} + b_{2H} \frac{\partial^2}{\partial t^2} + \dots = \sum_0^p b_{kH} \frac{\partial^k}{\partial t^k}$$

oder in Matrixgleichungsschreibweise

$$\begin{bmatrix} \mathbf{A}_H & 0 \\ 0 & 5\mathbf{I} \mathbf{A}_D \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma'_m \\ \sigma'_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{B}_H & 0 \\ 0 & 5\mathbf{I} \mathbf{B}_D \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_m \\ \epsilon_D \end{bmatrix} \quad (3.2.13)$$

Multiplikation der oberen Gleichungszeile mit dem Operator \mathbf{A}_D und der unteren Gleichungszeile mit dem Operator \mathbf{A}_H sowie Summation führt zu der folgenden Darstellung des Stoffgesetzes für das Korngerüst

$$\mathbf{A}_H \mathbf{A}_D \{\bar{\sigma}'\}_{ij} = [D_1] \mathbf{B}_H \mathbf{A}_D \{\bar{\epsilon}\}_{ij} + [D_2] \mathbf{B}_D \mathbf{A}_H \{\bar{\epsilon}\}_{ij} \quad (3.2.14)$$

$$\text{mit } [D_1] = \text{diag} [1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0] ; [D_2] = \text{diag} [0 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1]$$

Für die praktische Anwendung in dieser Arbeit wird die Reihenentwicklung der Differentialoperatoren A_D , A_H , B_D und B_H nach dem zweiten Term abgebrochen. Beiden Stoffgesetzanteilen - Kugeltensor und Deviator - werden unterschiedliche Modellvorstellungen zugrundegelegt und in Kap. 3.3 für den eindimensionalen Fall über die Darstellung mit rheologischen Modellen veranschaulicht.

Zusätzlich zu den Feldgleichungen ist eine Beschreibung der Anfangs- und Randbedingungen für das jeweilige Problem erforderlich. Bild 3.3 zeigt die idealisierte Einteilung der Randabschnitte bei den unterschiedlichen Phasen eines Gemisches nach KRAUSE (42). Die Einteilung der Ränder erfolgt prinzipiell in Verschiebungs- und Spannungsänder. Eine Überlagerungsmöglichkeit beider Randtypen bezüglich eines Mediums des Gemisches (gemischte Randbedingung) soll hier ausgeschlossen werden.

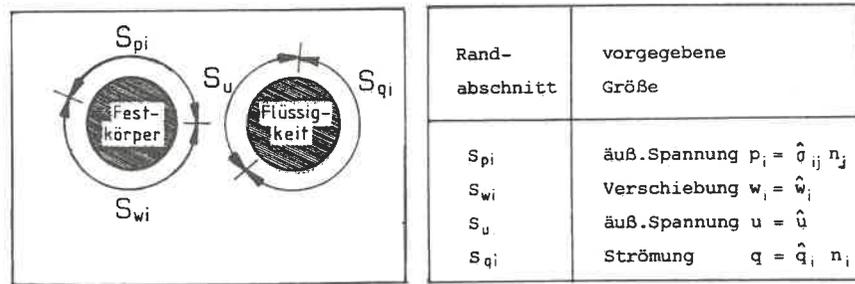


Bild 3.3: Einteilung der Randabschnitte bei den Phasen eines Gemisches

Die Anfangsbedingung ergibt sich aus der Tatsache, daß zum Zeitpunkt $t=0+$ noch kein Porenwasser abströmen konnte und demzufolge auch noch keine volumetrische Formänderung stattgefunden hat, zu

$$\epsilon_{ij}(t=0+) = 0 \quad (3.2.15)$$

Alle Spannungen, Verschiebungen und Porenwasserdrücke, die vor Aufbringen einer Beanspruchung auftreten können, werden $=0$ gesetzt, d.h. es wird ein konsolidierter Zustand vorausgesetzt.

$$w_i(t=0-) = 0 \quad (3.2.16)$$

$$u(t=0-) = 0 \quad (3.2.17)$$

$$\sigma'_{ij}(t=0-) = 0 \quad (3.2.18)$$

3.3 Gleichungen für den eindimensionalen Verformungszustand

Die in Abschnitt 3.2 angegebenen Grundgleichungen sollen für den eindimensionalen Versuchsfall spezialisiert und vereinfacht werden. Grundlage der Spezialisierung ist die im Oedometerversuch repräsentierte bindige Schicht, die durch eine unendlich ausgedehnte Flächenlast belastet wird und nach oben bzw. nach unten drainieren kann. Für die Verzerrungen bedeutet diese Randbedingung, daß alle Normalkomponenten des Tensors ϵ_{ij} mit Ausnahme von $i=j=z$ verschwinden. Bild 3.4 zeigt die für das eindimensionale Problem zugrundeliegende Situation mit der Zuordnung der in diesem speziellen Fall gebräuchlichen Variablen zu den in Kap. 3.2 verwendeten allgemeinen Größen.

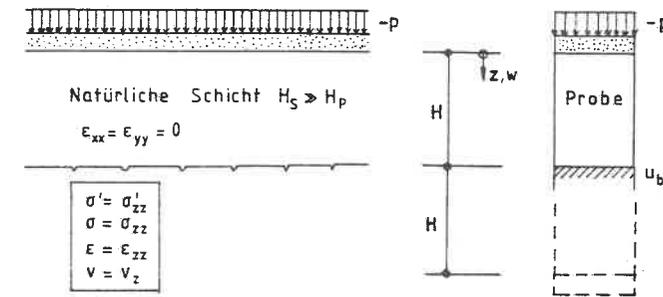


Bild 3.4: Situation für das eindimensionale Problem

Für die in Bild 3.4 dargestellten Verhältnisse ergibt sich die Kontinuitätsbedingung aus Gl.(3.2.6) zu

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (3.3.1)$$

und mit $v = -\frac{k}{\gamma_w} u_{,z}$ aus Gl.(3.2.8) in der Form

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0 \quad (3.3.2)$$

Dabei wird zunächst vorausgesetzt, daß der Durchlässigkeitsbeiwert k unabhängig von z und der Porenzahl e ist. Die Gleichung (3.3.2) ist die Kontinuitätsgleichung der eindimensionalen Konsolidation, wie sie schon von TERZAGHI (73) angegeben wurde.

Die allgemeine Darstellung des in dieser Arbeit verwendeten Stoffgesetzes für das Korngerüst ist Gl. (3.2.14). Wendet man auf diese Beziehung die Spannungs- und Verzerrungsbedingungen im Oedometer

$$\epsilon_{xx} = \epsilon_{yy} = 0 ; \quad \epsilon_m = \frac{1}{3} \epsilon_{zz} ; \quad \epsilon_D = \epsilon_{zz} - \epsilon_m = \frac{2}{3} \epsilon_{zz} ; \quad (3.3.3)$$

an, so ergibt sich die folgende Beziehung

$$\boxed{A \cdot \sigma' = B \cdot \epsilon} \quad \text{mit } A = A_H \cdot A_D \quad \text{und } B = \frac{1}{3} B_H A_D + \frac{2}{3} B_D A_H \quad (3.3.4)$$

Unter Beachtung dieser Gl.(3.3.4), der Gleichgewichtsbedingung für den eindimensionalen Fall $\sigma_{,z} = 0$ und dem Prinzip der effektiven Spannungen $\sigma = \sigma' - u$ folgt schließlich die Differentialgleichung für die Konsolidation bei viskoelastischem Stoffgesetz

$$\boxed{A \frac{\partial \epsilon}{\partial t} - \frac{kB}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \epsilon}{\partial z^2} = 0} \quad (3.3.5)$$

Der Grund für die Formulierung der Differentialgleichung mit der Variablen ϵ als Unbekannte liegt in der Erfüllung der Anfangsbedingung begründet. Nur im linear elastischen Sonderfall läßt sich die Anfangsbedingung $\epsilon(t=0+)=0$ in eine Anfangsbedingung für den Porenwasserüberdruck $u(t=0+) = -p$ umformulieren. Bei einem viskoelastischen Stoffgesetz ist diese Aussage nicht möglich. Dies wird verdeutlicht durch Bild 3.5 in der die Auswertung einer geschlossenen Lösung der Konsolidation mit dem Kelvin-Körper unter konstanter Spannung nach GUSSMANN (31) dargestellt ist. Man sieht, daß die Anfangsporenwasserüberdruck-Verteilung nicht der äußeren Spannung gleichgesetzt werden darf.

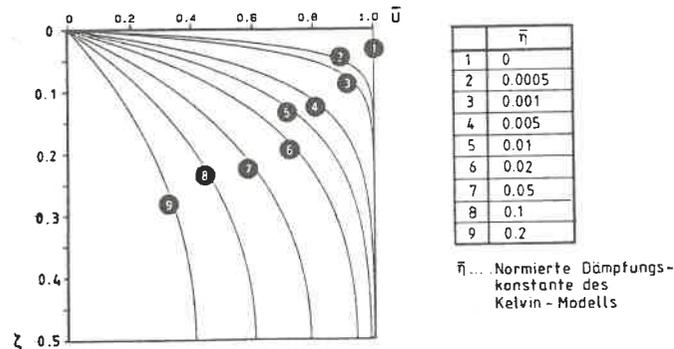


Bild 3.5: Anfangsporenwasserdruck-Verteilung zum Zeitpunkt $t=0$ für die Konsolidation mit dem Kelvin-Körper

Zur vollständigen Beschreibung benötigt man neben der Differentialgleichung noch die Anfangsbedingung und die Randbedingungen. Die Anfangsbedingung kann direkt aus Kap. 3.2 mit der Gl. (3.2.15) übernommen werden

$$\epsilon(t=0+) = 0 \quad (3.3.6)$$

Die idealisierte Einteilung der Randabschnitte, wie sie in Kap.3.2 vorgenommen wurde, muß innerhalb der experimentell vorgegebenen eindimensionalen Betrachtungsweise auf die geometrischen und physikalischen Randbedingungen einer Oedometerprobe angewandt werden. Hierbei sind auch die Besonderheiten der einzelnen Versuchsarten zu beachten. In Bild 3.6 sind die Randbedingungen für den Porenwasserüberdruck u (Drainagerandbedingungen) und die daraus abgeleiteten Randbedingungen für die Dehnung ϵ angegeben. Tabelle 3.1 gibt außerdem einen Überblick über die bei den einzelnen Versuchsarten vorgegebenen Funktionen der Randbedingungen.

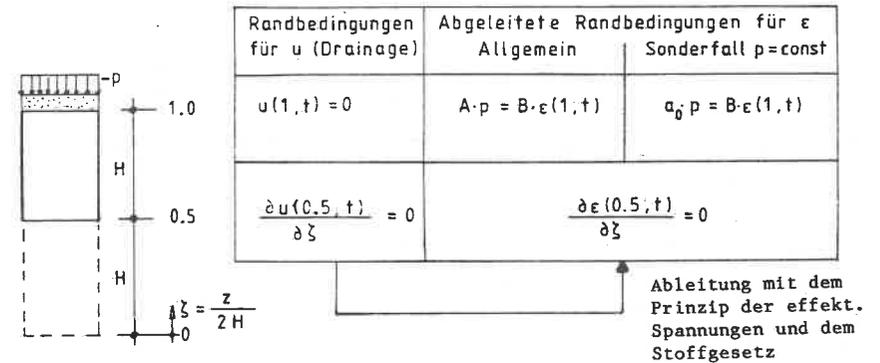


Bild 3.5: Randbedingungen an einer Oedometerprobe

IL	$p(1, t) = p_0$
CRL	$p(1, t) = -\alpha_p t$
CRS	$w(1, t) = \alpha_w t$
VRS/P	$w(1, t) = \alpha_{wp} t^2$
VRS/E	$w(1, t) = -\alpha_{we} (e^{-t} - 1)$
CG	$u(0.5, t) = u_0$
CL	$u(0.5, t) = -\alpha_u t$

Tabelle 3.1: Randbedingungsfunktionen der einzelnen Versuchsarten

Im folgenden soll auf das Stoffverhalten des Korngerüsts noch ausführlicher eingegangen werden. Die eindimensionale Spannungs-Verzerrungsbeziehung wird durch Gl.(3.3.4) angegeben. In dieser Gleichung ist eine Aufteilung in einen hydrostatischen und einen deviatorischen Anteil enthalten. Diese beiden Anteile werden in dieser Arbeit durch die Zuordnung zu unterschiedlichen rheologischen Modellen interpretiert und die Koeffizienten der Differentialoperatoren aus dem Verhalten der Modelle bestimmt. In Tab.3.2 sind diese Koeffizienten in ihren hydrostatischen (Index H) und ihren deviatorischen (Index D) Komponenten dargestellt. Von der üblichen rein elastischen Interpretation der Volumenänderungen wurde dabei abgewichen und mit dem als Kelvin-2 bezeichneten Modell auch die Möglichkeit viskoelastischen Volumenänderungsverhaltens mit einbezogen. Die Ermittlung der Koeffizienten ist in A3.3 dargestellt.

	Hooke	Kelvin		Zener (Poynting-Thomson)		Taylor B		
Stoffgesetz	a_0^H	a_1^H	b_0^H	b_1^H	a_0^D	a_1^D	b_0^D	b_1^D
Hooke	1	0	3K	0	1	0	2G	0
Kelvin-1	1	0	3K	0	1	0	2G	2η
Kelvin-2	1	0	3K	3η	1	0	2G	2η
Zener	1	0	3K	0	$\frac{(G_0 - G_\infty)}{\eta}$	1	$\frac{2G_0(G_0 - G_\infty)}{\eta}$	2G_0
Taylor B	1	0	3K	0	1	$\frac{(G_0 - G_\infty)\eta}{G_0^2}$	2G_∞	$\frac{2(G_0 - G_\infty)\eta}{G_0}$

Tabelle 3.2: Komponenten der Differentialoperatoren der viskoelastischen Stoffgesetze

Bei der Lösung mit Laplace-Transformation (siehe Kap.3.4) wird die Annahme konstanter Koeffizienten vorausgesetzt. Im Gegensatz dazu ergibt sich durch die Verwendung von finiten Elementen als zusätzliches Lösungsverfahren die Möglichkeit, die Koeffizienten der rheologischen Modelle mit nichtlinearen Funktionen zu beschreiben. Die Auswirkungen bestimmter mikroskopischer Einflüsse führen nach BARDEN (5) zu der Annahme eines nichtlinearen Verhaltens der Dämpfungskomponenten rheologischer Modelle. Für die Beschreibung dieser Nichtlinearität gibt es in der Rheologie unterschiedliche Ansätze, die untenstehend zusammengestellt sind. Für die praktische Anwendung hat sich besonders der Ansatz von BARDEN (6) bewährt, der in dieser Arbeit leicht modifiziert verwendet wird (siehe Bild 3.7). Die Berechnungen mit dieser nichtlinearen Zähigkeit werden in Kap. 4.6 beschrieben.

$\sigma'_s = C_1 \cdot \sin^{-1}(\dot{\epsilon}/C_3)$	Prandtl
$\sigma'_s = \dot{\epsilon}/C_2 + C_3 \cdot \sin(\dot{\epsilon}/C_1)$	Eyring
$\sigma'_s = C_1 \dot{\epsilon} + C_2 \cdot \sinh^{-1}(C_3 \dot{\epsilon})$	Powell-Eyring
$\sigma'_s = \frac{C_1 \dot{\epsilon}}{C_2 + \dot{\epsilon}} + C_3 \dot{\epsilon}$	Williamson
$\sigma'_s = C_2 \cdot \dot{\epsilon}^n \quad (n > 1)$	Ostwald
$\sigma'_s = C_2 \dot{\epsilon}^{1/n} \quad (n > 1)$	Barden

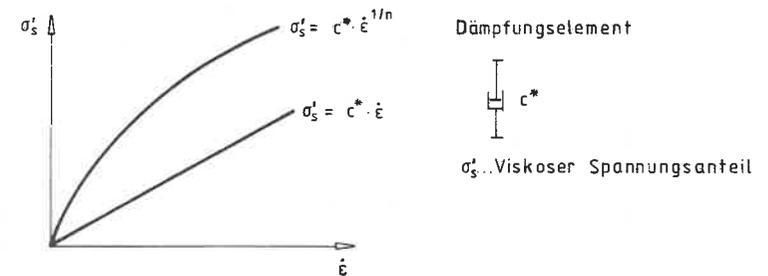


Bild 3.7: Verlauf der nichtlinearen Zähigkeit

3.4 Lösung der Gleichungen des eindimensionalen Verformungszustandes mit Laplace-Transformation

Für die in Kap. 3.3 erfolgte Spezialisierung auf den eindimensionalen Fall wird nun eine Lösung mit Hilfe der Laplace-Transformation entwickelt, die für alle experimentell vorgegebenen Randbedingungen eine Nachrechnung der Versuche ermöglicht. Das zugrundegelegte viskoelastische Stoffgesetz soll hier nur mit konstanten Koeffizienten betrachtet werden. Die Gleichungen werden solange für alle Randbedingungen einheitlich formuliert, wie dies im Sinne der Übersichtlichkeit möglich ist. Die Prinzipien der Laplace-Transformation werden dabei als bekannt vorausgesetzt.

Für die praktische Durchführung der Transformation und der Inversion gibt es umfangreiche Tabellenwerke (siehe ERDELYI (19), DOETSCH (16), SPIEGEL (69)). Die in dieser Arbeit verwendeten Rechenregeln und Korrespondenzen sind im Anhang A3.4 beigelegt. Durch die komplexen Ausdrücke, die sich in den transformierten Lösungsformeln ergeben können, ist eine geschlossene Inversion nur begrenzt möglich. Für den allgemeinen Fall gibt es jedoch numerische Inversionsverfahren. In dieser Arbeit wird die Inversion nach DUBNER/ABATE (18) durchgeführt, die auch schon in den Veröffentlichungen von GARBSCH (24) und ULRICH (76) angewendet wurde.

Die grundlegende Differentialgleichung für das eindimensionale Konsolidationsproblem mit viskoelastischem Stoffverhalten wird durch Gl.(3.3.4) angegeben und im folgenden zur Verbesserung der Übersichtlichkeit wiederholt.

$$\boxed{A \frac{\partial \epsilon}{\partial t} - B \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \epsilon}{\partial z^2} = 0} \quad (3.4.1)$$

Im weiteren wird durch $\bar{A} = A \frac{\partial}{\partial t}$ und $\bar{B} = B \frac{k}{\gamma_w}$ vereinfacht. Die Gleichung (3.4.1) lautet damit

$$\bar{A} \epsilon - \bar{B} \frac{\partial^2 \epsilon}{\partial z^2} = 0 \quad (3.4.2)$$

Durch Anwendung der Laplace-Transformation ergibt sich unter Verwendung der im Anhang A3.4 angegebenen Regeln und Korrespondenzen die folgende transformierte Gleichung

$$\bar{\bar{A}} \bar{\bar{\epsilon}} - \bar{\bar{B}} \frac{\partial^2 \bar{\bar{\epsilon}}}{\partial z^2} = 0 \quad (3.4.3)$$

mit $\bar{\bar{A}} = \bar{A}_H \cdot \bar{A}_D \cdot s$; $\bar{\bar{B}} = (\frac{1}{3} \bar{B}_H \bar{A}_D + \frac{2}{3} \bar{B}_D \bar{A}_H) \frac{k}{\gamma_w}$

und $\bar{A}_D = a_{0D} + a_{1D} s^2 + \dots a_{nD} s^n$
 $\bar{A}_H = a_{0H} + a_{1H} s^2 + \dots a_{nH} s^n$
 $\bar{B}_D = b_{0D} + b_{1D} s^2 + \dots b_{nD} s^n$
 $\bar{B}_H = b_{0H} + b_{1H} s^2 + \dots b_{nH} s^n$

Die Anfangsbedingung $\epsilon(t=0+) = 0$ ist durch den Ansatz mit der Laplace-Transformation erfüllt. Die Gl.(3.4.3) muß nun unter Beachtung der Randbedingungen im Bildraum gelöst werden. Grundlage des weiteren Lösungsweges ist die Lösung für den Fall einer konstanten Last. Aufbauend darauf werden dann die Lösungen für alle in Tabelle 3.1 dargestellten Funktionen entwickelt. Die aus den Drainagerandbedingungen abgeleiteten Randbedingungen für ϵ können Bild 3.6 entnommen werden. Mit der normierten Ortsvariablen ζ ergibt sich Gl.(3.4.3) in einer für die Lösung günstigen dimensionslosen Form

$$\boxed{\frac{\partial^2 \bar{\bar{\epsilon}}}{\partial \zeta^2} - 4 \bar{\lambda} \bar{\bar{\epsilon}} = 0} \quad \text{mit } \bar{\bar{\epsilon}} = \bar{\bar{\epsilon}}(\zeta, s); \quad \bar{\lambda} = \frac{\bar{\bar{A}}}{\bar{\bar{B}}} H^2 \quad (3.4.4)$$

Als Lösungsansatz wird die folgende Beziehung gewählt

$$\bar{\bar{\epsilon}} = \bar{C}_1 \cdot \cosh(2\zeta - 1) \sqrt{\bar{\lambda}} + \bar{C}_2 \cdot \sinh(2\zeta - 1) \sqrt{\bar{\lambda}} \quad (3.4.5)$$

die durch Beachtung der Randbedingung für $\zeta = 0.5$ auf $\bar{C}_2 = 0$ und damit auf

$$\bar{\bar{\epsilon}} = \bar{C}_1 \cdot \cosh(2\zeta - 1) \sqrt{\bar{\lambda}} \quad (3.4.6)$$

führt. Die Randbedingung für $\zeta = 1$ ist eine gewöhnliche Differentialgleichung für die Variable $\bar{\bar{\epsilon}}$. Durch Laplace-Transformation und Lösung der Gleichung im Bildraum ergibt sich

$$\bar{\bar{\epsilon}}(1, s) = \frac{a_0 \cdot p_c}{s \cdot \bar{\bar{B}}} \quad (3.4.7)$$

mit $\bar{\bar{B}} = \frac{1}{3} \bar{B}_H \bar{A}_D + \frac{2}{3} \bar{B}_D \bar{A}_H$

und damit $\bar{C}_1 = \frac{a_0 \cdot p_c}{s \cdot \bar{\bar{B}} \cdot \cosh \sqrt{\bar{\lambda}}}$. Die Lösung von Gl.(3.4.4) folgt dann zu

$$\bar{\epsilon}(\zeta, s) = p_c \frac{\cosh(2\zeta-1)\sqrt{\lambda}}{\cosh\sqrt{\lambda}} \frac{a_0}{sB} \quad (3.4.8)$$

Die zugehörigen Verschiebungen erhält man durch Integration der Dehnungen mit

$$\bar{w}(\zeta, s) = H \int_{0.5}^{\zeta} \bar{\epsilon}(\bar{\zeta}, s) d\bar{\zeta}, \text{ was für die Oberflächensetzung auf die Beziehung}$$

$$\bar{w}(1, s) = H \int_{0.5}^1 \bar{\epsilon}(\bar{\zeta}, s) d\bar{\zeta} = p_c \cdot H \cdot \tanh\sqrt{\lambda} \frac{1}{2\sqrt{\lambda}} \frac{a_0}{sB} \quad (3.4.9)$$

führt. Über das Stoffgesetz und das Prinzip der effektiven Spannungen werden die transformierten Lösungen für σ' und u ermittelt.

$$\bar{\sigma}'(\zeta, s) = p_c \frac{\cosh(2\zeta-1)\sqrt{\lambda}}{\cosh\sqrt{\lambda}} \frac{a_0}{sA} \quad (3.4.10)$$

$$\bar{u}(\zeta, s) = -p_c \left[\frac{1}{s} - \frac{\cosh(2\zeta-1)\sqrt{\lambda}}{\cosh\sqrt{\lambda}} \frac{a_0}{sA} \right] \quad (3.4.11)$$

Das weitere Vorgehen erfolgt auf der Basis einer Veröffentlichung von GUSSMANN (32), in der ein Lösungsweg für Konsolidationsprobleme mit kontinuierlich veränderlicher Belastung auf der Grundlage der Lösung für den Fall konstanter Last aufgezeigt wird. Durch die treppenförmige Approximation einer Belastungsfunktion, bestehend aus inkrementellen Stufen mit $p=\text{const}$, kann der Verlauf einer beliebigen Spannungs- und Verformungskomponente angenähert werden (siehe Bild 3.8).

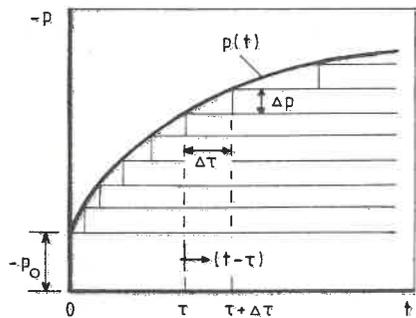


Bild 3.8: Treppenförmige Approximation einer stetigen Belastungsfunktion

Für eine beliebige, zeit- und ortsabhängige Spannungs- und Verformungskomponente ergibt sich nach Grenzübergang $\Delta t \rightarrow 0$ der folgende exakte Verlauf

$$x_i(\zeta, t) = p(0) \cdot f_{x_i}(\zeta, t) + \int_0^t \frac{\partial p(\tau)}{\partial \tau} f_{x_i}(\zeta, t-\tau) d\tau \quad (3.4.12)$$

im Originalraum und entsprechend der Herleitung von GUSSMANN (32) die folgende Beziehung im Bildraum

$$\bar{x}_i(\zeta, s) = s \cdot \bar{p}(s) \bar{f}_{x_i}(\zeta, s) \quad (3.4.13)$$

Durch Anwendung dieser Gl.(3.4.13) auf die jeweils vorgegebene Randbedingungsfunktion p , w oder u kann der Term $s \cdot \bar{p}(s)$ eliminiert werden. Damit erhält man die drei allgemeinen Beziehungen

$$\bar{x}_i(\zeta, s) = \frac{\bar{w}(\zeta_w, s)}{\bar{f}_w(\zeta_w, s)} \bar{f}_{x_i}(\zeta, s) \quad (3.4.14)$$

$$\bar{x}_i(\zeta, s) = \frac{\bar{u}(\zeta_u, s)}{\bar{f}_i(\zeta_u, s)} \bar{f}_{x_i}(\zeta, s) \quad (3.4.15)$$

$$\bar{x}_i(\zeta, s) = \frac{\bar{p}(\zeta_p, s)}{\bar{f}_p(\zeta_p, s)} \bar{f}_{x_i}(\zeta, s) \quad (3.4.16)$$

Die Funktionen $\bar{f}_{x_i}(\zeta, s)$ sind die transformierten Lösungen für die Variable x_i unter konstanter Last (siehe Gl.(3.4.8 - 11)). Für die Ermittlung der Lösung benötigt man noch die transformierten Randbedingungsfunktionen, die in Tabelle 3.4 dargestellt sind sowie die transformierten Lösungsfunktionen bei vorgegebener konstanter Spannung $\bar{f}_w(\zeta_w, s)$, $\bar{f}_u(\zeta_u, s)$ und $\bar{f}_p(\zeta_p, s)$.

Für ζ_p , die Ortskoordinate für die Randbedingung bezüglich p , d.h. $\zeta_p = 0$, ist

$$\bar{f}_p = \frac{1}{s} \quad (3.4.17)$$

Für ζ_u , die Ortskoordinate für die Randbedingung bezüglich u , d.h. $\zeta_u = 1$, ist

$$\bar{f}_u = \frac{1}{s} - \frac{1}{\cosh\sqrt{\lambda}} \frac{a_0}{sA} \quad (3.4.18)$$

Für ζ_w , die Ortskoordinate für die Randbedingung bezüglich w , d.h. $\zeta_w = 0$, ist

$$\bar{f}_w = \frac{a_0}{sB} \frac{H}{2\sqrt{\lambda}} \tanh\sqrt{\lambda} \quad (3.4.19)$$

Randb.	Originalfunktion	Bildfunktion
$p=p_0$	$H(t)$	$\frac{1}{s}$
$p=\alpha_p t$	$-\alpha_p t$	$-\alpha_p \frac{1}{s^2}$
$w=\alpha_w t$	$\alpha_w t$	$\alpha_w \frac{1}{s^2}$
$w=\alpha_w t^2$	$\alpha_w t^2$	$\alpha_w \frac{2}{s^3}$
$w=-\alpha_w (e^t - 1)$	$-\alpha_w (e^t - 1)$	$-\alpha_w \left(\frac{1}{s+1} - \frac{1}{s} \right)$
$u=u_0$	$H(t)$	$\frac{1}{s}$
$u=\alpha_u p$	$-\alpha_u p$	$-\alpha_u p \frac{1}{s}$

Tabelle 3.3: Transformierte Randbedingungsfunktionen

Das Gleichungssystem (3.4.14) bis (3.4.16) kann nicht mehr geschlossen rücktransformiert werden. Für die Inversion wird deshalb ein numerisches Verfahren benötigt. In den Arbeiten von GARBSCH (24) und ULRICH (76) wurden gute Erfahrungen mit dem Verfahren von DUBNER/ABATE (18) gemacht, deshalb soll dieses Verfahren auch hier verwendet werden. Die Inversion erfolgt dabei über die Zuordnung der Werte der Bildfunktion zu den Werten der Originalfunktion nach einem festen Schema. Das Verfahren erfordert eine Integration im komplexen Zahlenbereich. Durch Hilfsroutinen, die am Rechenzentrum der Universität Stuttgart zur Verfügung stehen, kann der Programmieraufwand jedoch in Grenzen gehalten werden. Im Anhang A3.4 ist der Programmausdruck beigelegt. Die Nachrechnung der Versuche mit dem erstellten Programm erfolgt in Kap.4.5.

Das numerische Verhalten dieses Inversionsverfahrens läßt sich gut an dem theoretischen PWD-Verhalten unter konstanter Vorschubgeschwindigkeit aufzeigen (siehe Bild 3.9). Im Gegensatz zu der Methode der finiten Elemente (Kap.3.5) zeigt dieses numerische Verfahren ein stabiles Verhalten im Anfangsbereich, während im Endbereich oszillierende Effekte auftreten.

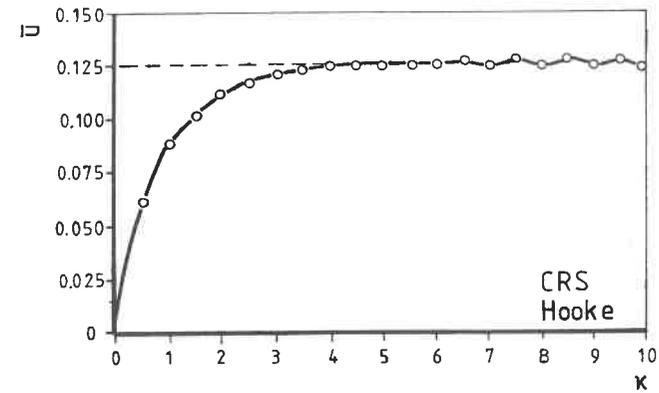


Bild 3.9: Verhalten des numerischen Inversionsverfahrens

3.5 Lösung der allgemeinen Gleichungen für den ebenen Verzerrungszustand mit der Methode der finiten Elemente

Für ein- oder mehrdimensionale Feldprobleme eignet sich als allgemeines Lösungsverfahren die Methode der finiten Elemente. Auf die geschichtliche Entwicklung und die Beschreibung dieser Methode soll hier nicht näher eingegangen werden, da sie als ausreichend bekannt vorausgesetzt wird. Es sollen nur zwei Veröffentlichungen erwähnt werden, auf die in dieser Arbeit ein direkter Bezug genommen wird. Zum einen die Untersuchung von BUCHMAIER (11), in der eine ausführliche Behandlung von Konsolidationsvorgängen mit numerischen Methoden erfolgt. Zum anderen die Arbeit von KRINGS (43), die in erster Linie bei der Behandlung des viskoelastischen Stoffverhaltens Beachtung findet.

Die Anwendung der Methode der finiten Elemente in dieser Arbeit verfolgt unterschiedliche Ziele. Das sind die Berücksichtigung nichtlinearer Einflüsse beim Materialverhalten, die Möglichkeit, Vergleichsrechnungen für die Lösungen von Kap.3.4 durchzuführen, und die Erweiterungsmöglichkeit auf mehrdimensionale Versuche in zukünftigen Untersuchungen. Die verwendeten nichtlinearen Beziehungen sind einerseits beim Strömungsverhalten eine von der Porenzahl abhängige Durchlässigkeit (siehe Kap.2.7) und andererseits beim Stoffverhalten des Korngerüsts eine nichtlineare Beziehung für die Zähigkeit (s.a. Bild 3.7). Der Lösungsgang gliedert sich in zwei Teile. Zuerst wird entsprechend der Herleitung von BUCHMAIER (11) das Gleichungssystem für elastische Konsolidation auf der Grundlage der Gleichungen aus Kap.3.2 angegeben. Die Variablen werden dabei als inkrementelle Größen betrachtet. Die elastischen Stoffbeziehungen werden in diesem Gleichungssystem dann durch viskoelastische nach Gl.(3.2.9) entsprechend der Vorgehensweise von KRINGS (43) ersetzt. Damit entsteht ein Gleichungssystem für das Konsolidationsproblem bei allgemeinem viskoelastischem Stoffgesetz. Die Programmierung erfolgt für die in Bild 3.6 und Tab.3.1 aufgeführten Randbedingungen und ermöglicht damit die Nachrechnung der Versuche (siehe Kap.4.6). Ein Ausdruck des Programms ist in (34) beigelegt.

Die in Kap.3.2 angegebenen Grundgleichungen werden im Hinblick auf das numerische Lösungsverfahren teilweise durch andere Beziehungen ersetzt. An die Stelle der Gleichgewichtsbedingung Gl.(3.2.2) tritt das Prinzip der virtuellen Verschiebungen und an die Stelle der Kontinuitätsgleichung Gl.(3.2.6) das Prinzip der virtuellen Kräfte. Beim Prinzip der virtuellen Verschiebungen wird ein virtueller Verschiebungszustand δw_i dem tatsächlichen Verschiebungszustand überlagert und gleichzeitig die homogenen kinematischen Randbedingungen auf

dem Rand S_{w_i} erfüllt. Die Summe der äußeren und inneren Arbeiten ist gleich Null. Damit ergibt sich als Ersatz für Gl.(3.2.2) die folgende Beziehung

$$\int_V \sigma_{ij} \cdot \delta \epsilon_{ij} dV - \int_{S_{p_i}} \hat{p}_i \delta w_i dS = 0, \tag{3.5.1}$$

Das Prinzip der virtuellen Kräfte (Drücke) wird in analoger Weise hergeleitet. Dem tatsächlichen Druckzustand wird hier ein virtueller Druckzustand δu überlagert, und es werden außerdem die statischen Randbedingungen auf dem Rand S_u erfüllt. Mit der Bedingung, daß die Summen der inneren und äußeren Arbeiten gleich Null sind, erhält man als Ersatz für Gl.(3.2.6)

$$\int_V (\hat{\epsilon}_{ii} + v_{i,i}) \cdot \delta u dV + \int_{S_q} (\hat{q} + v_i n_i) \cdot \delta u dS = 0, \tag{3.5.2}$$

In diesen Prinzipien der virtuellen Arbeit werden als unbekannte Größen die Verschiebungen w_i und der Porenwasserüberdruck u verwendet. Die räumliche Diskretisierung erfolgt nun mit der Methode der finiten Elemente, auf deren Beschreibung hier nicht näher eingegangen werden muß. Diese Diskretisierung führt auf folgende Beziehungen

$$\begin{aligned} \{w\} &= [N_w] \{w\}_e && \text{mit } \{w\}_e \dots \text{Knotenversch. d. Elements} \\ \{u\} &= [N_u] \{u\}_e && \{u\}_e \dots \text{PWD in den Elementknoten} \\ &&& [N] \dots \text{Ansatzfunktion im Element.} \end{aligned}$$

Bei der Anwendung finiter Elemente auf Kontinuumsprobleme mit zwei verschiedenen Phasen - Korngerüst und Porenwasser - werden Ansatzfunktionen im Element für die unbekanntes Verschiebungen und Porenwasserdrücke erforderlich. Bei der Auswahl des Elementtyps wurde dabei auf die Erkenntnisse von BUCHMAIER (11) zurückgegriffen, der mit verschiedenen Elementtypen Untersuchungen über die numerische Stabilität bei der Anwendung auf das Oedometerproblem durchgeführt hat. Es werden viereckige Elemente für die Diskretisierung benutzt, bei denen in 8 Knoten die Verschiebungen und in 4 Knoten die Porenwasserüberdrücke als Unbekannte angesetzt werden. Die Ansatzfunktionen sind in Anhang A3.5 dargestellt. Die weiteren Beziehungen im Element, sowie für die Globalstruktur folgen für den elastischen Fall ebenfalls im Anhang A3.5. Sie führen schließlich auf das bekannte System für Konsolidationsprobleme

$$[K]\{\dot{w}\} + [C]\{u\} = \{f\} \quad (3.5.3)$$

$$[C]^T\{w\} - [H]\{u\} = -\{q\} \quad (3.5.4)$$

In diesem bisher beschriebenen Ansatz wird nun das elastische Stoffgesetz durch eine viskoelastische Beziehung vom Typ der Gl. (3.2.14) ersetzt und im weiteren ein Vorgehen nach KRINGS (43) gewählt. Aus der in Kap.3.2 hergeleiteten Gleichung (3.2.14) folgt bei Anwendung der oben beschriebenen Diskretisierung die Elementbewegungsgleichung

$$[L_1] B_D A_H \{w\}_e + [L_2] B_H A_D \{w\}_e = A_H A_D \{f\} \quad (3.5.5)$$

Wird nun mit dieser Gl.(3.5.5) wieder das gekoppelte Gleichungssystem für die Gesamtstruktur entwickelt, so ergibt sich

$$[K_0]\{w\} + [K_1]\{\dot{w}\} + [K_2]\{\ddot{w}\} + [C]\{u\} = A_D A_H \{f\} \quad (3.5.6)$$

$$[C]^T\{\dot{w}\} - [H]\{u\} = -\{q\} \quad (3.5.7)$$

Dieses Gleichungssystem beschreibt das mit viskoelastischem Stoffverhalten gekoppelte Konsolidationsproblem. Die Lösung dieser Gleichungen erfolgt durch ein in der Zeit finites Differenzenverfahren. Die Variablen w und u werden dabei durch die folgenden Beziehungen ersetzt

$$w = \theta w_1 + (1-\theta) w_0 \quad ; \quad \dot{w} = (w_1 - w_0) / \Delta t \quad ; \quad \ddot{w} = (w_1 - 2w_0 + w_{-1}) / \Delta t^2$$

$$u = \theta u_1 + (1-\theta) u_0$$

Die Interpolation im Zeitschritt erfolgt mit θ -Werten von 0 bis 0.5. Bei Werten größer als 0.5 ist keine Konvergenz vorhanden. Zur Erlangung einer verbesserten numerischen Stabilität wird der θ -Wert mit der folgenden Beziehung von SANDHU (62) an die jeweilige Zeitschrittgröße angepaßt.

$$\theta = 1 + \frac{t_n}{\Delta t} - \frac{1}{\ln(1 + \Delta t / t_n)} \quad (3.5.8)$$

Das gesamte Gleichungssystem ergibt sich bei Beachtung der Zeititeration damit zu

$$\left\{ [K_0] \theta + \frac{[K_1]}{\Delta t} + \frac{[K_2]}{\Delta t^2} \right\} \{w_1\} + [C] \theta \{u_1\} = \left\{ [K_0] (\theta - 1) + \frac{[K_1]}{\Delta t} + \frac{2[K_2]}{\Delta t^2} \right\} \{w_0\} - - [K_2] \frac{\{w_{-1}\}}{\Delta t^2} + [C] (\theta - 1) \{u_0\} + A_D A_H \{f\} \quad (3.5.9)$$

$$[C]^T \theta \{w_1\} - [H] \Delta t \theta^2 \{u_1\} = [C] \theta \{w_0\} - [H] \Delta t \theta (\theta - 1) \{u_0\} \quad (3.5.10)$$

Dieses Gleichungssystem wird für den Fall des ebenen Verzerrungszustandes programmiert und die Oedometerprobe mit 6-10 Elementen diskretisiert. In der Arbeit von BUCHMAIER (11) wird ausführlich auf die Einflüsse der räumlichen Diskretisierung und der Wahl der Zeitdifferenzen eingegangen. Für den Fall einer kontinuierlichen Beanspruchung hat sich die Diskretisierung mit konstanten Elementgrößen über die Höhe als vorteilhaft erwiesen, da die Spannungsgradienten in der Probe nicht so groß sind, wie bei Aufbringen einer plötzlichen Belastung. In Bild 3.10 ist der Einfluß unterschiedlicher Zeitinterpolationen dargestellt.

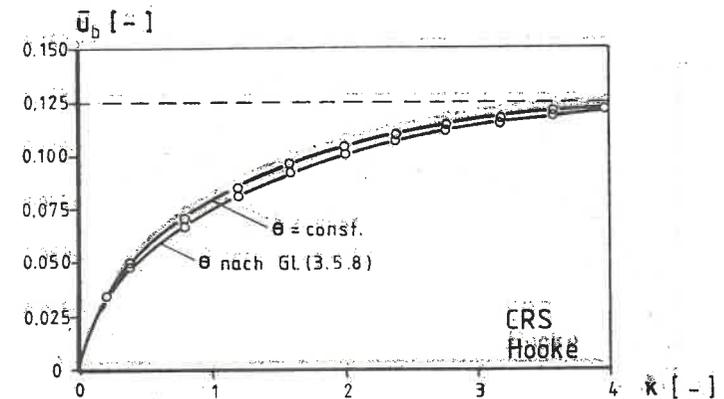


Bild 3.10: Vergleich von FE-Berechnungen bei unterschiedlichen Zeitinterpolationen (κ - Normierte Zeit)

3.6 Vergleichsbetrachtungen zu den einzelnen Lösungsverfahren

Die in Kap.3.4 und 3.5 angewandten Lösungsmethoden sind ganz oder teilweise numerische Verfahren. Zur Beurteilung der Anwendungsfähigkeit dieser Verfahren sind deshalb Vergleichsuntersuchungen mit geschlossenen Lösungen nützlich. Für den elastischen Sonderfall stehen derartige geschlossene Lösungen auf der Grundlage der D-Funktionen von TÖLKE (74) für nahezu alle experimentell vorgegebenen Randbedingungen zur Verfügung. Sie sind im Anhang A3.6 angegeben. Neben dem Vergleich mit numerischen Verfahren sollen die Lösungen aus A3.6 auch dazu dienen, das theoretisch ermittelte zeitliche Verhalten der einzelnen Versuchsarten am Beispiel des elastischen Sonderfalls miteinander zu vergleichen.

Der Vergleich der numerischen Verfahren erfolgt exemplarisch am theoretischen PWD-Verhalten des CRS-Versuchs, in Bild 3.11 mit elastischem Stoffgesetz und in Bild 3.12 mit dem viskoelastischen Stoffgesetz des Kelvin-Modells. Wie in Kap.3.4 und 3.5 bei den einzelnen Verfahren erwähnt, so zeigt sich auch in diesen Beispielen die bessere Beschreibung im Anfangsbereich durch Laplace-Transformation mit numerischer Inversion und im Endbereich durch die Finite Element-Methode. Der stationäre PWD-Wert bei diesem Versuchstyp wird durch die Lösung mit finiten Elementen exakt erreicht, während bei der Laplace-Transformation doch deutliche Abweichungen zu erkennen sind.

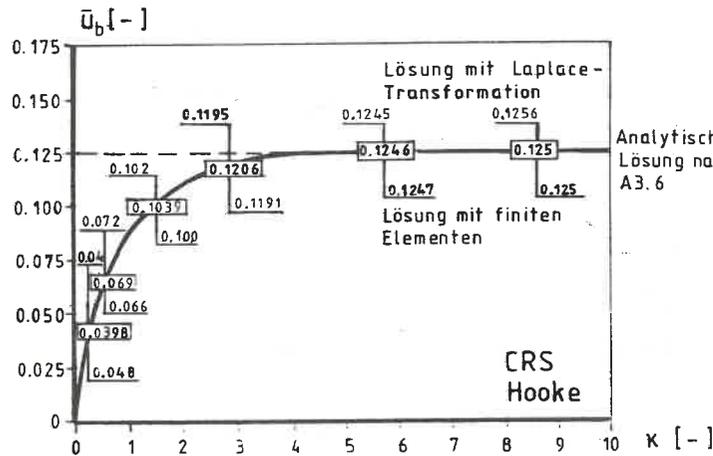


Bild 3.11: Vergleich der einzelnen Lösungsverfahren am Beispiel des CRS-Versuchs mit elastischem Stoffverhalten

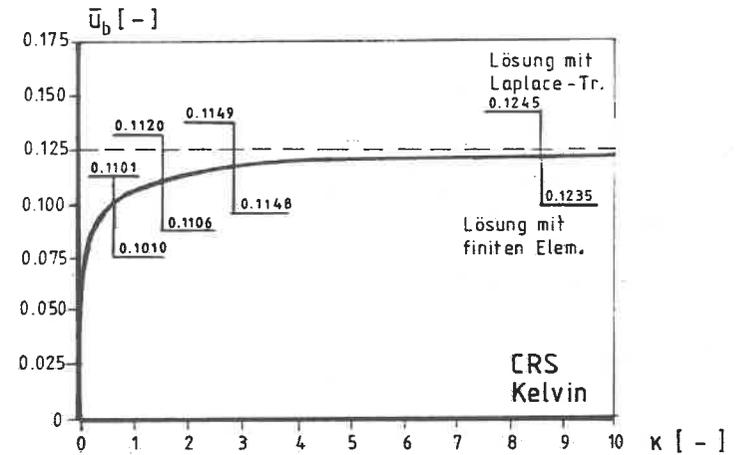


Bild 3.12: Vergleich der einzelnen Lösungsverfahren am Beispiel des CRS-Versuchs mit dem Stoffverhalten des Kelvin-Modells

Beim Vergleich der Lösungen der einzelnen Versuchsarten gibt es zwei wichtige Kriterien. Das eine ist die Beurteilung nach den sich ergebenden Dehnungsgeschwindigkeiten (Bild 3.13), das andere die Orientierung an dem Verhalten der bezogenen PWD-Spannungen (Bild 3.14). Der schnellste Abbau des PWD erfolgt unter konstanter Spannung, und damit korrespondierend hat dieser Versuch auch die höchsten Dehnungsgeschwindigkeiten im Anfangsbereich. Der CG-Versuch hat eine gleichmäßige Änderung des PWD, und der CL-Versuch hat aufgrund seiner Konzeption sogar ein konstantes u_b/p -Verhältnis. Diese beiden Versuchsarten sind deshalb, betrachtet man das PWD-Verhalten, zu empfehlen. Sie zeigen jedoch beim Dehnungsverhalten erhebliche Sofortsetzungen. Zusammenfassend kann man sagen, daß von der theoretischen Begründung her die CRL-, CRS- und VRS-Versuche für die Anwendung auf praktische Probleme und in Hinsicht auf einen gleichmäßigen Versuchsablauf bei allen Meßgrößen zu empfehlen sind.

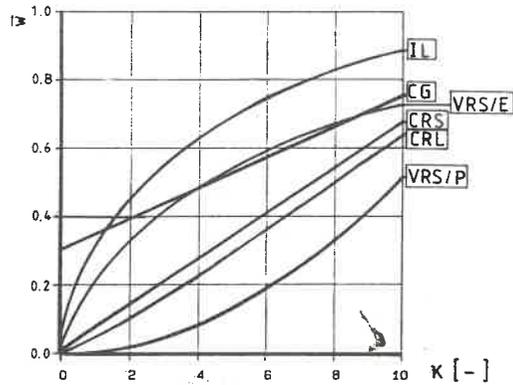


Bild 3.13: Theoretisches Dehnungsverhalten der einzelnen Versuchsarten

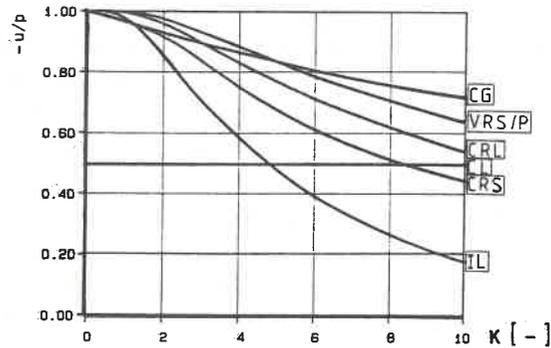


Bild 3.14: Verhalten des bezogenen PWD bei den einzelnen Versuchsarten

4. AUSWERTUNG DER VERSUCHE

4.1 Allgemeine Einführung

Die in Kap. 2 beschriebenen experimentellen Untersuchungen sollen nun unter Beachtung der in Kap. 3 hergeleiteten theoretischen Überlegungen und Lösungen beurteilt, ausgewertet und in der Auswertung verglichen werden. Der Oedometerversuch ist durch die einfache Konzipierung in seiner Aussagefähigkeit, verglichen mit Triaxial-, Biaxial- und "true-triaxial"- Versuchen, bei der Untersuchung von Spannungs- und Verformungseigenschaften eingeschränkt. Er dient jedoch als Grundlage für die Parameterermittlung zur Setzungsberechnung und zur Abschätzung des zeitlichen Setzungsverhaltens. Die für die Praxis wichtigen Beanspruchungsarten können direkt im Versuchsverlauf simuliert werden. Das bedeutet, es ist eine direkte Übertragung der Laborergebnisse auf praktische Probleme möglich. Die Problemanalyse führt deshalb durch eine Verbindung von der Problemstellung über die Rechenmodelle, Parameterermittlung und Lösungsverfahren bis zur Vorhersage eines bestimmten Verhaltens. Bild 4.1 gibt eine systematische Darstellung der prinzipiellen Schritte einer Problemanalyse.

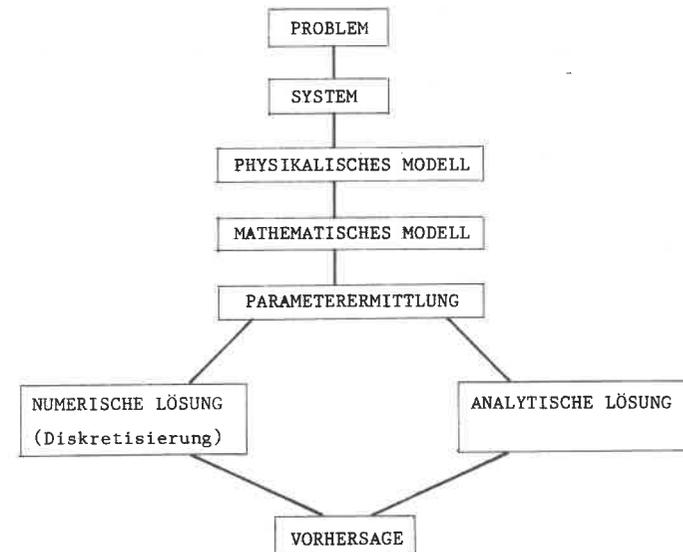


Bild 4.1: Prinzipielle Schritte einer Problemanalyse

Der prinzipielle Unterschied in diesem Systembild zwischen numerischer und analytischer Lösung besteht nicht nur im Berechnungsverfahren direkt, sondern indirekt auch in der Art und Weise, wie Parameter bestimmt werden können. Die analytische Lösung bietet die Möglichkeit, durch direkte Bestimmung der Parameter und anschließendes Einsetzen in die geschlossene Formel das Verhalten vorherzusagen. Bei der numerischen Lösung ist eine Parametervariation erforderlich mit der die Berechnungen an die Versuchswerte angepasst werden. Für jeden Parameter wird also eine Berechnung notwendig. Diese Methode wird auch als "curve-fitting" bezeichnet. Die Rechenergebnisse werden so gesteuert, bis sie mit den Versuchsergebnissen näherungsweise übereinstimmen, und die so gewonnenen Werte sind dann die für die Vorhersage des Verhaltens gültigen Parameter.

Die Auswertung mit geschlossenen Lösungen auf linear-elastischer Grundlage erfolgt in den Kap. 4.2 - 4.4. Unter Bezug auf die im Abschnitt 3 hergeleitete viskoelastische Theorie werden die Versuche in Kap. 4.5 und 4.6 mit numerischen Methoden nachgerechnet. Die Grundlage jeder direkten Parameterermittlung ist ein Vergleich von theoretischen mit gemessenen Kurven. Dabei werden das Verhalten im Anfangs- und Endbereich, eventuell vorhandene Grenzwerte der Kurven und besonders ausgeprägte Kurvenbereiche zur Bestimmung der Parameter benutzt. Nützliche Hilfsmittel sind auch Diagramme, deren Achsen unterschiedliche Maßstäbe - vor allem in der Kombination linear/logarithmisch - aufweisen. In derartigen Diagrammen kann ein bestimmtes Verhalten besonders ausgeprägt sein und damit die Parameterermittlung erleichtern.

Bei der Auswertung von Oedometerversuchen mit monotoner Beanspruchung ist die Grundvoraussetzung für eine Parameterbestimmung die exakte Ermittlung der effektiven Spannungen, die zu einem bestimmten Zeitpunkt in der Oedometerprobe vorhanden sind. Die Aufstellung effektiver Spannung-Dehnungsbeziehungen ermöglicht dann auch eine Aussage über die Belastungsgeschichte. Der hauptsächlichste Grund für diese Diagramme ist jedoch die Ermittlung von Steifemodulwerten für bestimmte praxisrelevante Spannungsbereiche. Neben den Steifemodulwerten können aus Oedometerversuchen auch weitere Parameter für die Kennzeichnung des zeitlichen Verformungsverhaltens bindiger Böden bestimmt werden. Dies sind der Konsolidierungsbeiwert c_v , der Durchlässigkeitsbeiwert k und Parameter von rheologischen Modellen. Mit der Parameterbestimmung aus ML-Versuchen sollen die Eignungs- und Anwendungsfähigkeit dieser Versuche durch Vergleich mit IL-Versuchen und die Bestimmung eines besonders geeigneten Versuchstyps vorgenommen werden. Zusätzlich werden dann mit Hilfe der ermittelten Stoffparameter die Versuche nachgerechnet und die nicht direkt zu ermittelnden Parameter durch Variation an die Versuchsergebnisse angepasst.

4.2 Ermittlung der effektiven Spannungen in den Versuchen mit monoton zunehmender Beanspruchung

Die Versuchsergebnisse - in diesem Fall die Meßgrößen p , u und w - dienen als Grundlage der Versuchsauswertung. Die Bestimmung von Steifemodul und Konsolidierungsbeiwert benötigt jedoch zusätzlich die Ermittlung der effektiven Spannung in der Probe. Im Gegensatz zu IL-Versuchen kann in ML-Versuchen nicht direkt aus den Meßgrößen auf diese effektive Spannung geschlossen werden. Die unterschiedliche Verteilung der effektiven Spannungen über die Probenhöhe bei einseitig drainierten Oedometerversuchen zeigt Bild 4.2. Diese Verteilungskurven sind mit den Lösungen aus A3.6 ermittelt worden. Zur Verdeutlichung der veränderlichen Verteilung sind zwei Zeitpunkte besonders hervorgehoben.

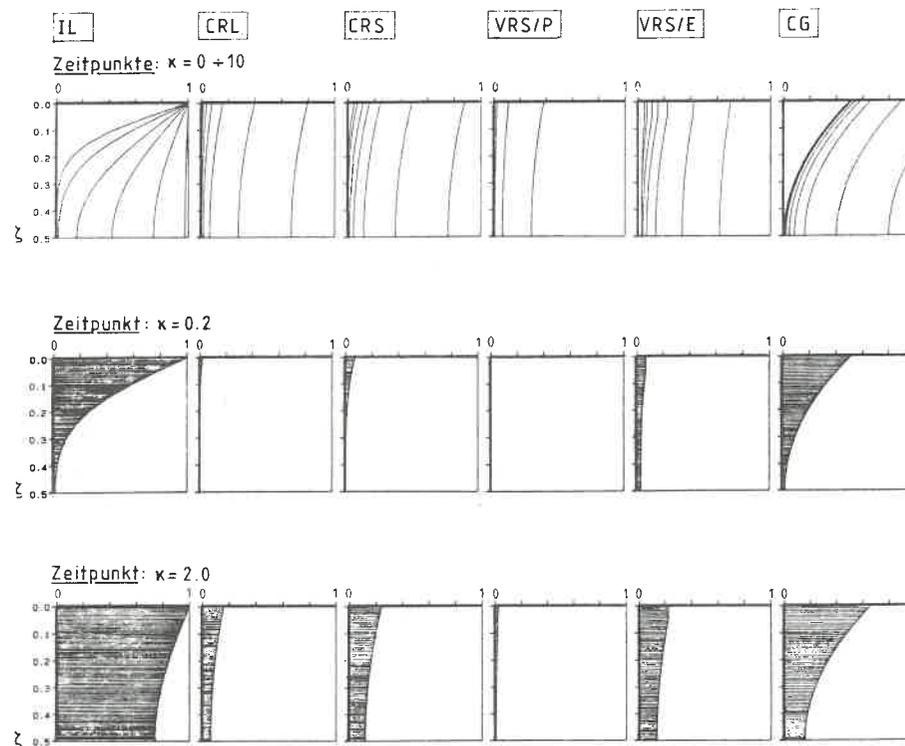
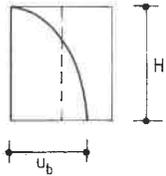


Bild 4.2: Verteilung der effektiven Spannungen über die Probenhöhe in ML-Versuchen bei linear-elastischer Annahme

Besonders einfach ist die Ermittlung der effektiven Spannungen beim CG-Test. Durch den konstanten PWD-Wert an der Basis der Probe bleibt die PWD-Verteilung nach einer kurzen instationären Anfangsphase während des gesamten Versuchsablaufs unverändert. Die mittlere effektive Spannung in der Probe ergibt sich zu



$$\sigma' = \sigma - \frac{2}{3} u_b \quad (4.2.1)$$

In den bisherigen Veröffentlichungen über ML-Versuche wird diese ursprünglich für den CG-Versuch aufgestellte und infolge der nur hier vorliegenden konstanten Parabelverteilung über die Höhe auch nur hier gültige Beziehung für andere ML-Versuchsarten zur Bestimmung der effektiven Spannungen verwendet. Bei CRS- und CRL-Versuchen ist die Übereinstimmung jedoch nur für die Spannungsbereiche gegeben, die im zeitlichen Ablauf in der Phase des stationären PWD liegen. Das Auftreten eines derartigen stationären PWD ist aber beim CRL-Versuch nicht und beim CRS-Versuch nur in der Tendenz vorhanden. Es ist deshalb ein prinzipieller Unterschied, ob ein Versuch so gesteuert wird, daß dieser konstante PWD-Wert an der Basis vorhanden ist oder ob der PWD-Wert als Reaktionsgröße auf eine andere vorgegebene Größe dieses Verhalten aufweisen muß.

Da der CRS-Versuch der für die Anwendung am besten geeignete und auch am häufigsten angewendete ML-Versuch ist, muß für die Ermittlung der effektiven Spannungen eine praxisrelevante Ersatzmöglichkeit zu der pauschalen Lösung nach Gl.(4.2.1) geschaffen werden. Die Grundlage hierfür ist die theoretische Lösung auf linear-elastischer Basis nach A3.6. Der Verlauf des maximalen PWD an der Basis beim CRS-Versuch ist in Bild 4.3 in Abhängigkeit von der normierten Zeit dargestellt.

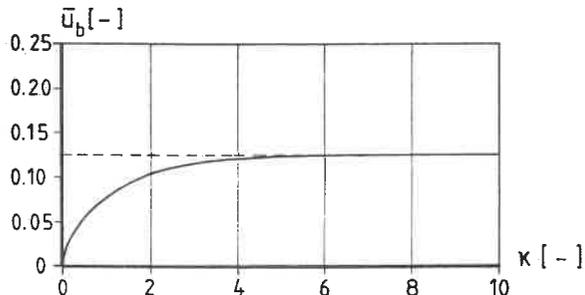


Bild 4.3: PWD-Verteilung beim CRS-Versuch

Für jeden Zeitpunkt läßt sich der mittlere PWD-Wert nach der allgemeinen Beziehung $u = \mu \cdot u_b$ ermitteln. Zur Ermittlung von μ benötigt man näherungsweise den Bereich der totalen Spannungen, für den die Auswertung des Versuchs gewünscht wird. Mit dem Diagramm in Bild 4.4 können dann der Beiwert μ und über die u_b -Werte die mittleren effektiven Spannungen bestimmt werden.

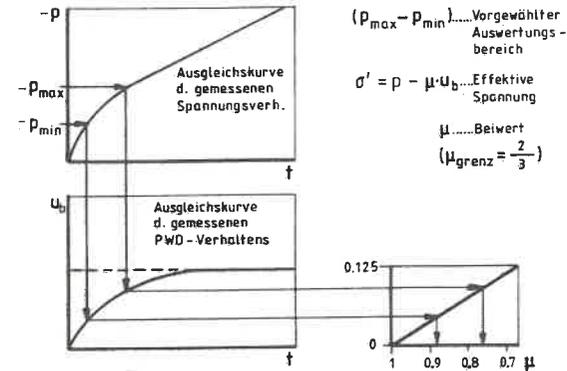


Bild 4.4: Diagramm zur Ermittlung des Beiwertes μ

Bei Beachtung dieser für die Ermittlung der effektiven Spannungen in ML-Versuchen wichtigen Punkte können effektive Spannungs-Dehnungs-Diagramme erstellt werden. Diese Diagramme sind auszugsweise für die durchgeführten Versuche in Anhang A4.2 beigefügt. In Bild 4.5 ist ein Vergleich der σ' - ϵ -Linien für die untersuchten Bodenarten durchgeführt. Die Abstufung der unterschiedlichen Steifigkeiten läßt sich gut erkennen.

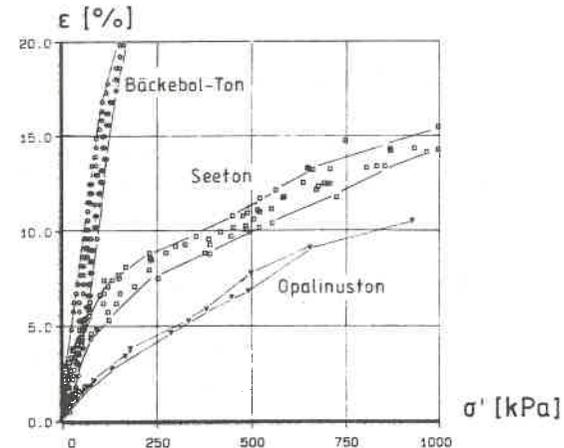
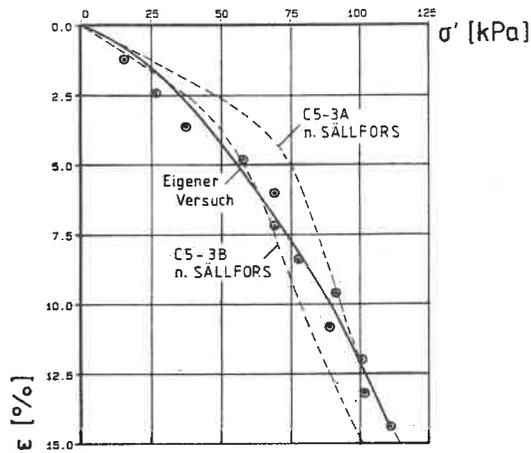


Bild 4.5: Vergleich der einzelnen Bodenarten

Die CRS-Versuche mit Bäckebol-Ton sind als Kontrollversuche gedacht, um mit der Arbeit von SÄLLFORS (61) Vergleichsmöglichkeiten bei der Einschätzung der eigenen Versuche zu bekommen. Als Vergleichsversuche eignen sich die Versuche C5-3A und C5-3B, bei denen die Entnahmetiefe, die Kennwerte und die Vorschubgeschwindigkeit übereinstimmen. In Bild 4.6 ist dieser Vergleich dargestellt. Die in dieser Arbeit ermittelte Versuchskurve liegt im Bereich der von SÄLLFORS erhaltenen Kurven. Unterschiedlich ist jedoch der Verlauf der Kurven und die Krümmung in einem bestimmten Bereich. Dies ist ein Hinweis auf die Auswirkung der von SÄLLFORS aufgetragenen Vorbelastung in dem Versuchsfeld. Diese Krümmung der σ' - ϵ -Linien wird von vielen Autoren als Merkmal einer früher vorhandenen größeren Spannung gedeutet (siehe Kap.4.4).



C5-3A und C5-3B sind Versuchsbezeichnungen von SÄLLFORS

Bild 4.6: Vergleich mit den Versuchen von SÄLLFORS an Bäckebol-Ton

Wie vorher schon erwähnt, sind in A4.2 die effektiven Spannungs-Dehnungs-Beziehungen dargestellt. Die Beurteilung der einzelnen Einflüsse - Versuchsart, Probenhöhe, Koeffizient der Versuchsfunktion - soll deshalb mit Hinweis auf die dortigen Diagramme erfolgen. Auffällig ist der große Einfluß unterschiedlicher Koeffizienten bei den CG- und CL-Versuchen, bei denen durch den schnellen Versuchsablauf hohe PWD-Werte entstehen. Dieser Einflußfaktor liegt bei den anderen Versuchsarten dagegen in einem für die bodenmechanische Laborpraxis vertretbaren Rahmen. Der Einfluß größerer Probenhöhen ist in Bild A4.6 bei Vergleich mit den Bildern A4.4 und A4.5 deutlich zu erkennen. Dies kann durch eine eventuell vorhandene höhere Wandreibung - trotz der ihr entgegenwirkenden Maßnahmen bei der Versuchsdurchführung - verursacht sein.

Die Eignung einzelner Versuchsarten wird durch Vergleiche mit den Ergebnissen aus IL-Versuchen (siehe Bild A2.1) beurteilt. Die CG- und CL-Versuche sind durch ihre große Streuung bei unterschiedlichen Koeffizienten für eine sichere Anwendung nicht geeignet. In Bild 4.7 wird der CRL-Versuch, in Bild 4.8 der CRS-Versuch und in Bild 4.9 der VRS-Versuch dem IL-Versuch gegenübergestellt. Die beste Übereinstimmung bei erträglicher Streubreite der Meßergebnisse zeigt der CRS-Versuch mit der kleinsten Geschwindigkeit bei der Probenhöhe $H=14$ mm.

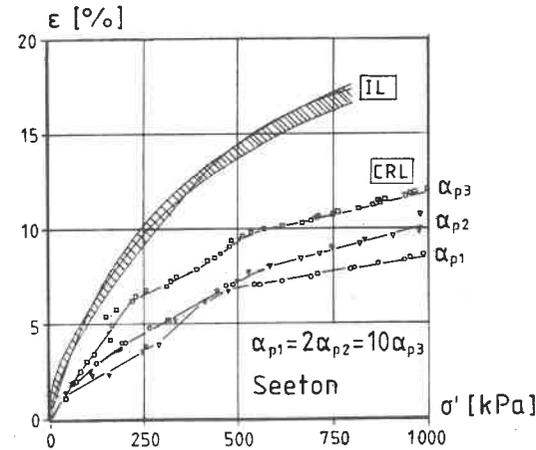


Bild 4.7: Vergleich CRL-Versuch mit IL-Versuch

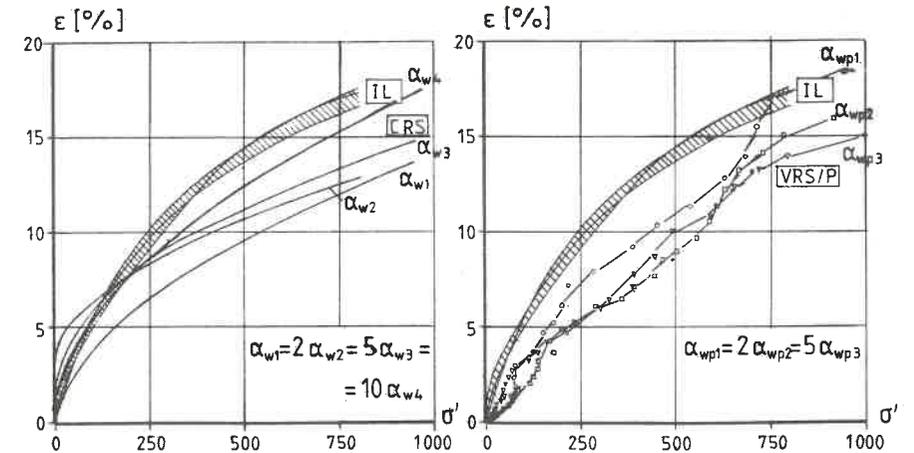


Bild 4.8: Vergleich CRS-Versuch mit IL-Versuch

Bild 4.9: Vergleich VRS-Versuch mit IL-Versuch

4.3 Bestimmung von Stoffparametern

Das hauptsächliche Ziel der Durchführung von Oedometerversuchen ist die Ermittlung des Steifemoduls E_s und des Konsolidierungsbeiwertes c_v , wenn diese Parameterbestimmung für praktische Berechnungen dienen soll. Mit dem Oedometerversuch können jedoch auch Parameter für rheologische Modelle bestimmt werden (siehe GUSSMANN (31)), wenn unterschiedlich drainierte Versuche durchgeführt werden. In dieser Arbeit dient die Ermittlung der Standardparameter vor allem der Einschätzung der neuen Versuchsarten des Oedometerversuchs. Der Steifemodul und der Konsolidierungsbeiwert werden in Abhängigkeit von den effektiven Spannungen für die einzelnen Versuchstypen in Diagrammen in A3.4 dargestellt. Als Beispiel soll hier in Bild 4.10/4.11 der Verlauf dieser beiden Parameter bei einem CRS-Versuch mit Seeton gezeigt werden. Charakteristisch ist der Verlauf mit der Abnahme im Anfangsbereich auf einen Minimalwert, der mit der Vorbelastungsspannung in Verbindung gebracht wird, und einer langsamen Zunahme bei zunehmenden effektiven Spannungen. Der Steifemodul und der Konsolidierungsbeiwert werden dabei nach den folgenden Gleichungen bestimmt:

$$E_s = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta \epsilon} \quad (4.3.1)$$

$$c_v = \frac{k E_s}{\gamma_w} \quad \text{mit } k=k(e). \quad (4.3.2)$$

Dieses Verhalten ist bei den einzelnen Versuchsarten unterschiedlich ausgeprägt und bei den Versuchen mit vorgegebenen Verschiebungsfunktionen am deutlichsten zu erkennen. Deshalb werden diese Versuche auch für Untersuchungen der Vorbelastungsspannung bevorzugt eingesetzt.

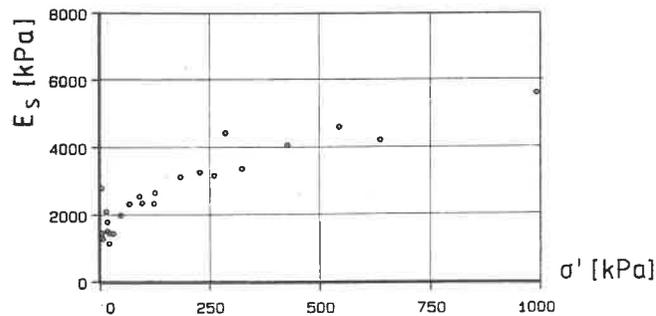


Bild 4.10: Verlauf des Steifemoduls in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

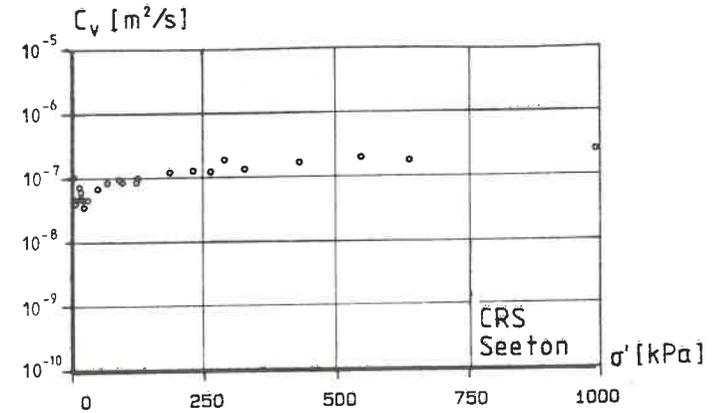


Bild 4.11: Konsolidierungsbeiwert in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

Aus Vergleichen von Kurvenverläufen lassen sich jedoch nur schlecht quantifizierbare Werte gewinnen. Zum Vergleich der einzelnen ML-Oedometerarten werden deshalb Steifemodulwerte aus dem Anfangs- und Endbereich, sowie aus einem für tonige Böden praxisgeeigneten Spannungsbereich von 100-200 kPa ermittelt. In Bild 4.12 wird die Parameterermittlung verdeutlicht. Die Vergleichswerte sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt.

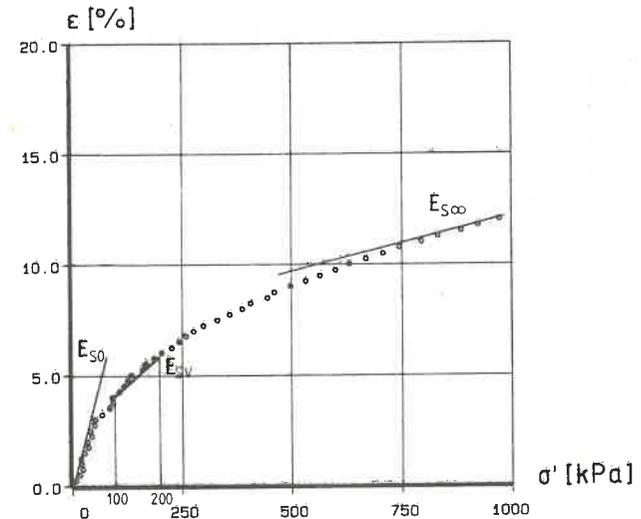


Bild 4.12: Ermittlung von Vergleichswerten für den Steifemodul

	IL		CRL	CG	CL	CRS		VRS/P		VRS/E		VRS/S
	S,g	O,u				S,g	O,u	S,g	O,u	S,g	O,u	
E _{S0}	1444	6944	1778	3592	2640	2425	3863	4167	7571	2802	12128	1667
E _{SV}	3546	9479	4897	3814	3172	3220	5078	4700	9719	7793	12524	9197
E _{S∞}	9120	18750	8337	5960	10515	10222	5671	12517	22372	9029	13086	16364

Tabelle 4.1: Vergleich der Steifemodulwerte aus ML- und IL-Versuchen

Die Übereinstimmung der Steifemodul-Werte aus ML- und IL-Versuchen kann folgendermaßen beurteilt werden: CRL-Versuch gut, wenn auch mit unterschiedlicher Tendenz der Abweichungen; CG-Versuch sehr schlecht; CL-Versuch ungefähr vergleichbar dem CRL-Versuch; CRS-Versuch bei Seeton gut und bei Opalinuston sehr schlecht; VRS/P-Versuch bei Seeton durchschnittlich und bei Opalinuston sehr gut; VRS/E-Versuch bei Seeton unterschiedlich und bei Opalinuston schlecht; VRS/S-Versuch große Abweichungen bei zunehmenden Spannungen. Aus dieser stichwortartigen Beurteilung kann aufgrund der Übereinstimmung der Steifemodulwerte mit den Ergebnissen von Standardversuchen für die Anwendung von ML-Versuchen folgende Empfehlung gegeben werden: bei Seeton, stellvertretend für erstbelastete bindige Böden der CRS-Versuch; bei Opalinuston, stellvertretend für vorbelastete bindige Böden der VRS/P-Versuch. Die schlechten Ergebnisse des CRS-Versuchs bei Opalinuston sind eigentlich überraschend. Da der VRS/P-Versuch bei diesem Boden die besten Ergebnisse liefert, kann hieraus geschlossen werden, daß dessen zeitliche Vorschubfunktion den Eigenschaften vorbelasteter Böden am besten entspricht, da die Beschleunigung des Dehnungsverlaufes erst nach Überschreiten der vermuteten Vorbelastungsspannung an Einfluß gewinnt.

Die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts aus dem zeitlichen Dehnungsverhalten im Oedometerversuch ist neben der direkten k-Wert-Ermittlung im Durchlässigkeitsversuch eine häufig angewendete Methode. Aus den Ergebnissen von ML-Versuchen mit stationärem PWD-Endwert läßt sich der k-Wert nach WISSA (79) und GUSSMANN (32) aus der linear elastischen Lösung mit der folgenden Formel bestimmen

$$k = \frac{v H \gamma_w}{2 u_b^*} \quad (4.3.3)$$

In Gl.(4.3.3) stellt der stationäre PWD-Wert u_b^* die entscheidende Meßgröße dar.

Vergleicht man die nach dieser Beziehung ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte mit den in Kap.2.7 ermittelten Werten, so zeigen sich große Differenzen. Im Anhang A4.3 sind die Vergleichsdiagramme für die einzelnen Versuchsarten beigefügt. Als Beispiel für die Diskrepanzen bei den unterschiedlich bestimmten k-Werten ist in Bild 4.13 das Verhalten beim CRS-Versuch dargestellt. Diese Abweichungen bei den k-Werten kommen auch in den Kap.4.5 und 4.6 zum Ausdruck. Je größer die Diskrepanz ist, um so mehr weicht das Stoffverhalten vom linearen Fall ab und um so wichtiger erscheint die Notwendigkeit der Erweiterung auf nichtlineare Beziehungen. Bei der Nachrechnung der ML-Versuche läßt sich die theoretische PWD-Entwicklung den Versuchsergebnissen nur dadurch anpassen, daß die k-Werte erheblich verändert werden.

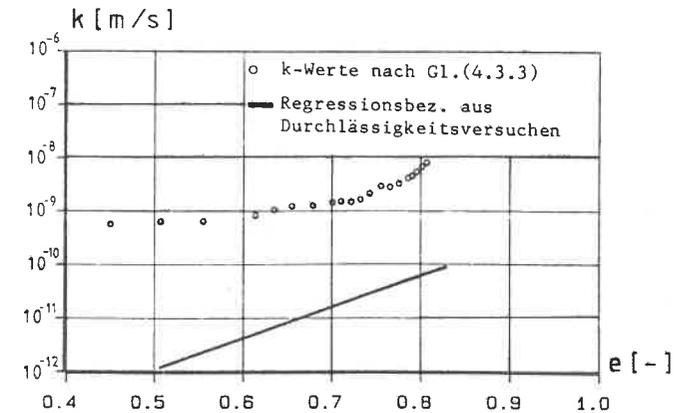


Bild 4.13: Verlauf der k-Werte in Abhängigkeit von der Porenzahl

4.4 Überlegungen zur Belastungsgeschichte

Bei einigen bindigen Böden kann durch geologische Vorgänge und Verwitterung eine besonders ausgeprägte Belastungsgeschichte entstehen. Die Parameter, die Charakteristiken dieser Geschichte aufzeigen, sind die Vorbelastungsspannung p_v und das Überverdichtungsverhältnis OCR. Im Oedometerversuch kann diese Belastungsgeschichte bei Anwendung der IL-Versuchsart und einer Vielzahl empirischer Verfahren nur sehr unsicher nachvollzogen werden (siehe Bild 2.1). Eine verbesserte Bestimmung der Vorbelastungsspannung war deshalb das Hauptziel der ersten ML-Oedometerversuche. Das einzig mögliche Kriterium, um aus den effektiven Spannungs-Dehnungsverläufen den Wert p_v zu ermitteln, sind aber auch hier nur geometrische Änderungen in den Verläufen. Zusätzlich werden Diagramme mit dem PWD-Verhalten und mit der Beziehung zwischen den effektiven Spannungen und dem Steifemodul bzw. Konsolidierungsbeiwert herangezogen.

Die Nachvollziehung der Belastungsgeschichte eines bindigen Bodens wird von vielen Autoren als wichtiges Anwendungsgebiet des Oedometerversuchs angesehen. Zweifellos haben geologische Vorgänge eine Auswirkung auf das zeitliche Spannungs-Verformungsverhalten bindiger Böden. Dies kann jedoch auch von anderen Vorgängen gesagt werden. Nach einer neueren Untersuchung von RAABE (56) wird durch Alterungskriechen, Quellvorgänge, Entspannungserscheinungen, diagenetische Verfestigungen, Kontaktausbildungen und Neubildungen ein ähnliches Verhalten wie durch geologische Vorgänge hervorgerufen. Diese Arbeit kommt auch zu dem Ergebnis, daß Untersuchungen der Belastungsgeschichte nur an ungestörten Proben sinnvoll sind, da durch die Aufbereitung und Resedimentierung gestörten Materials das Risiko für Fehleinschätzungen zu groß ist. Wichtiger als die quantitative Aussage der Vorbelastungsspannung erscheint mir eine qualitative Interpretation des Verhaltens zu sein, obwohl es auch hier nicht möglich ist, bestimmten Erscheinungen im Verhalten der Bodenprobe direkt entsprechende Ursachen zuzuordnen.

Kritisch betrachtet werden muß auf jeden Fall die Neigung den Einfluß der geologischen Vorgeschichte auf die Ermittlung eines "Punktes" - die Vorbelastung - zu beschränken. In letzter Zeit sind einige Autoren auch dazu übergegangen, nicht einen einzelnen Punkt zu ermitteln, sondern einen Bereich, in dem sich das Verhalten der Bodenprobe ändert, anzugeben. Der hauptsächliche Ansatzpunkt für eine Kritik ist jedoch, daß dieser Wert bzw. Wertebereich nur aus geometrischen Änderungen bestimmter Kurven in speziellen Maßstäben gewonnen wird. An der Art der Auswertung ändert die Angabe eines Bereiches statt eines Punktes hier nichts.

Die am häufigsten verwendete Methode zur Bestimmung der Vorbelastungsspannung verwendet die Auftragung der $\sigma'-\epsilon$ -Linien im halblogarithmischen Maßstab. Als Beispiel für die eigenen Versuche sind in Bild 4.14 zwei Diagramme mit Ergebnissen aus CRS-Versuchen an ungestörten Opalinustonproben dargestellt. Für den Opalinuston wurde in Kap.2.2.2 mit den in der Literatur üblichen Verfahren eine geologische Vorbelastung von 220 kPa ermittelt. Dieser Wert ergibt sich näherungsweise auch aus den Diagrammen in Bild 4.14 bei unterschiedlichen Vorschubgeschwindigkeiten. Die Ergebnisse von IL- und ML-Versuchen liefern für dieses Anwendungsgebiet damit eine gute Übereinstimmung.

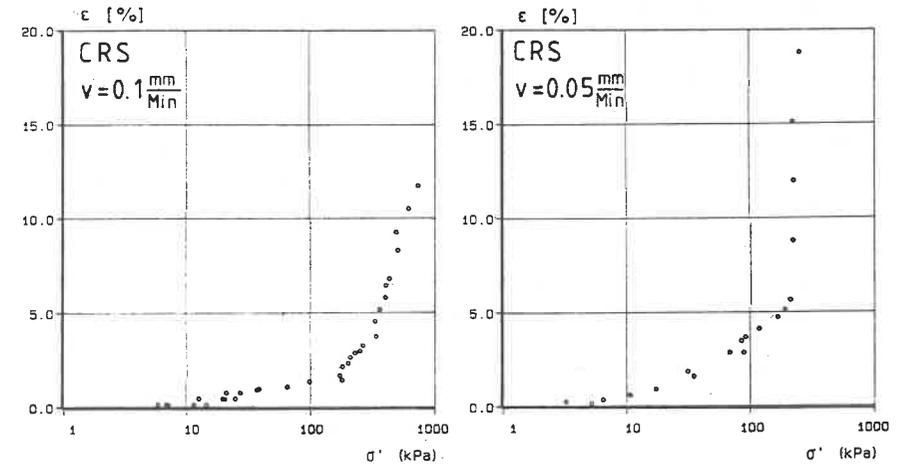


Bild 4.14: Diagramme mit σ' - ϵ -Linien für ungestörte Opalinustonproben

Neben der Möglichkeit, diesen als Vorbelastungsspannung interpretierten Wert aus den σ' - ϵ -Linien zu ermitteln, gibt es verschiedene andere Auswertungsmethoden. Die Auftragung von Parametern in linearem, halblogarithmischem oder doppeltlogarithmischem Maßstab soll dieselbe Information liefern. In Kap.4.3 sind in den Bildern 4.10 und 4.11 geometrische Änderungen in den Kurvenverläufen zu erkennen, die von einigen Autoren als Punkt der Vorbelastung angesehen werden. Wie vorhin schon erwähnt, ist jedoch die Zuordnung der Änderung von Kurvenverläufen zu einer früher vorhandenen Vorbelastung fragwürdig. Die Änderungen in den Kurven haben ihre Ursachen in Vorgängen der mikroskopischen Bodenstruktur. Die wissenschaftlichen Untersuchungen auf diesem Gebiet sind jedoch noch nicht so weit fortgeschritten, um dem Verhalten der Proben auf der makroskopischen Ebene Vorgänge im Mikrogefüge zuordnen zu können.

4.5 Nachrechnung von Versuchen mit einem numerischen Inversionsverfahren zur Laplace-Transformation

Die Nachrechnung der Versuche auf der Grundlage der Konsolidationstheorie mit linear viskoelastischem Korngerüst soll zeigen, ob diese bei der Beschreibung des Verhaltens unter konstanter Spannung schon länger angewandte Betrachtungsweise auch für das Verhalten unter monoton zunehmender Beanspruchung eine Verbesserung bringt. Die Qualität eines bestimmten Stoffgesetzes wird nicht zuletzt auch durch eine zutreffende Verhaltensbeschreibung bei verschiedenen Randbedingungen bestimmt. Als Grundlage der Nachrechnung der Versuche muß zuerst eine Beurteilung der Auswirkungen viskoelastischer Stoffgesetze auf die Lösungskurven bei monoton zunehmender Beanspruchung erfolgen.

Diese Auswirkungen sind sehr unterschiedlich. Sind die gesuchten Größen Verschiebungen oder Porenwasserüberdrücke, so äußert sich die Viskoelastizität in einer Verzögerung des zeitlichen Verhaltens, meistens unter Beibehaltung des Endwertes, also konvergentem Verhalten. Ist die gesuchte Größe dagegen die totale Spannung, so ergibt sich ein divergentes Verhalten im zeitlichen Verlauf. In den Bildern 4.15 bis 4.18 sind die qualitativen Auswirkungen viskoelastischen Stoffverhaltens am Beispiel des Kelvin-Modells auf die Lösungskurven der wichtigsten ML-Versuche dargestellt.

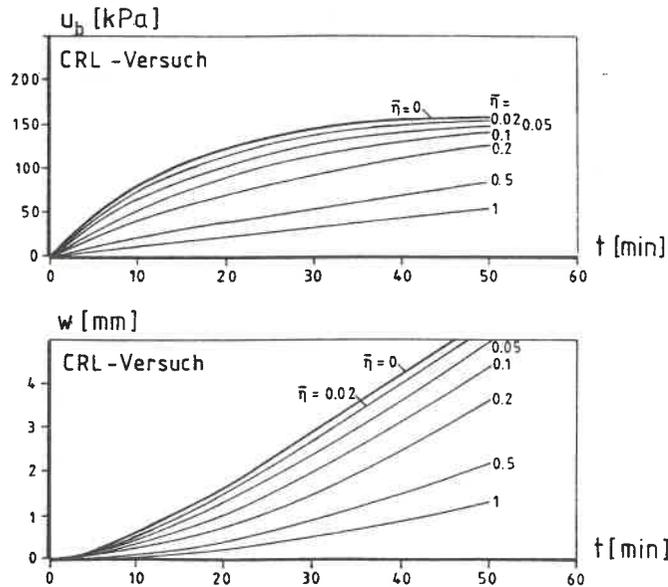


Bild 4.15: Einfluß der Viskoelastizität auf die Lösung des CRL-Versuchs

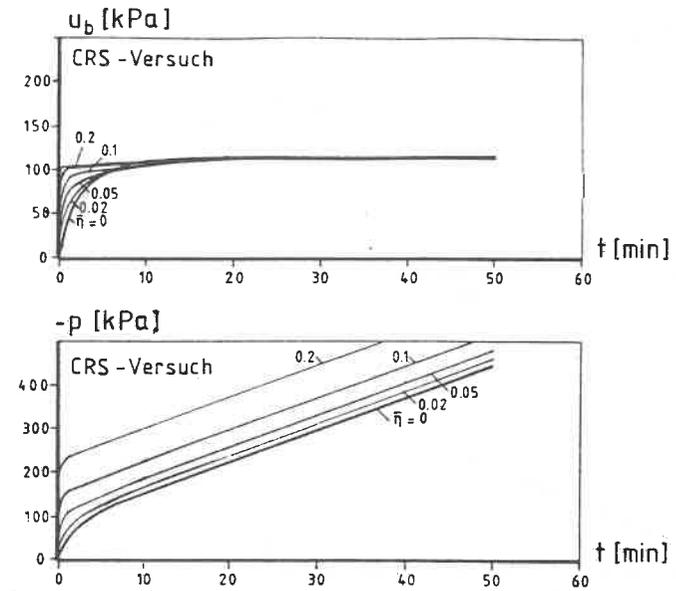


Bild 4.16: Einfluß der Viskoelastizität auf die Lösung des CRS-Versuchs

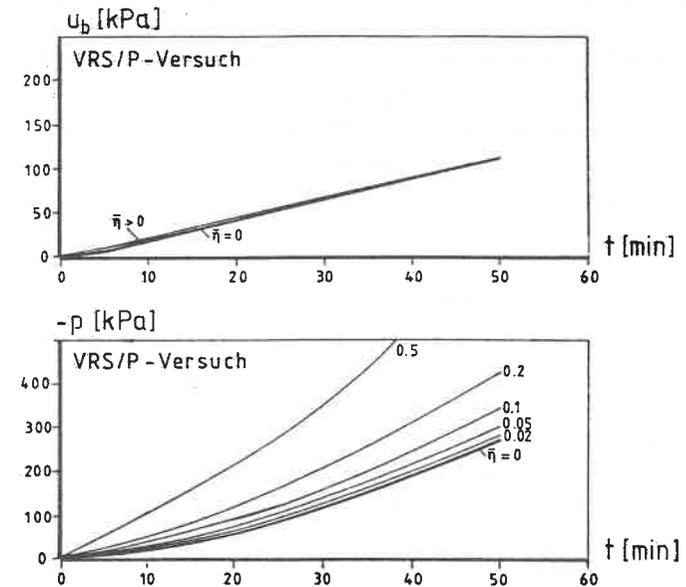


Bild 4.17: Einfluß der Viskoelastizität auf die Lösung des VRS/P-Versuchs

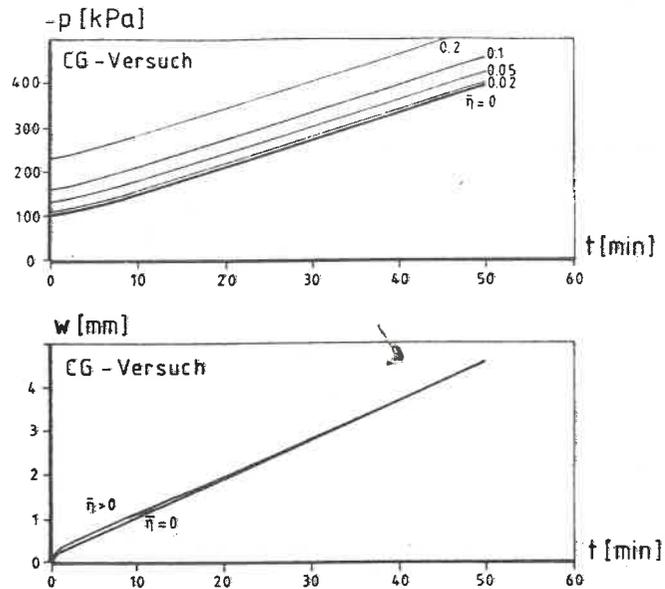


Bild 4.18: Einfluß der Viskoelastizität auf die Lösung des CG-Versuchs

In diesen Bildern 4.15 - 4.18 ist deutlich zu erkennen, daß viskoelastisches Verhalten nicht nur qualitativ, sondern auch quantitativ unterschiedliche Auswirkungen bei den einzelnen Versuchsfunktionen hat. Besonders bemerkenswert ist die geringfügige Beeinflussung des PWD-Verhaltens bei vorgegebenen Verschiebungen, im Gegensatz zu dem sehr ausgeprägten Verhalten bei vorgegebenen Spannungen.

Die Nachrechnung der Versuche erfolgt ausgehend von der linear elastischen Grundlösung. Der Übergang zu einem komplexeren viskoelastischen Modell wird nur vollzogen, wenn mit einfacheren Modellen keine Übereinstimmung erzielt werden kann. Die einfachen rheologischen Modelle sind als Sonderfälle jeweils in den komplexen Modellen enthalten. Die Stoffparameter k und E_S können den Kap. 2.7 bzw. 4.3 entnommen werden. Die viskoelastischen Parameter, Dämpfungskonstante und das Verhältnis der Federsteifigkeiten werden durch Variation bei der Kurvenanpassung bestimmt.

Der VRS/P-Versuch ist der einzige ML-Versuch, bei dem mit der elastischen Lösung eine Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu erzielen ist. Beim Spannungs-Verhalten zeigt sogar die Lösungskurve mit dem aus Durchlässigkeitsversuchen entnommenen k -Wert eine sehr gute Anpassung. Zur Anpassung des PWD-Verhaltens muß der k -Wert um einen geringfügigen Faktor verändert werden. Die gute Übereinstimmung der k -Werte nach Versuch und Theorie bei diesem ML-Versuch steht wahrscheinlich in Zusammenhang mit den kleinen PWD-Gradienten, die bei diesem Versuchstyp während des Versuchsablaufs auftreten. Die Bilder 4.19 und 4.20 zeigen das Spannungs- und PWD-Verhalten des VRS/P-Versuchs beim Vergleich mit der elastischen Lösung.

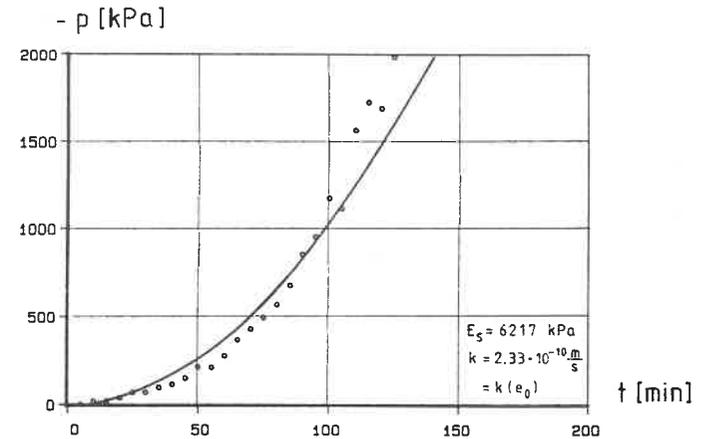


Bild 4.19: Spannungs-Verhalten des VRS/P-Versuchs

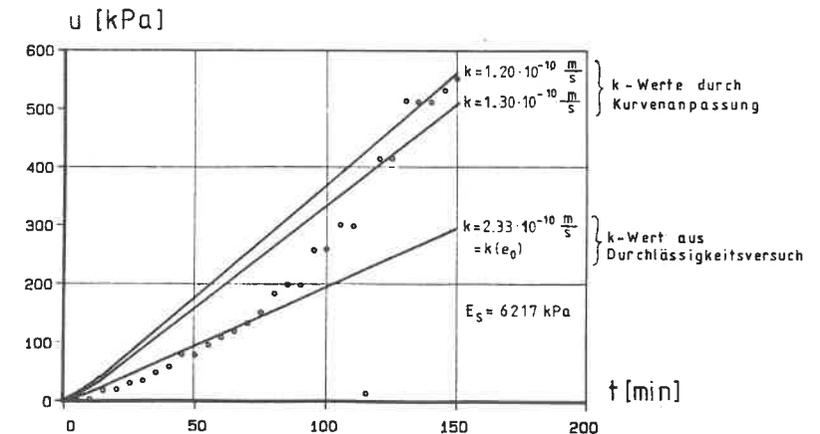


Bild 4.20: PWD-Verhalten des VRS/P-Versuchs

Die einfachste Ausbildung eines viskoelastischen Stoffgesetzes ist das Kelvin-Modell. Dieses Modell wurde in der Bodenmechanik schon häufig zur Beschreibung des zeitlichen Verhaltens benutzt, mit dem Ergebnis einer recht guten Übereinstimmung zwischen Theorie und Messung. Das Kelvin-Modell wirkt sich in erster Linie im Anfangsbereich in einer zeitlichen Verzögerung aus. Mit den in Kap. 3.3 hergeleiteten Stoffgesetz-Koeffizienten kann sowohl dem Deviatorverhalten, als auch dem Gesamtverhalten das Kelvin-Modell zugrundegelegt werden. Die einzige Auswirkung, die das Stoffgesetz Kelvin-2 im Vergleich zum Standardmodell Kelvin-1 hat, ist eine verstärkte Dämpfungswirkung bei zahlenmäßig gleichen Koeffizienten. Bild 4.21 zeigt die deutlich verbesserte Anpassung an den Kurvenverlauf des PWD-Verhaltens durch Variation der normierten Viskosität $\bar{\eta}$. Im CG - Versuch mit vorgegebenem PWD-Wert an der Basis lassen sich durch das Kelvin-Modell die Spannungen im Anfangsbereich besser annähern (Bild 4.22). Die $\bar{\eta}$ -Werte unterscheiden sich bei den beiden Versuchstypen um den Faktor 10.

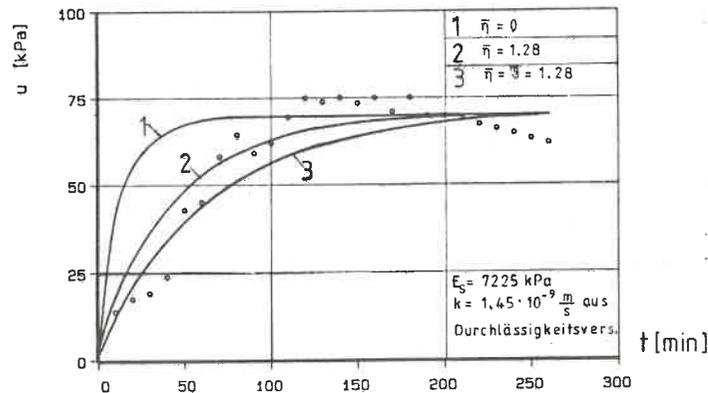


Bild 4.21: PWD-Verhalten beim CRL-Versuch

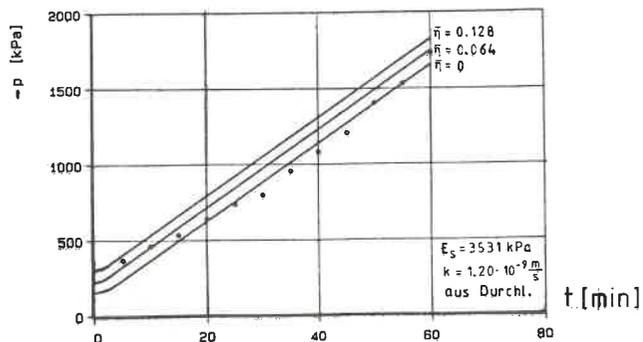


Bild 4.22: Spannungs-Verhalten beim CG-Versuch

Die CRS-Versuche bereiten bei der Nachrechnung die größten Schwierigkeiten, da einerseits das Spannungs-Verhalten nicht einheitlich ausgeprägt ist und andererseits das PWD-Verhalten sich im Kurvenverlauf mit dem Kelvin-Modell nicht annähern läßt. Die Zeit-Spannungs-Linien einiger Seetonproben mit hoher Ausgangsporenzahl und Opalinustonproben lassen sich mit elastischem Stoffgesetz und dem aus Durchlässigkeitsversuchen entnommenen k-Wert beschreiben. Eine verbesserte Anpassung ergibt sich jedoch durch Veränderung des k-Wertes und Variation der Federsteifigkeiten des Zener-Modells (siehe Bild 4.23). Bei den CRS-Versuchen mit Seeton wurden meistens aber Ausgangsporenzahlen kleiner als 1 ermittelt. Für die Nachrechnung dieser Versuche ergeben sich aus der k-e-Beziehung nach Kap. 2.7 Durchlässigkeitswerte, die für eine Beschreibung des im CRS-Versuchs ermittelten PWD-Verhaltens viel zu klein sind. Um den in einigen CRS-Versuchen auftretenden stationären Plateauwert des PWD in der Berechnung nachvollziehen zu können, ist deshalb eine Vergrößerung der k-Werte, teilweise sogar um eine ganze Zehnerpotenz, erforderlich (Bild 4.24). Eine Verbesserung der Anpassung der Berechnung an die Krümmung des PWD-Verlaufs ist mit linearen viskoelastischen Modellen nicht mehr möglich (siehe auch Bild 4.16). Bei den Zeit-Spannungs-Linien zeigt sich überwiegend das nach Bild 4.25 beschriebene Verhalten, das mit linearen Koeffizienten ebenfalls nicht mehr zu erfassen ist.

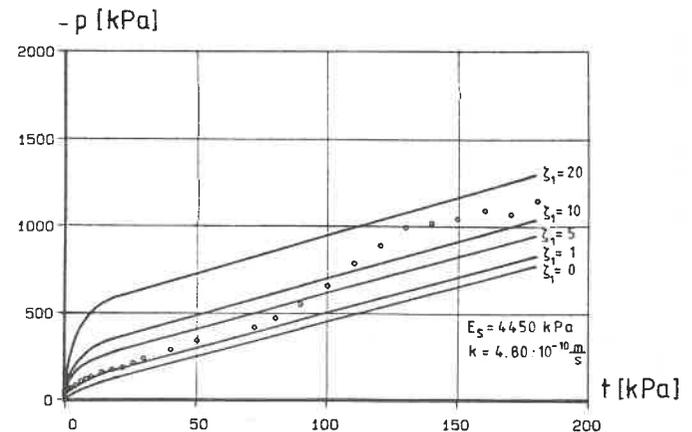


Bild 4.23: Spannungs-Verhalten von Seetonproben im CRS-Versuch bei hoher Ausgangsporenzahl

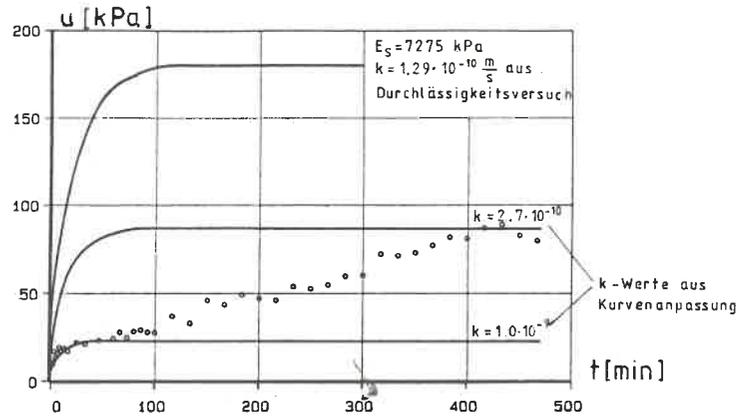


Bild 4.24: PWD-Verhalten im CRS-Versuch

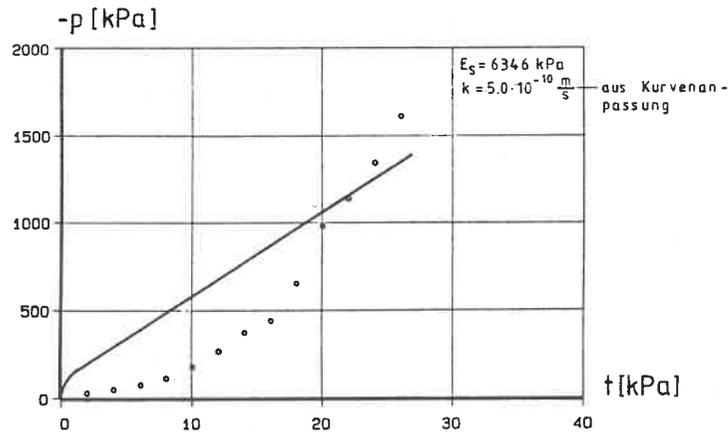


Bild 4.25: Spannungs-Verhalten im CRS-Versuch bei kleiner und mittlerer Ausgangsporenzahl

4.6 Nachrechnung von Versuchen mit der Methode der finiten Elemente

Die Anwendung der Methode der finiten Elemente gibt die Möglichkeit, nicht-lineare Beziehungen bei der Nachrechnung der Versuche zu berücksichtigen. Im vorhergehenden Kap.4.5 wurde mit Hilfe linearer Annahmen schon eine recht gute Übereinstimmung der meisten Versuchsergebnisse mit der Theorie erreicht. Ausnahmen hierzu sind das Spannungsverhalten des CRS- und das PWD-Verhalten des CRL-Versuchs. Deshalb soll für diese Versuchstypen versucht werden, mit nichtlinearen Beziehungen eine verbesserte Anpassung der Theorie an die Versuchsergebnisse zu erhalten. Diese nichtlinearen Beziehungen sind beim Strömungsverhalten eine von der Porenzahl abhängige Durchlässigkeit (siehe Kap. 2.7) und beim Stoffverhalten des Korngerüsts ein Verlauf der Zähigkeit nach Bild 3.7. In den Bildern 4.26 und 4.27 werden die Auswirkungen der nichtlinearen Beziehungen auf die Lösungskurven des CRS- und CRL-Versuchs aufgezeigt.

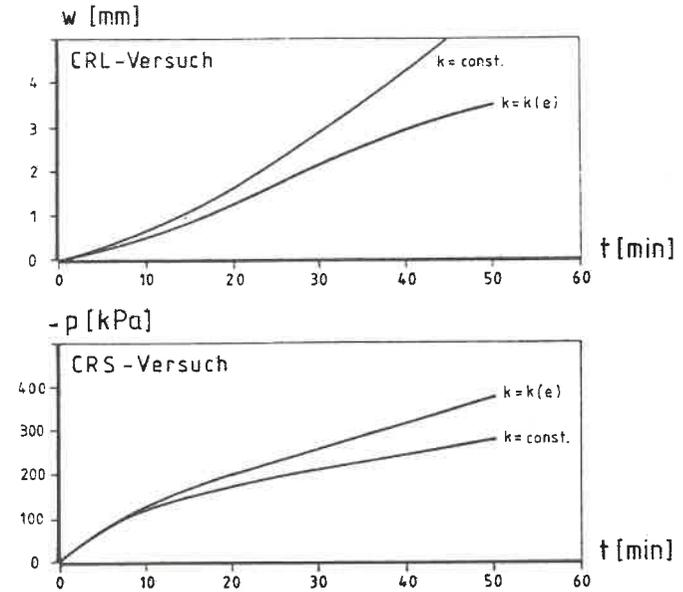


Bild 4.26: Einfluß der porenzahlabhängigen Durchlässigkeit auf CRS- und CRL-Versuche

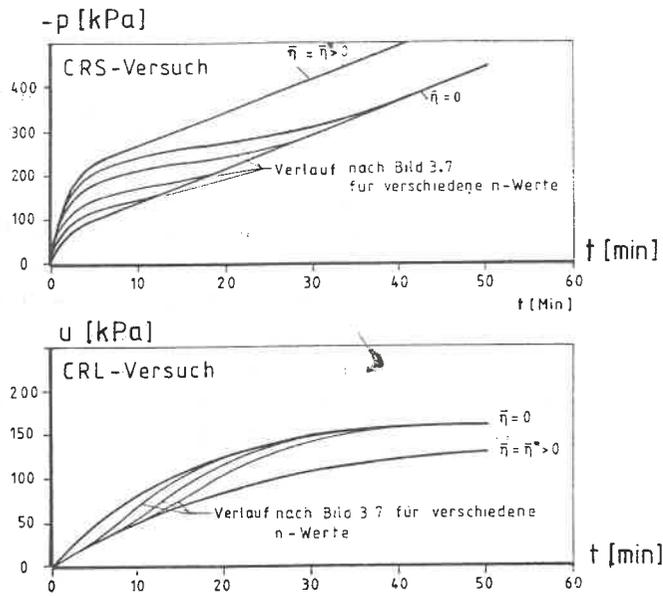


Bild 4.27: Einfluß der nichtlinearen Zähigkeit auf ML-Versuche

Im folgenden soll nun mit diesen beiden unterschiedlichen Nichtlinearitäten die verbesserte Anpassungsmöglichkeit an die Versuchsergebnisse gezeigt werden. Das Spannungsverhalten im CRS- und das Setzungsverhalten im CRS-Versuch sind in den Bildern 4.28 und 4.29 dargestellt. Durch die nichtlineare k - e -Beziehung ergeben sich qualitativ deutliche Verbesserungen, wenn die k -Werte den Kurvenverläufen angepaßt werden. In beiden Diagrammen ist jedoch auch die schon in anderen Fällen aufgezeigte Diskrepanz zwischen den k -Werten aus Durchlässigkeitsversuchen und aus ML-Versuchen zu sehen.

Beim PWD-Verhalten der Proben im CRL-Versuch ist mit einer nichtlinearen Zähigkeit der Kurvenverlauf sehr gut zu beschreiben (siehe Bild 4.30). Das Spannungsverhalten im CRS-Versuch wird dagegen nur im Anfangsbereich mit der veränderlichen Zähigkeit besser beschrieben. Im Endbereich divergieren die experimentellen und die theoretischen Kurvenverläufe weiterhin (siehe Bild 4.31). Keine Verbesserungen bei der Beschreibung des Verhaltens ergeben sich bei einigen Spannungsverläufen der CRS-Versuche, die dem in Bild 4.25 dargestellten Typ entsprechen. Ein derartiger qualitativer Verlauf ist mit den in dieser Arbeit verwendeten theoretischen Beziehungen nicht nachzuvollziehen.

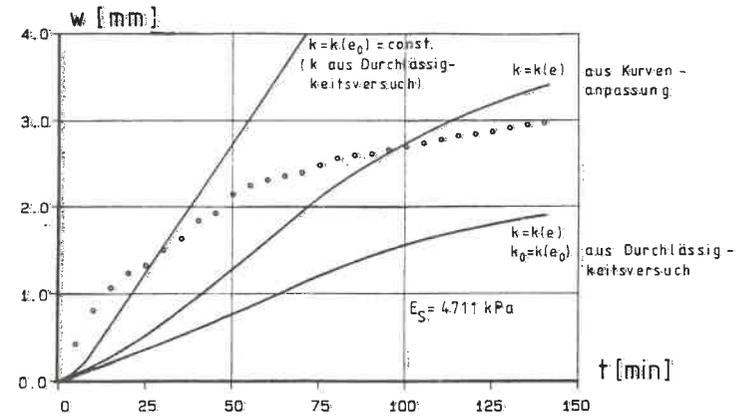


Bild 4.28: Setzungsverhalten im CRL-Versuch

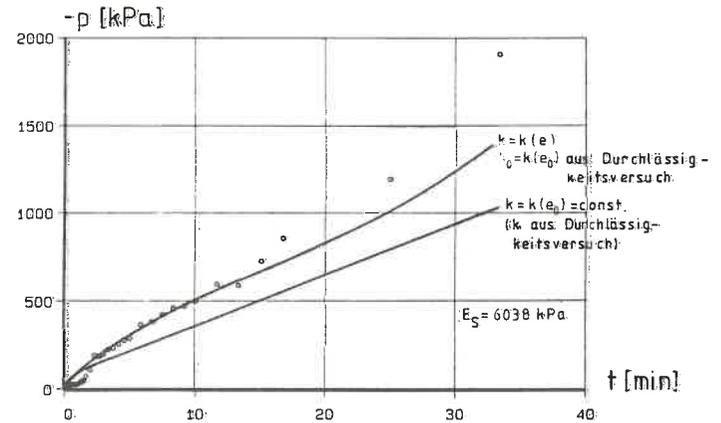


Bild 4.29: Spannungsverhalten im CRS-Versuch

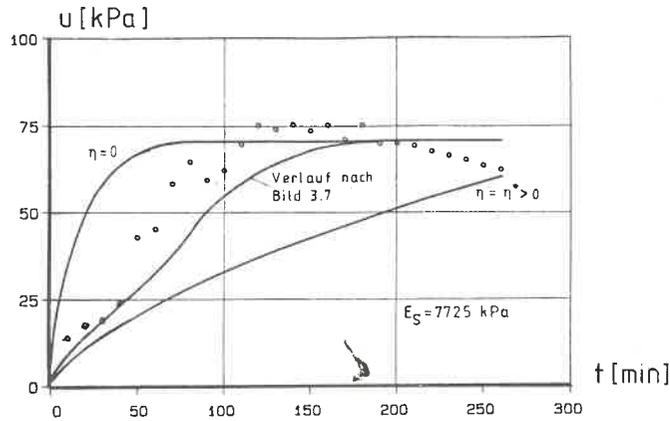


Bild 4.30: PWD-Verhalten im CRL-Versuch

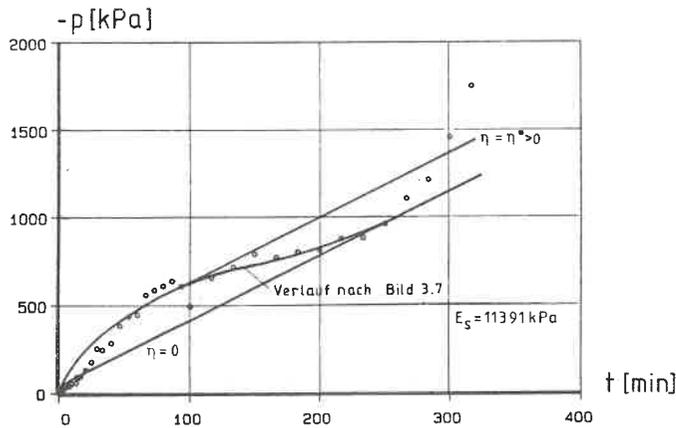


Bild 4.31: Spannungsverhalten im CRS-Versuch

5 ZUSAMMENFASSUNG

Die experimentellen Untersuchungen in dieser Arbeit umfassen Oedometerversuche bei monoton zunehmender Beanspruchung (ML-Versuche) an bindigen Böden unterschiedlicher Plastizität. Die Gründe für die Entwicklung von ML-Versuchen waren die erheblichen Vorteile, die diese Versuche aufweisen. Im folgenden werden die maßgebenden Eigenschaften der ML-Versuche kurz beschrieben:

Der Versuchsablauf wird stark beschleunigt und zugleich verstetigt. Die ML-Versuche erlauben eine deutlich schnellere Versuchsdurchführung als die herkömmlichen IL-Versuche.

Die Steuerung des Versuchsablaufs und die Meßwerterfassung sind vollständig automatisiert und ermöglichen damit eine bessere Ausnutzung der Laborkapazität.

Durch die Möglichkeit, beliebige Zeit-Belastungs- bzw. Zeit-Verformungsfunktionen vorzugeben, ergibt sich eine verbesserte Anpassungsfähigkeit an baupraktische Probleme.

Die Aussagekraft der Ergebnisse wird besonders bei der Ermittlung der Beziehungen zwischen Verformungen und effektiven Spannungen erhöht. Die Bestimmung des für die Setzungsberechnung wichtigen Steifemoduls wird damit auf eine verbesserte Grundlage gestellt.

Diesen Vorteilen steht nur ein Nachteil gegenüber. Dies ist die Notwendigkeit, während des Versuchsablaufs Porenwasserdruckmessungen durchzuführen. Der Geräteaufwand wird damit größer, und die Versuchsdurchführung erfordert eine größere Sorgfalt.

Bei den einzelnen ML-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 Verschiebungsfunktionen des oberen Probenrandes als am besten geeignet für eine Alternative zum IL-Versuch erscheinen. Der CRS-Versuch ist dabei der in der Literatur am positivsten beurteilte und am häufigsten angewendete ML-Versuch. Er wurde in der vorliegenden Arbeit ausführlich untersucht und hat die Erwartungen, die in ihn gesetzt wurden, weitgehend erfüllt.

Die beste Übereinstimmung mit den als Vergleichsgrundlage dienenden Standard-Oedometerversuchen (IL-Versuche) lieferte der Versuchstyp VRS/P. Einer Routineanwendung des VRS/P-Versuchs steht jedoch entgegen, daß für seine Durchführung eine Prozeßsteuerung erforderlich ist, während dies beim CRS-Versuch nicht der Fall ist. Ebenfalls eine Prozeßsteuerung benötigen Versuchstypen, bei denen Funktionen des Porenwasserüberdrucks am unteren Rand der Probe vorgegeben werden. Die Übereinstimmung dieser CG- bzw. CL-Versuche mit den IL-Versuchen war durchschnittlich. Die Anwendungsfähigkeit von Versuchsarten, deren Steuerung sich auf eine überdurchschnittlich stör anfällige Meßgröße wie den PWD gründet, ist jedoch eingeschränkt, da die Anzahl der nicht verwendbaren Versuche hier deutlich größer ist. Der CRL-Versuch als Repräsentant der Versuchstypen mit vorgegebenen Spannungen am oberen Rand der Probe zeigte in seinen Ergebnissen ein sehr uneinheitliches Verhalten. Die Streubreite der Meßwerte, besonders bei den PWD-Messungen, war im Hinblick auf eine Routineanwendung zu groß. Aus diesen Erkenntnissen heraus empfiehlt sich in dieser Arbeit eindeutig der CRS-Versuch als Hauptalternative zum herkömmlichen Standardversuch.

Um die Anwendungsfähigkeit des CRS-Versuchs zu verbessern, wurde deshalb eine Methode für die Wahl einer optimalen Vorschubgeschwindigkeit in Abhängigkeit von einfachen Bodenkennwerten bindiger Böden vorgeschlagen. Die Grundlage hierfür waren statistische Untersuchungen der Versuchsergebnisse. Durch die Bandbreite der untersuchten Böden lassen sich mit den angegebenen Beziehungen auch Erkenntnisse für andere bindige Bodenarten gewinnen und damit die Anwendung des CRS-Versuchs erleichtern.

Neben der Wahl geeigneter Koeffizienten der vorgegebenen Funktionen ist die Ermittlung der effektiven Spannungen in der Oedometerprobe eine große Schwierigkeit bei der Anwendung von ML-Versuchen. Die effektiven Spannungen werden zur Bestimmung des Steifemoduls und damit zur Versuchsauswertung benötigt. Um zu vermeiden, daß bei einer Routineanwendung auf die umfangreichen exakten Lösungen des linear elastischen Falles zurückgegriffen werden muß, wurde hier als Alternative eine fundierte Näherungslösung mit einer über die Probenhöhe gemittelten zeitabhängigen effektiven Spannung entwickelt. Die Standardparameter, die im Oedometerversuch bestimmt werden können, sind der Steifemodul und der Durchlässigkeitsbeiwert. Während die Ermittlung des Steifemoduls aus den ML-Versuchen gute Ergebnisse lieferte, zeigten die Durchlässigkeitsbeiwerte beim Vergleich mit den Werten aus speziellen Durchlässigkeitsversuchen große Abweichungen. Erkenntnisse über das Durchlässigkeitsverhalten bindiger Böden aus Oedometerversuchen sind deshalb fragwürdig.

Zusätzlich zu den Untersuchungen über die Anwendung und praktische Auswertung von ML-Versuchen wurden in dieser Arbeit theoretische Überlegungen über das Verhalten bindiger Böden bei den durch die Experimente vorgegebenen Randbedingungen angestellt. Die Grundlage dieser Überlegungen war die Annahme eines voll gesättigten Bodens und damit eines Gemisches aus zwei Komponenten. Die feste Komponente ist dabei das Korngerüst und die flüssige Komponente das freie Porenwasser. Die Formulierung der Gleichungen erfolgte nach der Konsolidationstheorie, wobei als Besonderheit dem Korngerüst eine allgemeine viskoelastische Stoffbeziehung und der Porenflüssigkeit eine Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes von der Porenzahl zugrundegelegt wurde. Die viskoelastischen Stoffbeziehungen wurden mit Hilfe verschiedener rheologischer Modelle interpretiert.

Die Lösung für die in den Versuchen als Randbedingungen vorgegebenen Zeitfunktionen der Verschiebungen, Spannungen und Porenwasserüberdrücke erfolgte mit mehreren voneinander unabhängigen Verfahren. Lösungen für den elastischen eindimensionalen Sonderfall wurden auf der Basis der D-Funktionen von TÖLKE (74) angegeben, wobei für einige Randbedingungen auf Veröffentlichungen zurückgegriffen werden konnte. Für die viskoelastischen Stoffbeziehungen bei Annahme konstanter Werte wurden die Lösungen mit Hilfe der Laplace-Transformation und einer numerischen Inversion entwickelt. Mit der Methode der finiten Elemente konnten veränderliche Stoffparameter berücksichtigt werden. Die Gleichungen wurden hier für den ebenen Verzerrungszustand entwickelt und programmiert.

Die mit der numerischen Inversion und mit der Methode der finiten Elemente durchgeführten Nachrechnungen von ML-Versuchen ergaben unterschiedliche Übereinstimmungen bei den einzelnen Versuchsarten. Der VRS/P-Versuch war der einzige ML-Versuch, bei dem mit der elastischen Lösung eine Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu erzielen war. Bei Annahme eines Kelvin-Modells mit konstanten Parametern für die Deviatorbeziehungen ließen sich die Ergebnisse von CRL- und CG-Versuchen gut beschreiben. Wurde das Kelvin-Modell für die Deviator- und Kugeltensorbeziehungen zugrundegelegt, so ergaben sich nur geringfügige Verbesserungen. Die CRS-Versuche bereiteten bei der Nachrechnung die größten Schwierigkeiten. Ein Teil der Versuche ließ sich mit dem Zener- bzw. Poynting-Thomson - Modell für die Deviatorbeziehungen gut annähern. Bei diesem Versuchstyp zeigten jedoch einige Versuchskurven ein Verhalten, das mit linearen Stoffbeziehungen nicht mehr erfaßt werden konnte. Hier war demzufolge der Übergang zur Verwendung nichtlinearer Beziehungen notwendig. Die Verwendung porenzahlabhängiger Durchlässigkeitsbeiwerte ergab dabei nur geringfügige Verbesserungen bei der Beschreibung des Verhaltens.

Eine deutliche Verbesserung der Beschreibung des CRS-Versuchs im Anfangsbereich konnte dagegen mit den veränderlichen Dämpfungswerten bei Annahme eines Kelvin-Modells für die Deviatorbeziehungen erzielt werden. Die Berechnungen wurden hier auf dieses einfache rheologische Modell beschränkt, um die Anzahl der Parameter überschaubar zu halten. Zusammenfassend kann zu den theoretischen Untersuchungen gesagt werden, daß die Verwendung viskoelastischer Stoffbeziehungen bei bindigen Böden in der Anwendung auf nahezu alle im Experiment vorgegebenen unterschiedlichen Randbedingungen eine verbesserte Beschreibung des Verhaltens ergab. Die Berücksichtigung derartiger Stoffbeziehungen ist deshalb bei Grundlagenuntersuchungen unbedingt erforderlich und gibt auch bei Routineanwendungen eine Hilfe bei der Beurteilung bestimmter Arten des mechanischen Verhaltens bindiger Böden.

ANHANG	125
A2 Experimentelle Untersuchungen	
A2.6 Oedometerversuche mit monotoner Beanspruchung	126
A3 Theoretische Untersuchungen	
A3.3 Beschreibung der rheologischen Modelle	137
A3.4 Laplace-Transformationsregeln und Korrespondenzen Programm für die numerische Inversion	140 141
A3.5 Diskretisierung; Elementfunktionen	146
A3.6 Lösungen für den eindimensionalen elastischen Sonderfall; D-Funktionen nach TÖLKE	149
A4 Auswertung der Versuche	
A4.2 Effektive Spannungs-Dehnungsbeziehungen	156
A4.3 Bestimmung von Stoffparametern	161

A2.6.1 CRL - Versuche

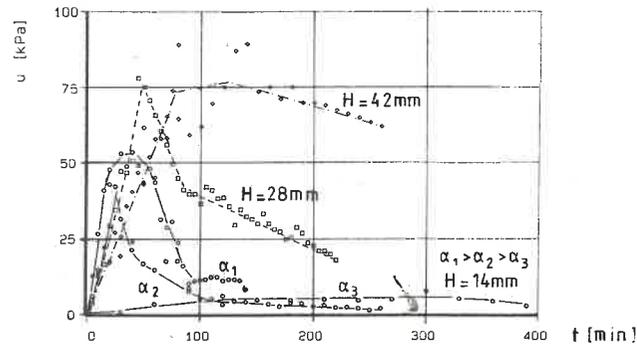


Bild A2.1: PWD-Verhalten

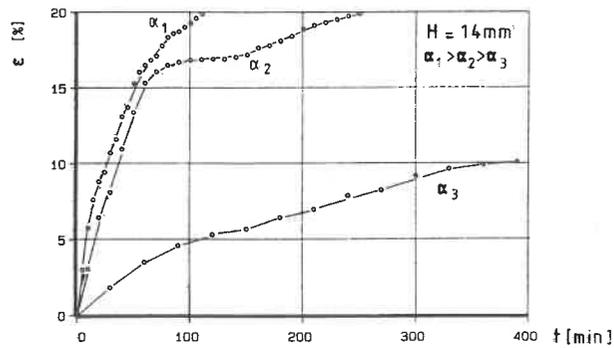


Bild A2.2: Dehnungsverhalten

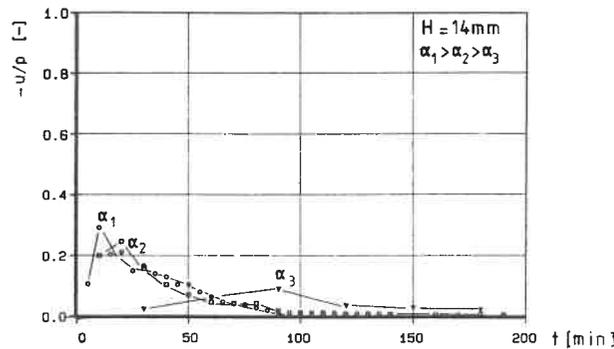


Bild A2.3: Bezog. PWD-Verhalten

A2.6.2 CG - Versuche

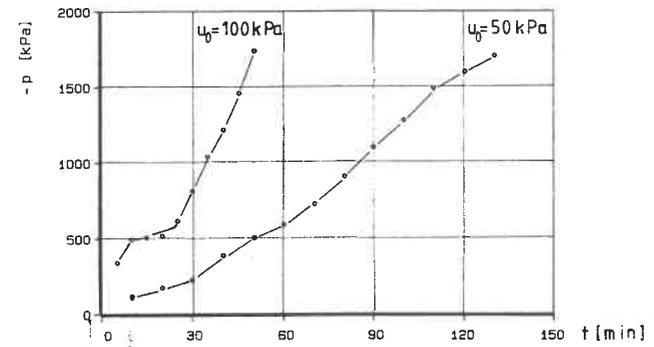


Bild A2.4: Spannungs-Verhalten

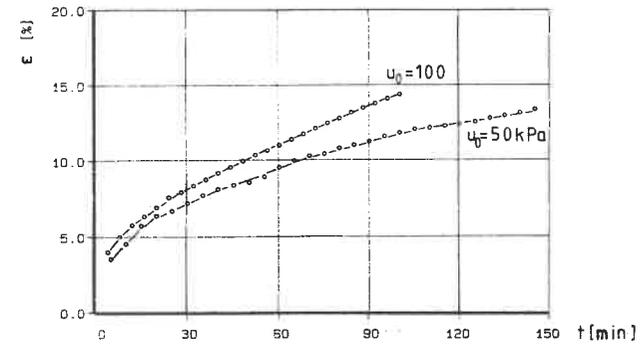


Bild A2.5: Dehnungsverhalten

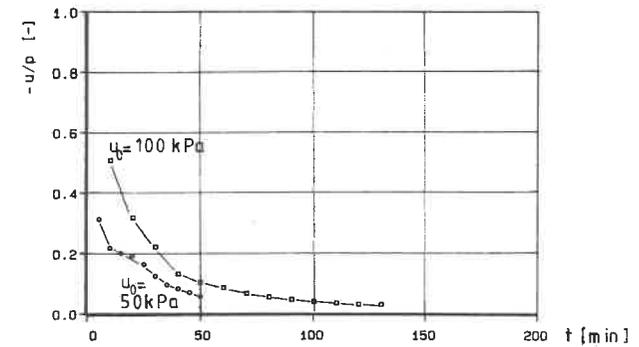


Bild A2.6: Bezog. PWD-Verhalten

A2.6.3 CL - Versuche

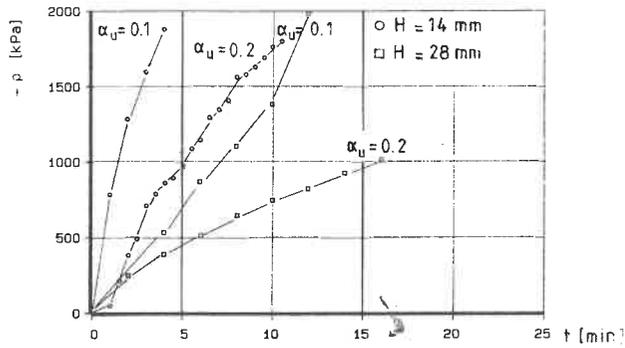


Bild A2.7: Spannungs-Verhalten

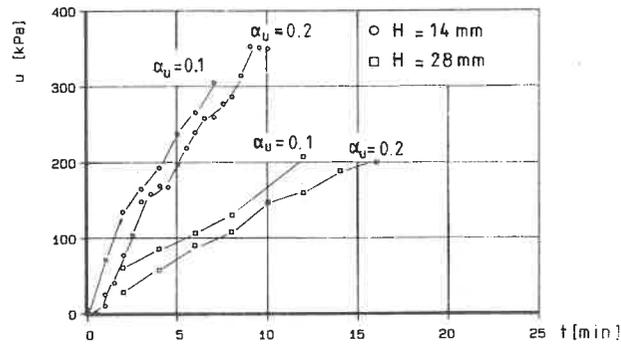


Bild A2.8: PWD-Verhalten

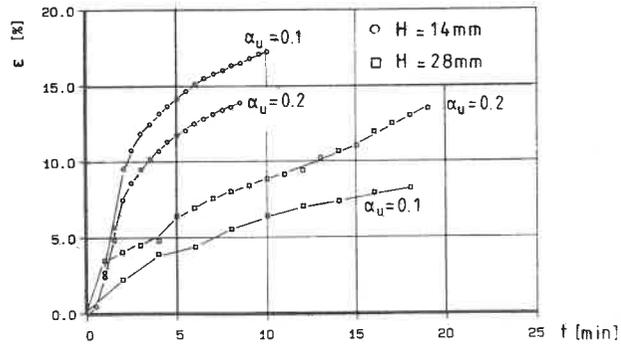


Bild A2.9: Dehnungs-Verhalten

A2.6.4 CRS - Versuche mit Seeton

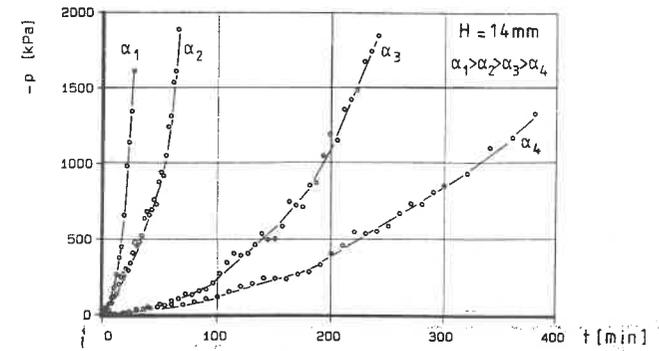


Bild A2.10: Spannungs-Verhalten

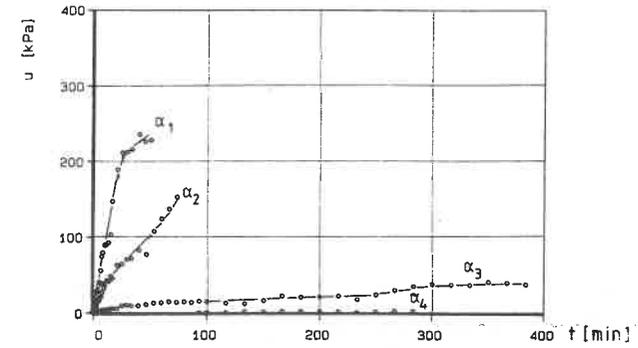


Bild A2.11: PWD-Verhalten

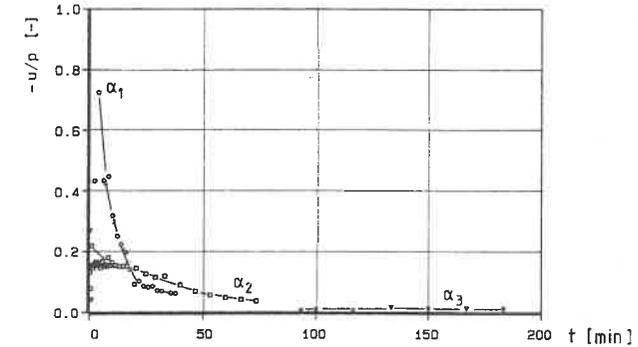


Bild A2.12: Bezog. PWD-Verhalten

A2.6.5 CRS - Versuche mit Opalinuston

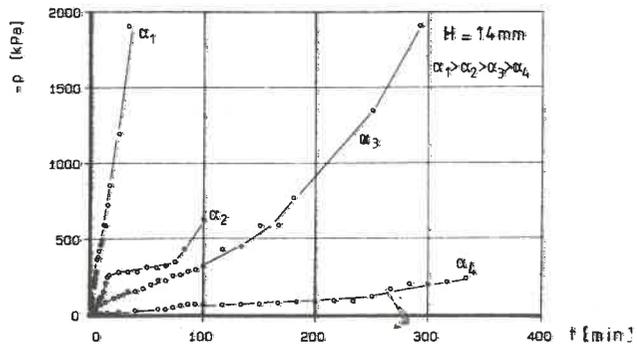


Bild A2.13: Spannungs-Verhalten

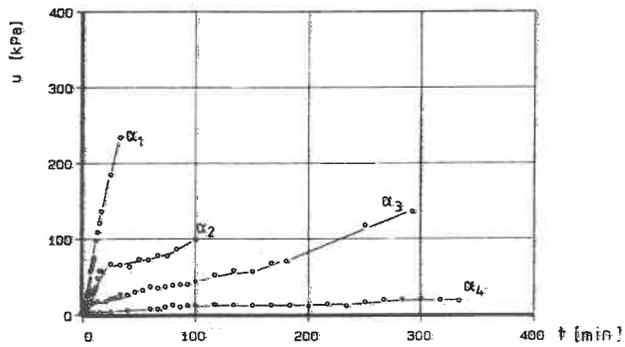


Bild A2.14: PWD-Verhalten

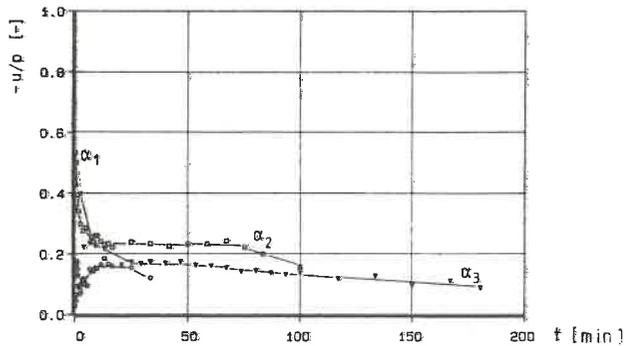


Bild A2.15: Bezog. PWD-Verhalten

A2.6.6 CRS - Versuche mit Bäckebol-Ton

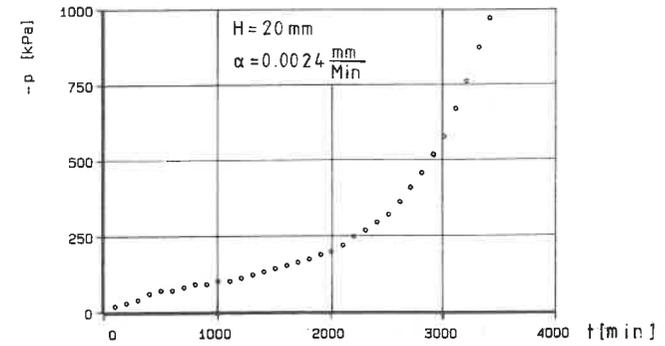


Bild A2.16: Spannungs-Verhalten

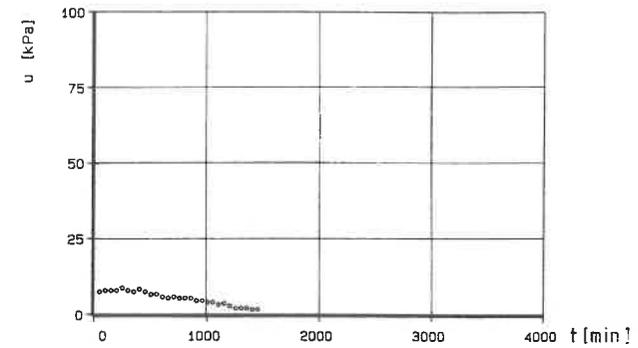


Bild A2.17: PWD-Verhalten

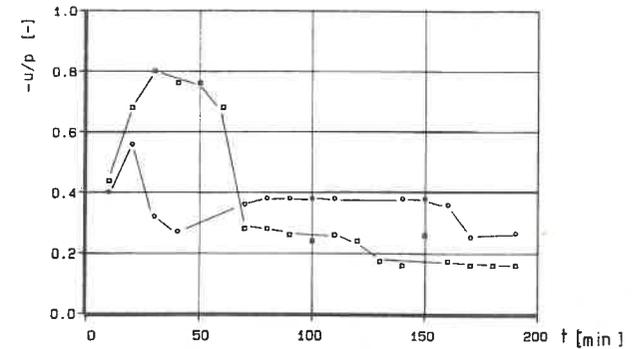


Bild A2.18: Bezog. PWD-Verhalten

A2.6.7 VRS/P - Versuche mit Seeton

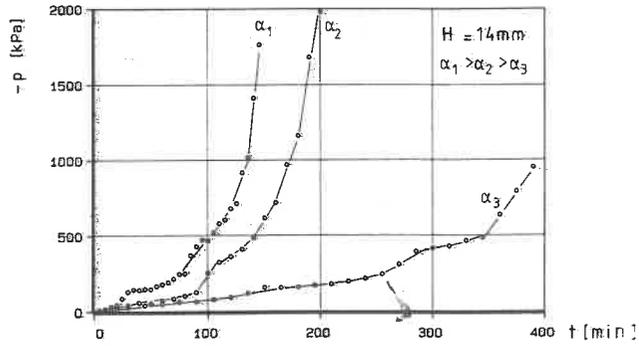


Bild A2.19: Spannungs-Verhalten

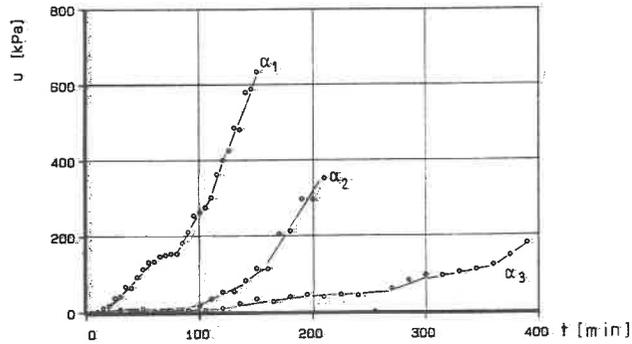


Bild A2.20: PWD-Verhalten

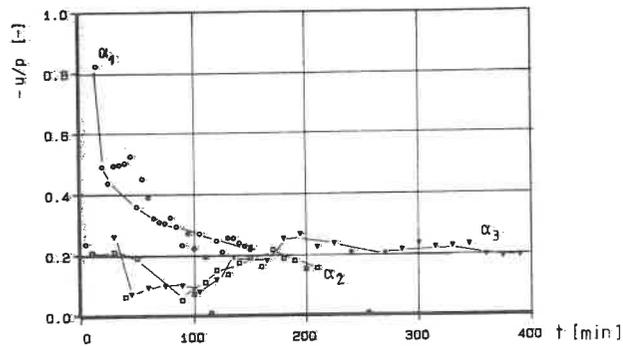


Bild A2.21: Bezog. PWD-Verhalten

A2.6.8 VRS/P - Versuche mit Opalinuston

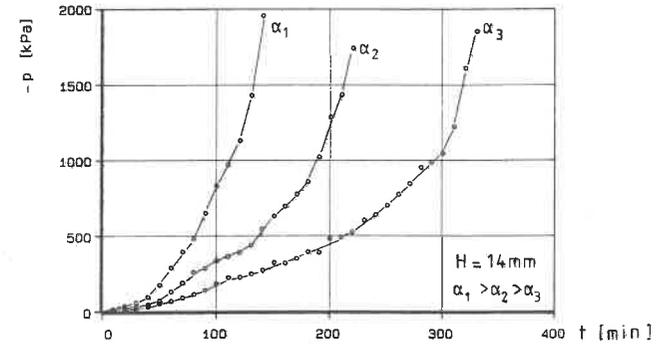


Bild A2.22: Spannungs-Verhalten

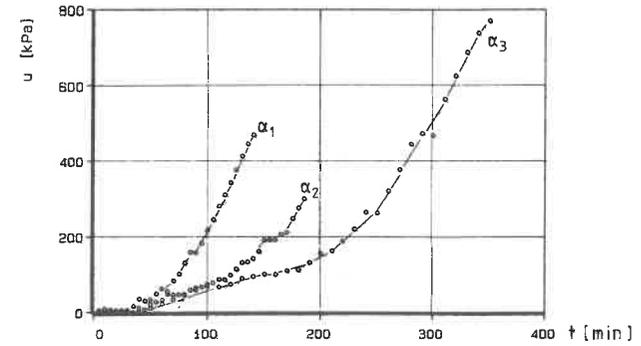


Bild A2.23: PWD-Verhalten

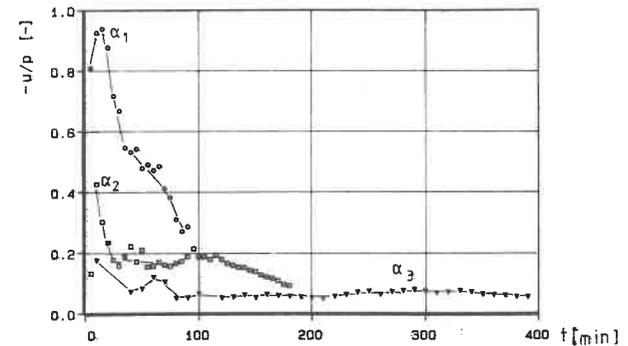


Bild A2.24: Bezog. PWD-Verhalten

A2.6.9 VRS/E - Versuche mit Seeton

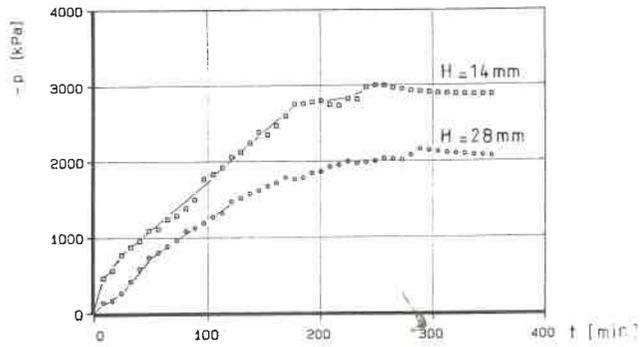


Bild A2.25: Spannungs-Verhalten

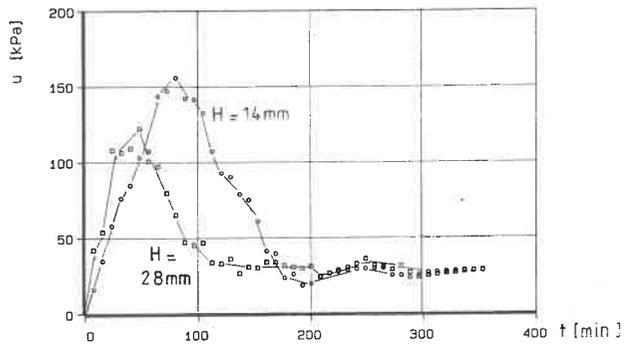


Bild A2.26: PWD-Verhalten

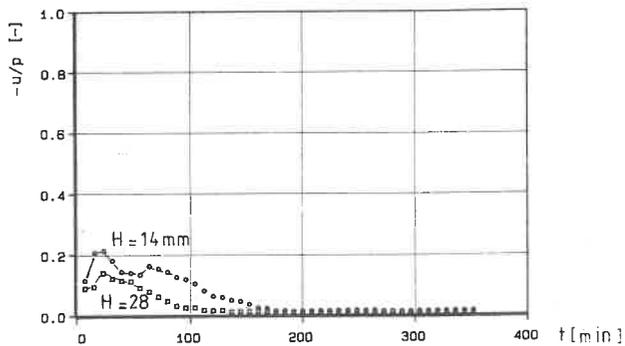


Bild A2.27: Bezog. PWD-Verhalten

A2.6.10 VRS/E - Versuche mit Opalinuston

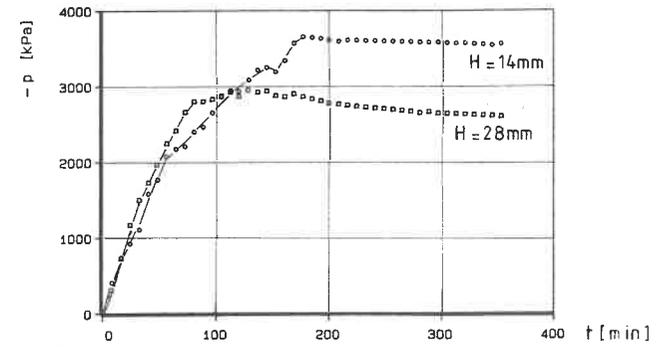


Bild A2.28: Spannungs-Verhalten

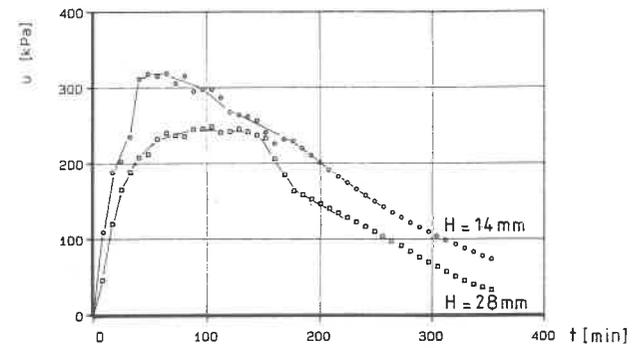


Bild A2.29: PWD-Verhalten

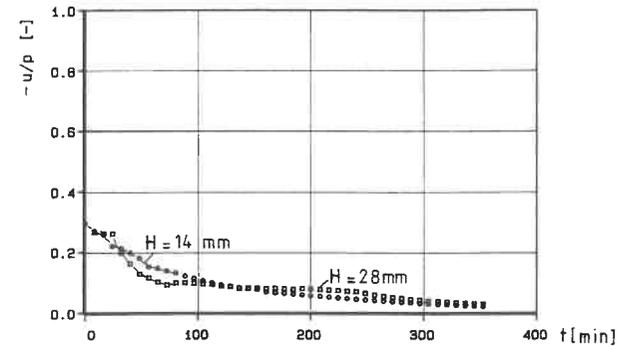


Bild A2.30: Bezog. PWD-Verhalten

A2.6.11 VRS/S - Versuche

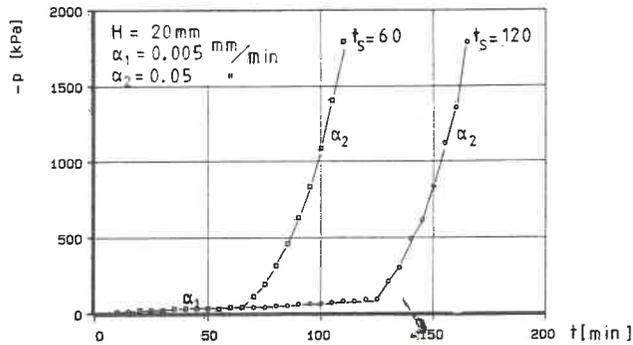


Bild A2.31: Spannungs-Verhalten

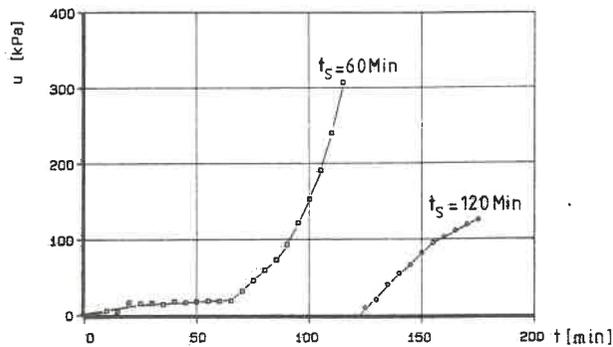


Bild A2.32: PWD-Verhalten

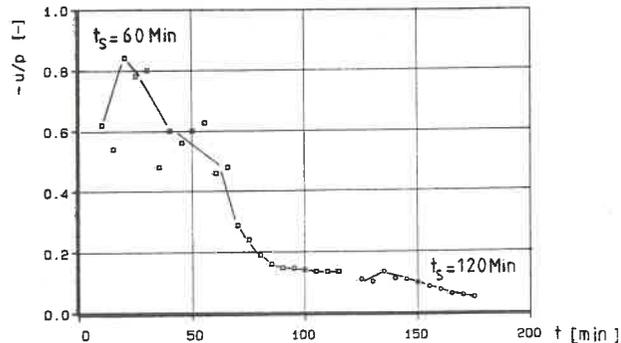
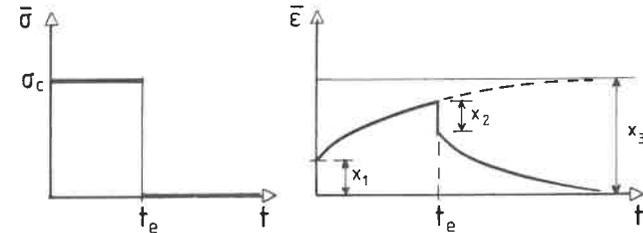


Bild A2.33: Bezog. PWD-Verhalten

A3.3 Beschreibung der rheologischen Modelle

Das Verhalten viskoelastischer Modelle lässt sich im allgemeinen eindimensionalen Fall unter konstanter Spannung durch das folgende Diagramm beschreiben.



$$x_1 = \frac{\sigma_c}{(c_1 + c_2)_{t=0}} ; x_2 = \frac{\sigma_c}{(c_1 + c_2)_{t=0}} ; x_3 = \frac{\sigma_c}{(c_1)_{t=\infty}}$$

Beim plötzlichen Aufbringen einer Spannung und anschließendem Konstanthalten erfolgt zunächst eine Formänderung, die von der Anfangssteifigkeit des rheologischen Modells bestimmt wird. Im Laufe der Zeit nimmt die Formänderung zu und strebt einem Wert zu, der von der Endsteifigkeit bestimmt wird (formal: $c^* \rightarrow 0$).

HOOKE - Modell



$$\bar{\sigma} = c \cdot \bar{\epsilon}$$

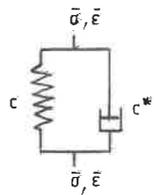
$\bar{\sigma}$... Spannung oder Spannungsanteil
 $\bar{\epsilon}$... Dehnung oder Dehnungsanteil

Interpretation im Rahmen der Elastizitätstheorie:

- Deviatorbeziehung: $c = 2 \cdot G \rightarrow \sigma'_D = 2 \cdot G \cdot \epsilon_D$
- Kugeltensorbeziehung: $c = 3 \cdot K \rightarrow \sigma'_H = 3 \cdot K \cdot \epsilon_H$

a_{0H}	a_{1H}	b_{0H}	b_{1H}	a_{0D}	a_{1D}	b_{0D}	b_{1D}
1	0	3 K	0	1	0	2 G	0

KELVIN - Modell



$$\bar{\sigma} = c \bar{\epsilon} + c^* \dot{\bar{\epsilon}}$$

Deviatorbeziehung: $c = 2 \cdot G$; $c^* = 2 \cdot \eta$
 Kugeltensorbeziehung: $c = 3 \cdot K$; $c^* = 3 \cdot \mathcal{G}$

$$\sigma'_D = 2 \cdot G \cdot \epsilon_D + 2 \cdot \eta \cdot \dot{\epsilon}_D$$

$$\sigma'_H = 3 \cdot K \cdot \epsilon_H + 3 \cdot \mathcal{G} \cdot \dot{\epsilon}_H$$

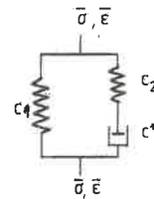
KELVIN-1: Kugeltensor \rightarrow HOOKE / Deviator \rightarrow KELVIN

a_{0H}	a_{1H}	b_{0H}	b_{1H}	a_{0D}	a_{1D}	b_{0D}	b_{1D}
1	0	$3 \cdot K$	0	1	0	$2 \cdot G$	$2 \cdot \eta$

KELVIN-2: Kugeltensor \rightarrow KELVIN / Deviator \rightarrow KELVIN

a_{0H}	a_{1H}	b_{0H}	b_{1H}	a_{0D}	a_{1D}	b_{0D}	b_{1D}
1	0	$3 \cdot K$	$3 \cdot \mathcal{G}$	1	0	$2 \cdot G$	$2 \cdot \eta$

POYNTING-THOMSON-Modell (ZENER-Modell)



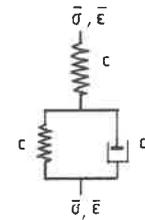
$$\bar{\sigma} \left(\frac{c_2}{c^*} + \frac{\partial}{\partial t} \right) = \bar{\epsilon} \left(\frac{c_1 c_2}{c^*} + (c_1 + c_2) \frac{\partial}{\partial t} \right)$$

Deviatorbeziehung: $c_1 = 2 \cdot G_\infty$; $c_2 = 2(G_0 - G_\infty) = 2 \cdot \beta_1$; $c^* = 2 \cdot \eta$
 Kugeltensorbeziehung: $c_1 = 3 \cdot K_\infty$; $c_2 = 3(K_0 - K_\infty) = 3 \cdot \beta_2$; $c^* = 3 \cdot \mathcal{G}$

Kugeltensor \rightarrow HOOKE / Deviator \rightarrow ZENER

a_{0H}	a_{1H}	b_{0H}	b_{1H}	a_{0D}	a_{1D}	b_{0D}	b_{1D}
1	0	$3 \cdot K$	0	1	$\frac{\eta}{\beta_1}$	$2 \cdot G_\infty$	$\frac{2 G_0 \eta}{\beta_1}$

TAYLOR - Modell



$$\bar{\sigma} \left(\frac{c_1 + c_2}{c^*} + \frac{\partial}{\partial t} \right) = \bar{\epsilon} \left(\frac{c_1 c_2}{c^*} + c_1 \frac{\partial}{\partial t} \right)$$

Deviatorbeziehung: $c_1 = 2 \cdot G_0$; $c_2 = \frac{2 G_0 G_\infty}{G_0 - G_\infty} = 2 \cdot G_0 \beta_4 = 2 \cdot \beta_3$
 $c^* = 2 \cdot \eta$

a_{0H}	a_{1H}	b_{0H}	b_{1H}	a_{0D}	a_{1D}	b_{0D}	b_{1D}
1	0	$3 \cdot K$	0	1	$\frac{\eta}{G_0(1 + \beta_4)}$	$\frac{2 \beta_3}{(1 + \beta_4)}$	$\frac{2 \eta}{(1 + \beta_4)}$

Das TAYLOR - Modell weist das gleiche Verhalten auf, wie das ZENER - Modell. Die Interpretation der Komponenten ist jedoch leicht verändert. Dieses Modell wird hier nur zum Vergleich mit dem ZENER - Modell angeführt.

A3.4 Laplace-Transformationsregeln und Korrespondenzen

Grundformeln:

- Transformation $\tilde{f}(s) = L\{f(t)\} = \int_0^{\infty} f(t) \cdot e^{-st} dt$

- Inversion $f(t) = L^{-1}\{\tilde{f}(s)\} = \frac{1}{2\pi i} \int_{s=\xi-i\infty}^{s=\xi+i\infty} \tilde{f}(s) e^{st} ds$

Differentiationssatz: $L\{f'(t)\} = s \tilde{f}(s) - f(0)$
 $L\{f''(t)\} = s^2 \tilde{f}(s) - s \cdot f(0) - f'(0)$

Linearität: $L\{c_1 \cdot f(t) + c_2 \cdot f(t)\} = c_1 \cdot L\{f(t)\} + c_2 \cdot L\{f(t)\}$

Korrespondenzen:

f(t)	$\tilde{f}(s)$
1	1/s
t	1/s ²
1/(s+a)	e ^{-at}
t ² /2	1/s ³
∂/∂t	s
∂ ² /∂t ²	s ²

für die in dieser Arbeit
verwendeten Funktionen

Die numerische Inversion erfolgt nach folgender Vorschrift:

$$f(t) = \frac{2 e^{at}}{T} \left[\frac{1}{2} \operatorname{Re} \{ \tilde{f}(a) \} + \sum_{k=1}^{\infty} \operatorname{Re} \left\{ \tilde{f} \left(a + \frac{k\pi i}{T} \right) \right\} \cdot \cos \frac{k\pi}{T} t \right]$$

Programm für die numerische Inversion

```

PROGRAM INVERS (INPUT, OUTPUT, TAPE1=INPUT, TAPE2=OUTPUT)
C
C NUMERISCHE INVERSION DER LAPLACE-TRANSFORMATION
C
C -----
C INVERSIONSVARIABLE
REAL AS, BS, TT, EPS, BK, PI, X, TEST
REAL ERE1, ERE2, WRE1, WRE2, SRE1, SRE2, URE1, URE2, PRE1, PRE2
REAL ESUM, EDU, WSUM, WDU, SSUM, SDU, USUM, UDU, PSUM, PDU, RE, IM
INTEGER K
COMPLEX EFA, WFA, SFA, UFA, PFA, EFS, WFS, SFS, UFS, PFS
COMPLEX AD, AH, BD, BH, AQ, BQ, A, B
COMPLEX FE, FW, FT, FU, FP, FC, FPC
COMPLEX AA, AAA, FA1, FA2
COMPLEX SS, SSS, FS1, FS2
COMPLEX CSH1, CSH2, LAMB, TNH
C
C BERECHNUNGSVARIABLE
REAL DT0, DT, TG, AL, KD, GW, A0, A1, B0, B1, BS0, BS1, ZT, H, PI
REAL ES, NU, EM, K0, K9, G0, G9, ZETA1, ZETA2, ETA, THETA
REAL A0H, A1H, B0H, B1H, A0D, A1D, B0D, B1D, BETA3, BETA4
INTEGER TZ, RB, TM
DIMENSION E(100), W(100), U(100), P(100), S(100), T(100)
C
C FORMAT-ANWEISUNGEN
110 FORMAT(21H NUMERISCHE INVERSION)
111 FORMAT(21H )
112 FORMAT(16H RANDBEDINGUNG =, I15)
113 FORMAT(16H THEORET. MODELL =, I15)
114 FORMAT(16H Koeffizient =, 1F20.15)
115 FORMAT(16H STEIFEMODUL =, 1F12.5)
116 FORMAT(16H THETA =, 1F12.5)
117 FORMAT(16H ETA =, 1F12.5)
118 FORMAT(16H ZETA1 =, 1F12.5)
119 FORMAT(16H ZETA2 =, 1F12.5)
120 FORMAT(16H DURCHLAESSIGK. =, 1F20.15)
121 FORMAT(5H A0 =, 1F9.3, 5H/A1 =, 1F9.3, 5H/B0 =, 1F9.3, 5H/B1 =
122 FORMAT(55H T (MIN) W (MM) U (KPA)
123 FORMAT(5615.5)
C
C EINGABE-BERECHNUNGSPARAMETER
TZ=20
DT0=60.
DT=300.
RB=3
TM=2
H=0.014
THETA=0.0
ETA=00000.
ZETA1=0.000000
ZETA2=0.000000
AL=0.1/60./1000.
KD=1.00E-9
GW=10.
ES=1000.0
NU=0.3
EM=(1+NU)*(1-2*NU)/(1-NU)*ES
K9=EM/(3*(1-2*NU))
G9=EM/(2*(1+NU))
K0=K9*(1+ZETA1)
G0=G9*(1+ZETA2)

```

```

C VERZWEIGUNG THEORET. MODELL
IF (TM.EQ.1) GOTO 150
IF (TM.EQ.2) GOTO 151
IF (TM.EQ.3) GOTO 152
IF (TM.EQ.4) GOTO 153
IF (TM.EQ.5) GOTO 154
IF (TM.EQ.6) GOTO 155

C HOOKE
150 A0H=1.0
    A1H=0.0
    B0H=3.*K9
    B1H=0.0
    A0D=1.0
    A1D=0.0
    B0D=2.*G9
    B1D=0.0
    GOTO 160

C KELVIN-1
151 A0H=1.0
    A1H=0.0
    B0H=3.*K9
    B1H=0.0
    A0D=1.0
    A1D=0.0
    B0D=2.*G9
    B1D=2.*ETA
    GOTO 160

C ZENER
152 A0H=1.0
    A1H=0.0
    B0H=3.*K9
    B1H=0.0
    A0D=1.0
    A1D=ETA/(G0-G9)
    B0D=2.*G9
    B1D=2.*ETA*(G9/(G0-G9)+1)
    GOTO 160

C TAYLOR
153 A0H=1.0
    A1H=0.0
    B0H=3.*K9
    B1H=0.0
    A0D=1.0
    A1D=(G0-G9)*ETA/G0/G0
    B0D=2.*G9
    B1D=2.*(G0-G9)*ETA/G0
    GOTO 160

C KELVIN-2
154 A0H=1.0
    A1H=0.0
    B0H=3.*K9
    B1H=3.*THETA
    A0D=1.0
    A1D=0.0
    B0D=2.*G9
    B1D=2.*ETA
    GOTO 160

```

```

160 ZT=0.5
C EINGABE INVERSIONSPARAMETER
EPS=0.01000000
X=0.
FI=3.14159265361
TG=0.
TT=2.*(TZ/2.*DT0+TZ/2.*DT)
AS=-ALOG(EPS)/TT
C SCHLEIFE UEBER ANZAHL ZEITSCHRITTE
DO 101 J=1,TZ
IF (J.LE.TZ/2.) TG=TG+DT0
IF (J.GT.TZ/2.) TG=TG+DT
C INVERSION
ESUM=0.
WSUM=0.
USUM=0.
SSUM=0.
PSUM=0.
AA=CMPLX(AS,X)
IF (RB.EQ.1) PC=AL/AA
IF (RB.EQ.2) PC=AL/(AA*AA)
IF (RB.EQ.3) PC=AL/(AA*AA)
IF (RB.EQ.4) PC=AL*2./(AA*AA*AA)
IF (RB.EQ.5) PC=-AL*(1/(AA+1.))-1./AA
IF (RB.EQ.6) PC=AL/AA
IF (RB.EQ.7) PC=AA
A0=A0D*A0H
AD=A0D+A1D*AA
AH=A0H+A1H*AA
BD=B0D+B1D*AA
BH=B0H+B1H*AA
AQ=AD*AH*AA
BQ=KD/GW*(1./3.*BH*AD+2./3.*BD*AH)
A=AD*AH
B=1./3.*BH*AD+2./3.*BD*AH
LAMB=AQ/BQ
FA1=A0/(B*AA)
FA2=A0/(A*AA)
AAA=(2*ZT*H-H)*CSQRT(LAMB)
RE=REAL(AAA)
IM=AIMAG(AAA)
IF (RE.GT.100.) AAA=CMPLX(100.,IM)
CSH1=(CEXP(AAA)+CEXP(-AAA))/2.
AAA=H*CSQRT(LAMB)
RE=REAL(AAA)
IM=AIMAG(AAA)
IF (RE.GT.100.) AAA=CMPLX(100.,IM)
CSH2=(CEXP(AAA)+CEXP(-AAA))/2.
TNH=((CEXP(AAA)-CEXP(-AAA))/2.)/CSH2
FE=FA1*CSH1/CSH2
FW=FA1*TNH/(2.*CSQRT(LAMB))
FT=FA2*CSH1/CSH2
FU=1/AA-FA2*CSH1/CSH2
FP=1/AA
IF (RB.EQ.1) FPC=1/AA
IF (RB.EQ.2) FPC=1/AA

```

```

IF (RB.EQ.3) FPC=FA1*TNH/(2.*CSQRT(LAMB))
IF (RB.EQ.4) FPC=FA1*TNH/(2.*CSQRT(LAMB))
IF (RB.EQ.5) FPC=FA1*TNH/(2.*CSQRT(LAMB))
IF (RB.EQ.6) FPC=1/AA-FA2/CSH2
IF (RB.EQ.7) FPC=1/AA/(1/AA-FA2/CSH2)
EFA=PC/FPC*FE
WFA=PC/FPC*FW
SFA=PC/FPC*FT
UFA=PC/FPC*FU
PFA=PC/FPC*FP
ERE1=REAL (EFA)
WRE1=REAL (WFA)
SRE1=REAL (SFA)
URE1=REAL (UFA)
PRE1=REAL (PFA)
RR=(2.*EXP(AS*TB))/TT
DO 105 K=1,100
BK=FLOAT(K)
BS=BK*PI/TT
SS=CMPLX(AS,BS)
IF (RB.EQ.1) PC=AL/SS
IF (RB.EQ.2) PC=AL/(SS*SS)
IF (RB.EQ.3) PC=AL/(SS*SS)
IF (RB.EQ.4) PC=AL*2./(SS*SS*SS)
IF (RB.EQ.5) PC=-AL*(1/(SS+1.)-1./SS)
IF (RB.EQ.6) PC=AL/SS
IF (RB.EQ.7) PC=SS
A0=A0D*A0H
AD=A0D+A1D*SS
AH=A0H+A1H*SS
BD=B0D+B1D*SS
BH=B0H+B1H*SS
AQ=AD*AH*SS
BQ=KD/GW*(1./3.*BH*AD+2./3.*BD*AH)
A=AD*AH
B=1./3.*BH*AD+2./3.*BD*AH
LAMB=AQ/BQ
FS1=A0/(B*SS)
FS2=A0/(A*SS)
SSS=(2*ZT*H-H)*CSQRT(LAMB)
RE=REAL (SSS)
IM=AIMAG (SSS)
IF (RE.GT.100.) SSS=CMPLX(100.,IM)
CSH1=(CEXP(SSS)+CEXP(-SSS))/2.
SSS=H*CSQRT(LAMB)
RE=REAL (SSS)
IM=AIMAG (SSS)
IF (RE.GT.100.) SSS=CMPLX(100.,IM)
CSH2=(CEXP(SSS)+CEXP(-SSS))/2.
TNH=((CEXP(SSS)-CEXP(-SSS))/2.)/CSH2
FE=FS1*CSH1/CSH2
FW=FS1*TNH/(2.*CSQRT(LAMB))
FT=FS2*CSH1/CSH2
FU=1/SS-FS2*CSH1/CSH2
FP=1/SS

```

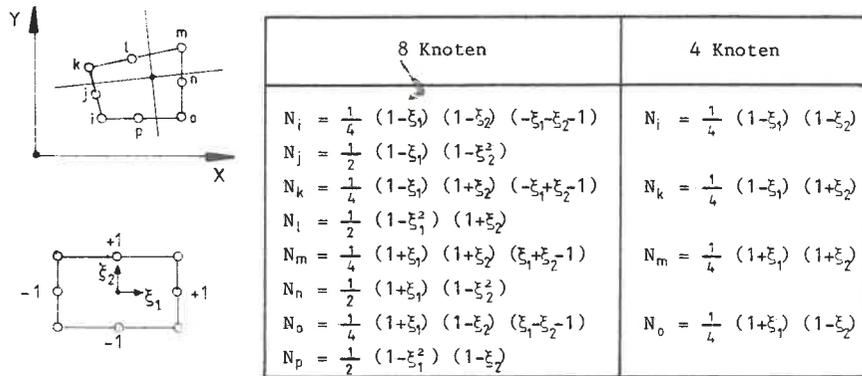
```

IF (RB.EQ.1) FPC=1/SS
IF (RB.EQ.2) FPC=1/SS
IF (RB.EQ.3) FPC=FS1*TNH/(2.*CSQRT(LAMB))
IF (RB.EQ.4) FPC=FS1*TNH/(2.*CSQRT(LAMB))
IF (RB.EQ.5) FPC=FS1*TNH/(2.*CSQRT(LAMB))
IF (RB.EQ.6) FPC=1/SS-FS2/CSH2
IF (RB.EQ.7) FPC=1/SS/(1/SS-FS2/CSH2)
EFS=PC/FPC*FE
WFS=PC/FPC*FW
SFS=PC/FPC*FT
UFS=PC/FPC*FU
PFS=PC/FPC*FP
ERE2=REAL (EFS)
WRE2=REAL (WFS)
SRE2=REAL (SFS)
URE2=REAL (UFS)
PRE2=REAL (PFS)
TIM=BS*TB
NO=IFIX(TIM/(2*PI))
TSN=TIM-2*PI*FLOAT(NO)
EDU=ERE2*COS(TSN)
WDU=WRE2*COS(TSN)
SDU=SRE2*COS(TSN)
UDU=URE2*COS(TSN)
PDU=PRE2*COS(TSN)
ESUM=ESUM+EDU
WSUM=WSUM+WDU
SSUM=SSUM+SDU
USUM=USUM+UDU
PSUM=PSUM+PDU
105 CONTINUE
E(J)=RR*(0.5*ERE1+ESUM)
W(J)=RR*(0.5*WRE1+WSUM)*1000
U(J)=RR*(0.5*URE1+USUM)
S(J)=RR*(0.5*SRE1+SSUM)
P(J)=RR*(0.5*PRE1+PSUM)
T(J)=TB/60.
101 CONTINUE
DO 103 J=1,TZ
WRITE(2,123) T(J),W(J),U(J),P(J)
103 CONTINUE
END

```

A3.5 Diskretisierung und Elementfunktionen

Zur Diskretisierung des Raumes werden isoparametrische, quadrilaterale, zwei-dimensionale Elemente des ebenen Verzerrungszustandes verwendet. Die Verschiebungen werden in 8 Knoten, die Porenwasserüberdrücke in 4 Knoten als unbekannt angesetzt. Je Element sind damit 20 Unbekannte zu berechnen. Die Formfunktionen des Elements ergeben sich in den lokalen Koordinaten ξ_1 und ξ_2 .



Die Koordinatentransformation lokal - global erfolgt nach folgender Vorschrift

$$\begin{aligned} x &= N_i x_i + N_j x_j + \dots + N_p x_p \\ y &= N_i y_i + N_j y_j + \dots + N_p y_p \\ u &= N_i u_i + N_k u_k + \dots + N_o u_o \end{aligned}$$

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_i & 0 & N_j & 0 & \dots & N_p & 0 \\ 0 & N_i & 0 & N_j & \dots & 0 & N_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_i \\ y_i \\ \vdots \\ x_p \\ y_p \end{Bmatrix} = [N_w] \{x\}_e$$

$$\{u\} = [N_i \ N_k \ N_m \ N_o] \begin{Bmatrix} u_i \\ \vdots \\ u_o \end{Bmatrix} = [N_u] \{u\}_e$$

Für die Berechnung werden außerdem die partiellen Ableitungen von [N] benötigt. Aus der Kettenregel der partiellen Differentiation folgt

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi_1} \\ \frac{\partial}{\partial \xi_2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi_1} & \frac{\partial y}{\partial \xi_1} \\ \frac{\partial x}{\partial \xi_2} & \frac{\partial y}{\partial \xi_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad [J] \dots \text{Jacobi-Matrix}$$

A3.6 Lösungen für den elastischen Fall

Im elastischen Sonderfall des viskoelastischen Stoffgesetzes kann für die in Kap. 3.3 aufgestellte Differentialgleichung für nahezu alle Randbedingungen eine geschlossene Lösung entwickelt werden. Die Formulierung der Differentialgleichung erfolgt hier für den Porenwasserüberdruck u , um für die in der Literatur schon vorhandenen Lösungen eine einheitliche Grundlage zu haben. Das Stoffgesetz hat im elastischen Fall die Komponenten

$$a_0 = 1 ; a_1 = 0 ; b_0 = K + 4/3 \cdot G ; b_1 = 0 .$$

Für den Ausdruck $K + 4/3 \cdot G$ ist in der Bodenmechanik der Begriff des Steifemoduls E_s gebräuchlich. Der Steifemodul ist der den Boden im Oedometerversuch kennzeichnende Verformungsmodul. Die Gl. (3.3.2), in Ausdrücken des Porenwasserüberdrucks formuliert, ergibt die folgende Differentialgleichung

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{k E_s}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0$$

In Tabelle 3.1 sind die vorgegebenen Funktionen und ihre experimentelle Zuordnung dargestellt. Für einen Teil dieser Funktionen existieren Lösungen in der Literatur, so daß diese hier nur angegeben und kommentiert werden brauchen. Alle Lösungen werden dabei auf einer einheitlichen Grundlage mit den von TÖLKE (74) entwickelten D-Funktionen angegeben. Für die Lösung werden die folgenden Größen normiert

$$\zeta = \frac{z}{2H} ; \quad \kappa = \frac{k E_s \pi}{\gamma_w H^2} t ; \quad \bar{w}(\zeta, \kappa) = \frac{E_s}{p \cdot 2H} w(\zeta, \kappa)$$

Die Differentialgleichung ergibt sich dann mit der Beziehung $p(\kappa) = \sigma(\zeta, \kappa)$ in der normierten Form

$$\frac{\partial^2 \bar{u}(\zeta, \kappa)}{\partial \zeta^2} + 4\pi \frac{\partial}{\partial \kappa} [p(\kappa) - \bar{u}(\zeta, \kappa)] = 0$$

Die Randbedingungen für den Porenwasserüberdruck an der Oedometerprobe sind in Bild 3.6 aufgeführt. Die Lösung des Problems bei konstanter Spannung kann nach TÖLKE (75) und bei konstanter Spannungsgeschwindigkeit nach FEUERLEIN (20) angegeben werden zu

$$p(\kappa) = 1$$

$$\bar{u}(\zeta, \kappa) = 2 D_{2,1}(\zeta, \kappa)$$

$$\bar{w}(\zeta, \kappa) = \zeta - 2 D_{2,2}(\zeta, \kappa) + 2 D_{2,2}(0, \kappa)$$

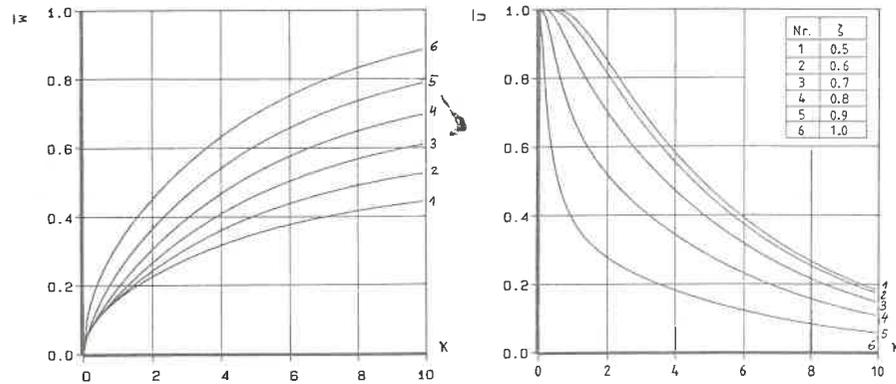


Bild A3.1: Lösungskurven bei konstanter Spannung

$$\bar{p}(\kappa) = \bar{\alpha}_p \kappa$$

$$\bar{u}(\zeta, \kappa) = 8 \pi (D_{2,3}(\zeta, \kappa) - D_{2,2}(\zeta, \kappa))$$

$$\bar{w}(\zeta, \kappa) = (\zeta \kappa + 8 \pi (D_{2,4}(\zeta, 0) - D_{2,4}(\zeta, \kappa) - D_{2,4}(0, 0) + D_{2,4}(0, \kappa)))$$

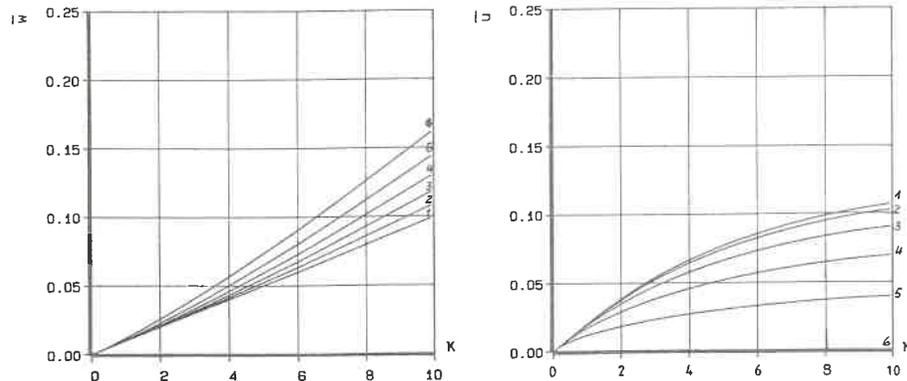


Bild A3.2: Lösungskurven bei konstanter Spannungsgeschwindigkeit

A3.6 Lösungen für den elastischen Fall

Im elastischen Sonderfall des viskoelastischen Stoffgesetzes kann für die in Kap. 3.3 aufgestellte Differentialgleichung für nahezu alle Randbedingungen eine geschlossene Lösung entwickelt werden. Die Formulierung der Differentialgleichung erfolgt hier für den Porenwasserüberdruck u , um für die in der Literatur schon vorhandenen Lösungen eine einheitliche Grundlage zu haben. Das Stoffgesetz hat im elastischen Fall die Komponenten

$$a_0 = 1 ; a_1 = 0 ; b_0 = K + 4/3 \cdot G ; b_1 = 0 .$$

Für den Ausdruck $K + 4/3 \cdot G$ ist in der Bodenmechanik der Begriff des Steifemoduls E_s gebräuchlich. Der Steifemodul ist der den Boden im Oedometerversuch kennzeichnende Verformungsmodul. Die Gl. (3.3.2), in Ausdrücken des Porenwasserüberdrucks formuliert, ergibt die folgende Differentialgleichung

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{k E_s}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0$$

In Tabelle 3.1 sind die vorgegebenen Funktionen und ihre experimentelle Zuordnung dargestellt. Für einen Teil dieser Funktionen existieren Lösungen in der Literatur, so daß diese hier nur angegeben und kommentiert werden brauchen. Alle Lösungen werden dabei auf einer einheitlichen Grundlage mit den von TÖLKE (74) entwickelten D-Funktionen angegeben. Für die Lösung werden die folgenden Größen normiert

$$\zeta = \frac{z}{2H} ; \quad x = \frac{k E_s \pi}{\gamma_w H^2} t ; \quad \bar{w}(\zeta, \kappa) = \frac{E_s}{p \cdot 2H} w(\zeta, \kappa)$$

Die Differentialgleichung ergibt sich dann mit der Beziehung $p(\kappa) = \sigma(\zeta, \kappa)$ in der normierten Form

$$\frac{\partial^2 u(\zeta, \kappa)}{\partial \zeta^2} + 4 \pi \frac{\partial}{\partial \kappa} [p(\kappa) - u(\zeta, \kappa)] = 0$$

Die Randbedingungen für den Porenwasserüberdruck an der Oedometerprobe sind in Bild 3.6 aufgeführt. Die Lösung des Problems bei konstanter Spannung kann nach TÖLKE (75) und bei konstanter Spannungsgeschwindigkeit nach FEUERLEIN (20) angegeben werden zu

$$p(\kappa) = 1$$

$$\bar{u}(\zeta, \kappa) = 2 D_{2,1}(\zeta, \kappa)$$

$$\bar{w}(\zeta, \kappa) = \zeta - 2 D_{2,2}(\zeta, \kappa) + 2 D_{2,2}(0, \kappa)$$

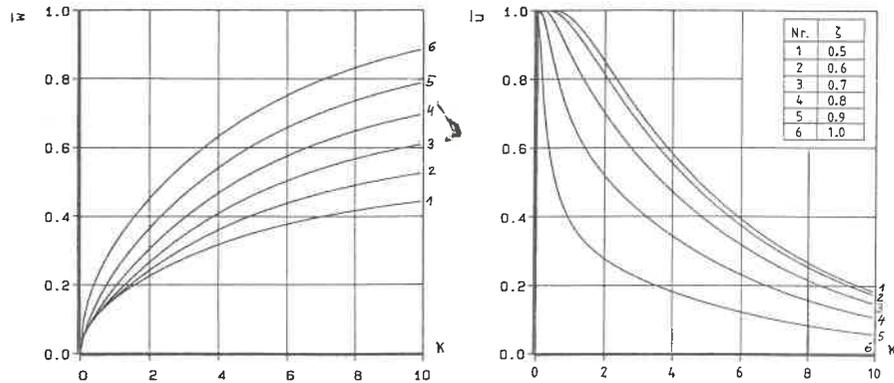


Bild A3.1: Lösungskurven bei konstanter Spannung

$$\bar{p}(\kappa) = \bar{\alpha}_p \kappa$$

$$\bar{u}(\zeta, \kappa) = 8 \pi (D_{2,3}(\zeta, \kappa) - D_{2,2}(\zeta, \kappa))$$

$$\bar{w}(\zeta, \kappa) = (\zeta \kappa + 8 \pi (D_{2,4}(\zeta, 0) - D_{2,4}(\zeta, \kappa) - D_{2,4}(0, 0) + D_{2,4}(0, \kappa)))$$

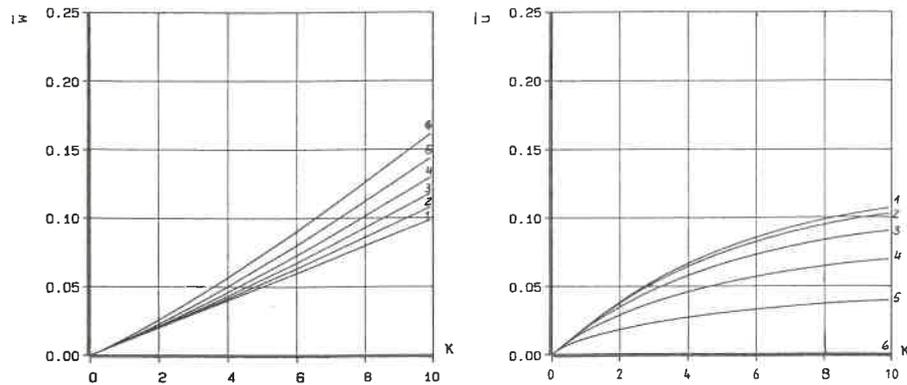


Bild A3.2: Lösungskurven bei konstanter Spannungsgeschwindigkeit

Die Lösungen für verschiebungsgesteuerte Versuche werden in den Grundzügen einer Arbeit von GUSSMANN (32) entnommen. Das eindimensionale Konsolidationsproblem bei beliebiger Wegsteuerung wird dort über die Darstellung durch ein Polynom n-ter Ordnung gelöst. Die Wegfunktion ergibt sich dann zu

$$w(\zeta, \kappa) = \sum_n \bar{\alpha}_w \kappa^n$$

Nach GUSSMANN erhält man für die Spannungen, Porenwasserüberdrücke und Verschiebungen die folgenden Teillösungen

$$p_n(\kappa) = \frac{E_s}{l} \alpha_n n! (4\pi)^n \left[D_{3,2n}(0, \kappa) - \sum_{m=0}^n D_{3,2n}(0, 0) \frac{(\kappa/4\pi)^{n-m}}{(n-m)!} \right]$$

$$u_n(\zeta, \kappa) = \frac{E_s}{l} \alpha_n n! (4\pi)^n \left\{ D_{3,2n}(\zeta, \kappa) - D_{3,2n}(\zeta, 0) - \dots - \sum_{m=1}^n \left[D_{3,2m}(0, 0) - D_{3,2m}(\zeta, 0) \right] \frac{(\kappa/4\pi)^{n-m}}{(n-m)!} \right\}$$

$$w_n(\zeta, \kappa) = \alpha_n n! (4\pi)^n \left\{ D_{3,2n+1}(\zeta, \kappa) - D_{3,2n+1}(0, \kappa) + \frac{(\kappa/4\pi)^n}{n!} \zeta - \dots - \sum_{m=1}^n \left[D_{3,2m+1}(\zeta, 0) - D_{3,2m+1}(0, 0) \right] \frac{(\kappa/4\pi)^{n-m}}{(n-m)!} \right\}$$

und schließlich die Gesamtlösung

$$\bar{p}(\kappa) = \sum_n \bar{p}_n(\kappa) ; \bar{u}(\zeta, \kappa) = \sum_n \bar{u}_n(\zeta, \kappa) ; \bar{w}(\zeta, \kappa) = \sum_n \bar{w}_n(\zeta, \kappa) .$$

Wenn man auf diese allgemeinen Lösungen die konkreten Vorschubfunktionen anwendet, erhält man für den Fall der konstanten Vorschubgeschwindigkeit

$$p(\kappa) = \frac{\alpha_w \gamma_w H}{k} \left(D_{3,2}(0, \kappa) + \frac{\kappa}{4\pi} + \frac{1}{12} \right)$$

$$u(\zeta, \kappa) = \frac{\alpha_w \gamma_w H}{k} \left(D_{3,2}(0, \kappa) - D_{3,2}(\zeta, \kappa) + \frac{\zeta}{2} (1 - \zeta) \right)$$

$$w(\zeta, \kappa) = \frac{\alpha_w \gamma_w H^2}{k E_s} \left(D_{3,3}(\zeta, \kappa) + \frac{\zeta \kappa}{4\pi} + \frac{\zeta}{6} (1 - \zeta) \left(\frac{1}{2} - \zeta \right) \right)$$

und für den Fall der linear zunehmenden Vorschubgeschwindigkeit (Polynom zweiter Ordnung)

$$p(\kappa) = \frac{\alpha_w \gamma_w^2 16 H^3}{k^2 E_s} \left(D_{3,4}(0, \kappa) + \frac{1}{2} \left(\frac{\kappa}{4\pi} \right)^2 + \frac{1}{12} \frac{\kappa}{4\pi} - \frac{1}{720} \right)$$

$$u(\zeta, \kappa) = \frac{\alpha_w \sqrt{16} H^3}{k^2 E_S} (D_{3,4}(0, \kappa) - D_{3,4}(\zeta, \kappa) + D_{3,2}(\zeta, 0) \left(\frac{\kappa}{4\pi}\right) + D_{3,4}(\zeta, 0) + \frac{59}{720})$$

$$w(\zeta, \kappa) = \frac{\alpha_w \sqrt{32} H^4}{k^2 E_S} (D_{3,5}(\zeta, \kappa) + \frac{1}{2} \left(\frac{\kappa}{4\pi}\right)^2 \zeta - D_{3,3}(\zeta, 0) \left(\frac{\kappa}{4\pi}\right) - D_{3,5}(\zeta, 0))$$

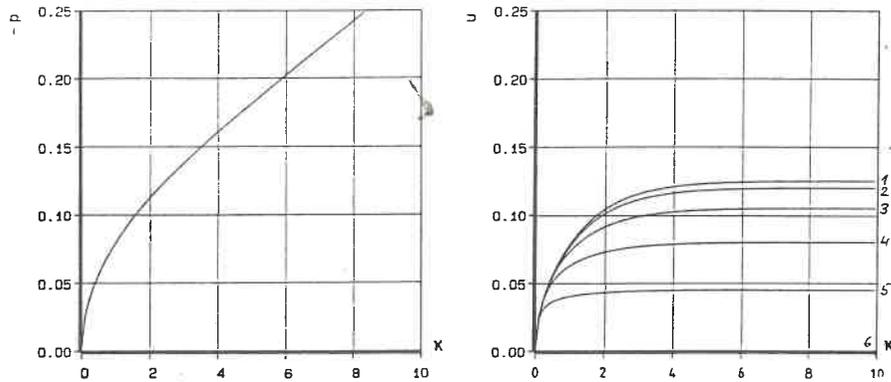


Bild A3.3: Lösungskurven bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit

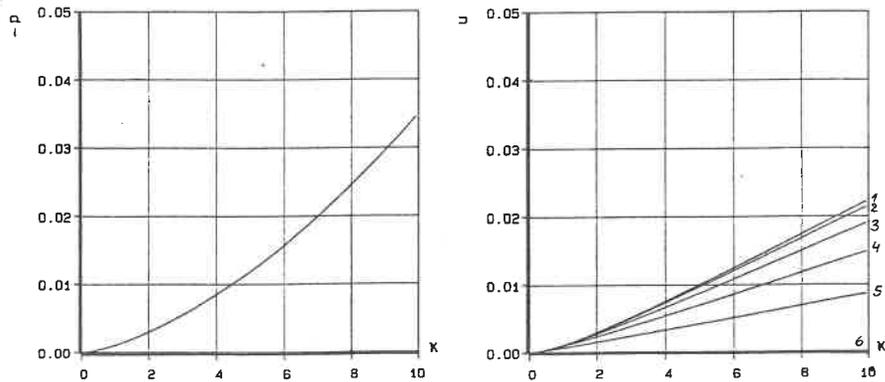


Bild A3.4: Lösungskurven bei linear zunehmender Vorschubgeschwindigkeit

Die Vorschubfunktion mit verzögerndem Verlauf wurde nach der Gleichung 5 in Tabelle 3.1 auf der Basis einer Exponentialfunktion gewählt. Für die Polynomdarstellung dieser Funktion ergibt sich nach dem Newtonschen Interpolations-

verfahren eine gute Approximation mit 6 Stützstellen. Die Näherungsfunktion wird so ermittelt, daß sie in dem Intervall $0 \leq t \leq 300$ Minuten die Versuchsfunktion repräsentiert (siehe Bild A3.5).

$$w(H, t) = \alpha_{we} (0.97276 t - 0.43524 t^2 + 0.10795 t^3 - 0.01425 t^4 + 0.000775 t^5)$$

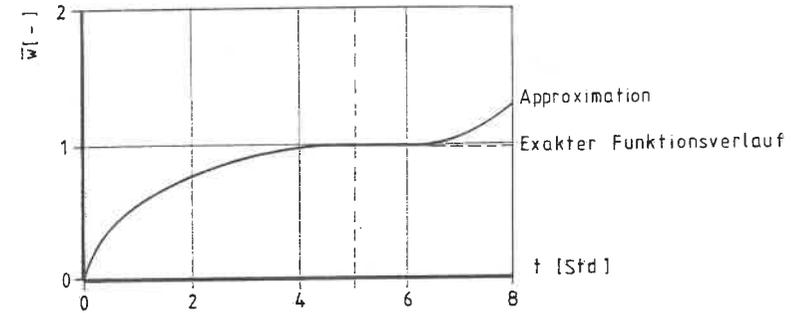


Bild A3.5: Verlauf der Polynom-Näherungsfunktion für die Exponentialfunktion

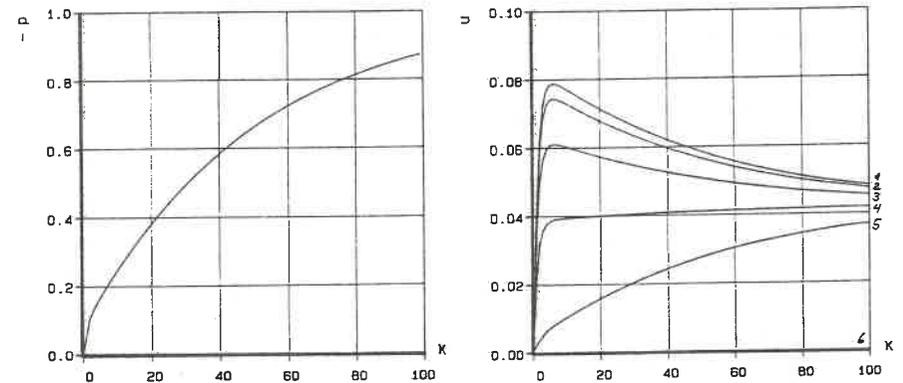


Bild A3.6: Lösungskurven bei vorgegebener Exponentialfunktion

Die bisherigen theoretischen Untersuchungen zum CG-Versuch sind auf die Arbeit von LOWE (48) beschränkt, der Formeln für die Parameterermittlung angegeben, aber keine Lösungen für Spannungen, PWD und Verschiebungen entwickelt hat. Im folgenden soll deshalb Gl.(3.3.2) für die Randbedingungen des CG-Versuchs ge-

löst werden. Bei Anwendung der Laplace-Transformation ergeben sich Gleichungen die nicht mehr geschlossen rücktransformiert werden können. Mit dem numerischen Inversionsverfahren von DUBNER/ABATE (18) können jedoch die Lösungskurven ermittelt werden (Bild A3.7).

$$\begin{aligned} \tilde{p}(s) &= \frac{u_0 \cosh \sqrt{\lambda^*}}{s \cdot \cosh \sqrt{\lambda^*} - s} \\ \tilde{u}(\zeta, s) &= \frac{u_0 \cosh \sqrt{\lambda^*}}{s \cdot \cosh \sqrt{\lambda^*} - 1} \left[1 - \frac{\cosh (2\zeta - 1) \sqrt{\lambda^*}}{\cosh \sqrt{\lambda^*}} \right] \\ \tilde{w}(1, s) &= \frac{u_0}{E_s s \sqrt{\lambda^*}} \frac{\sinh \sqrt{\lambda^*}}{\cosh \sqrt{\lambda^*} - 1} \quad \text{mit } \lambda^* = \frac{s \cdot H^2}{c_v} \end{aligned}$$

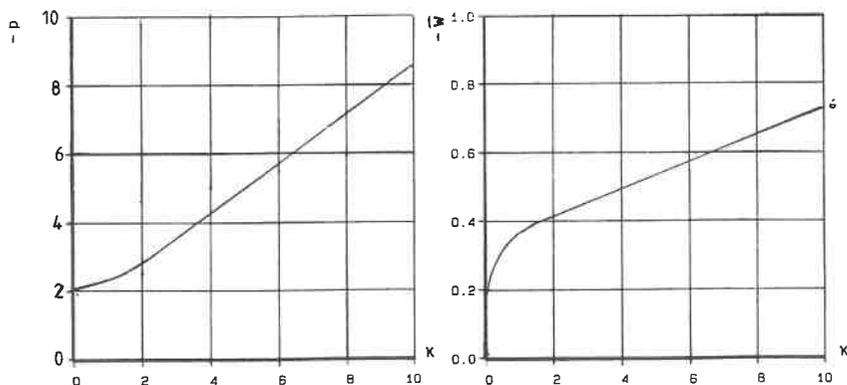


Bild A3.7: Lösungskurven bei konstantem PWD an der Basis

Die neueste Entwicklung bei ML-Oedometerversuchen ist der CL-Versuch von JANBU (40). Bei diesem Versuchstyp wird das Verhältnis u_b/p konstant gehalten. In seiner Veröffentlichung entwickelt JANBU die theoretischen Grundlagen für eine derartige Randbedingungsfunktion. Der Nachteil bei dieser Art der vorgegebenen Randbedingungen ist es, daß keine allgemeine Lösung für das zeitabhängige Verhalten angegeben wird, sondern das jeweils experimentell zugrundegelegte u_b/p -Verhältnis berücksichtigt werden muß. Die Einordnung des theoretischen zeitlichen Verhaltens in Beziehung zu den anderen ML-Versuchstypen ist damit nicht möglich. JANBU gibt aber Formeln und Diagramme an, die eine Auswertung der Versuche gestatten und damit die Ermittlung der wichtigsten Parameter ermöglichen. Grundlage dieser Auswertung ist das von ihm entwickelte Diagramm für die Bestimmung der Porenwasserdruckspannungen über die Höhe in Abhängigkeit des u_b/p -Verhältnisses.

D-Funktionen nach TÖLKE

$$D_{1,2m}(\zeta, \kappa) = \frac{2(-1)^m}{\pi^{2m}} \sum_0^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n+1)^{2m}} e^{-(n+\frac{1}{2})^2 \pi \kappa} \sin (2n+1) \pi \zeta$$

$$D_{1,2m+1}(\zeta, \kappa) = \frac{2(-1)^{m+1}}{\pi^{2m+1}} \sum_0^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n+1)^{2m+1}} e^{-(n+\frac{1}{2})^2 \pi \kappa} \cos (2n+1) \pi \zeta$$

$$D_{2,2m}(\zeta, \kappa) = \frac{2(-1)^m}{\pi^{2m}} \sum_0^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^{2m}} e^{-(n+\frac{1}{2})^2 \pi \kappa} \cos (2n+1) \pi \zeta$$

$$D_{2,2m+1}(\zeta, \kappa) = \frac{2(-1)^m}{\pi^{2m+1}} \sum_0^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^{2m+1}} e^{-(n+\frac{1}{2})^2 \pi \kappa} \sin (2n+1) \pi \zeta$$

$$D_{3,2m}(\zeta, \kappa) = \frac{2(-1)^m}{\pi^{2m}} \sum_1^{\infty} \frac{1}{(2n)^{2m}} e^{-n^2 \pi \kappa} \cos 2 \cdot n \pi \zeta$$

$$D_{3,2m+1}(\zeta, \kappa) = \frac{2(-1)^m}{\pi^{2m+1}} \sum_1^{\infty} \frac{1}{(2n)^{2m+1}} e^{-n^2 \pi \kappa} \sin 2 \cdot n \pi \zeta$$

$$D_{4,2m}(\zeta, \kappa) = \frac{2(-1)^m}{\pi^{2m}} \sum_1^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n)^{2m}} e^{-n^2 \pi \kappa} \cos 2 \cdot n \pi \zeta$$

$$D_{4,2m+1}(\zeta, \kappa) = \frac{2(-1)^m}{\pi^{2m+1}} \sum_1^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n)^{2m+1}} e^{-n^2 \pi \kappa} \sin 2 \cdot n \pi \zeta$$

A4.2 Effektive Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

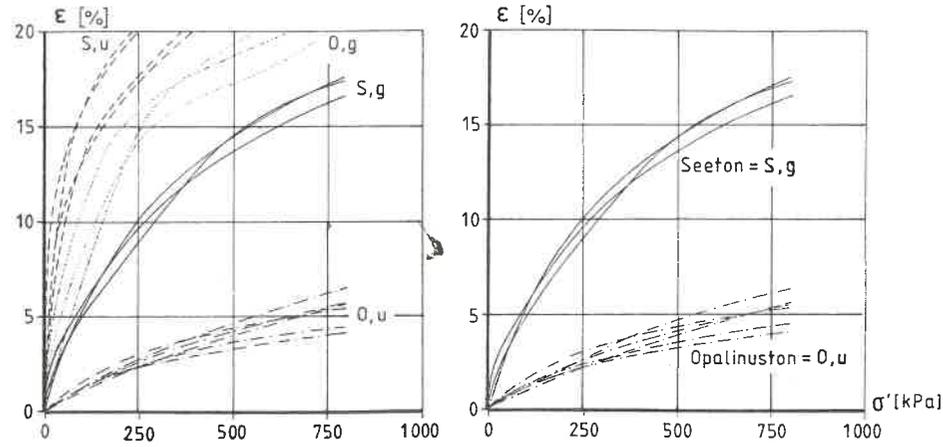


Bild A4.1: IL-Versuche an Seeton und Opalinuston

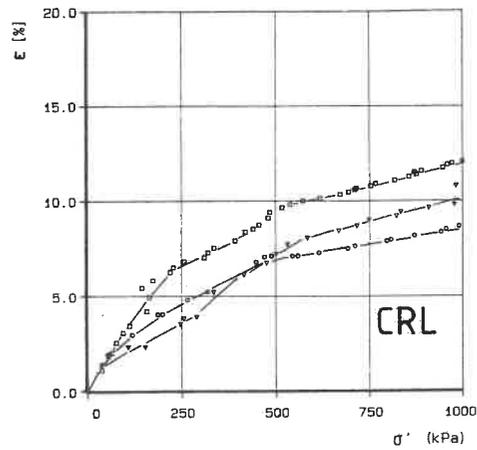


Bild A4.2: CRL-Versuche an Seeton

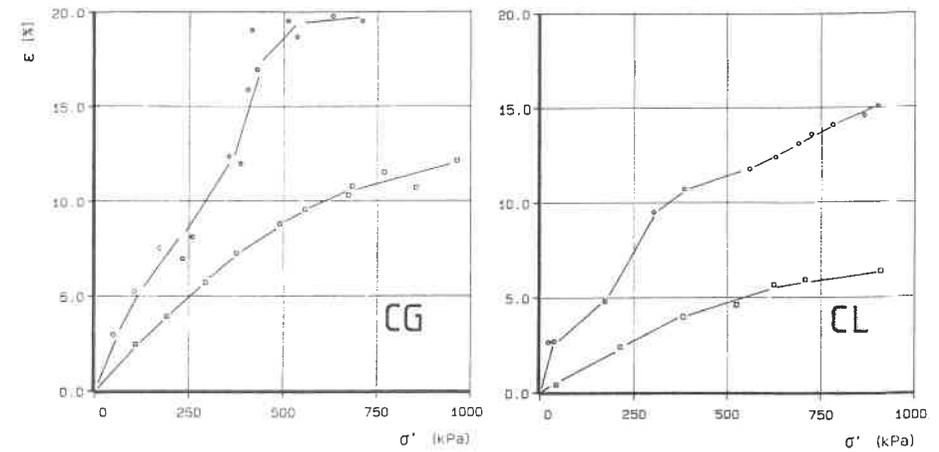


Bild A4.3: CG- und CL-Versuche an Seeton

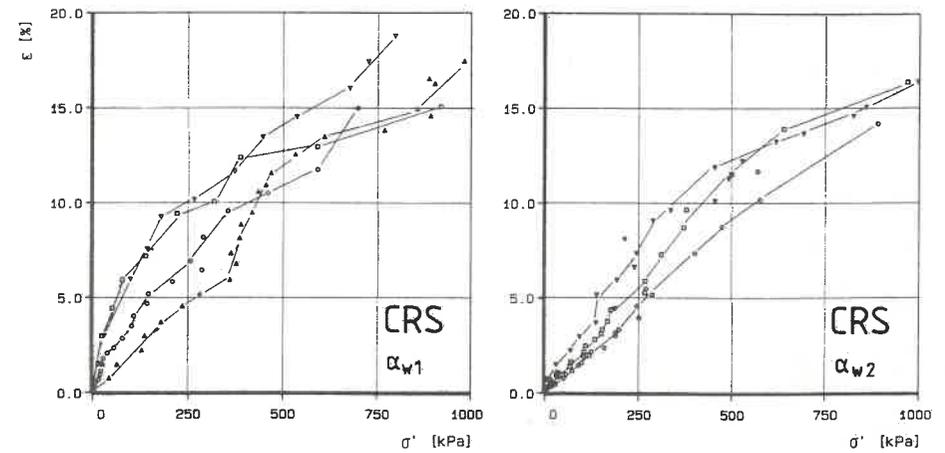


Bild A4.4: CRS-Versuche an Seeton, H=14 mm

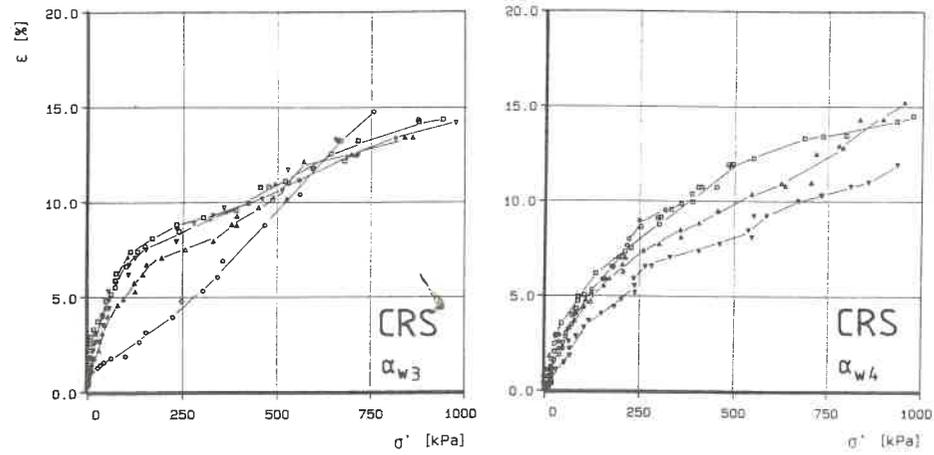


Bild A4.5: CRS-Versuche an Seeton, H=14 mm

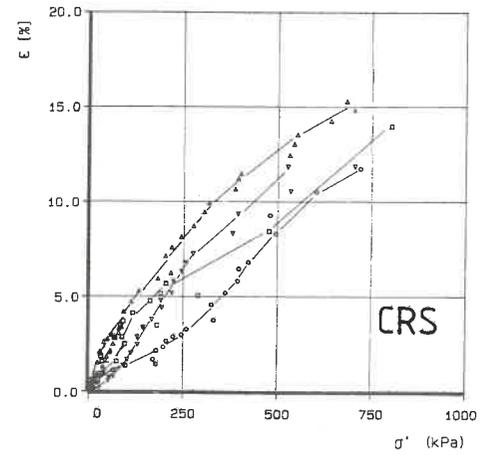


Bild A4.7: CRS-Versuche an Opalinuston

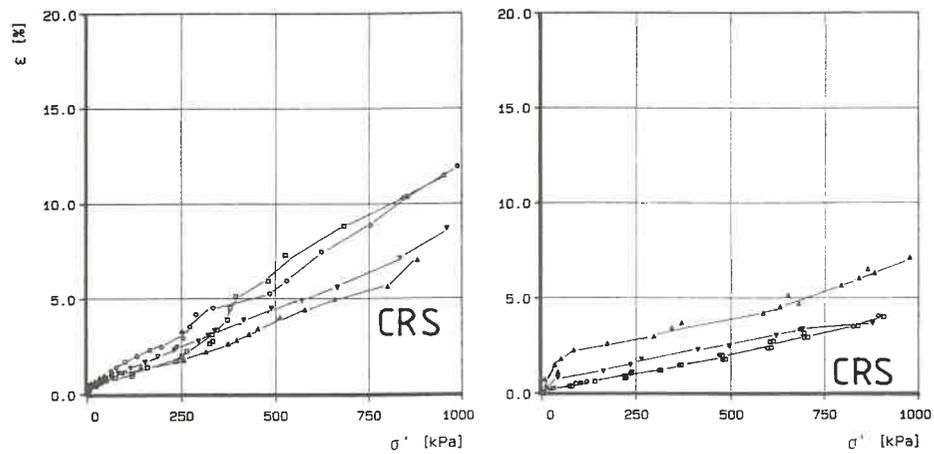


Bild A4.6: CRS-Versuche an Seeton, H=28/42 mm

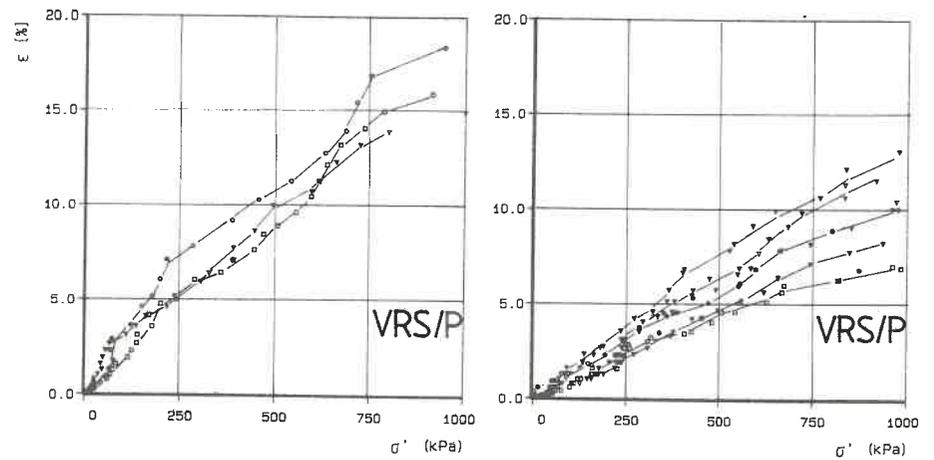


Bild A4.8: VRS/P-Versuche an Seeton und Opalinuston

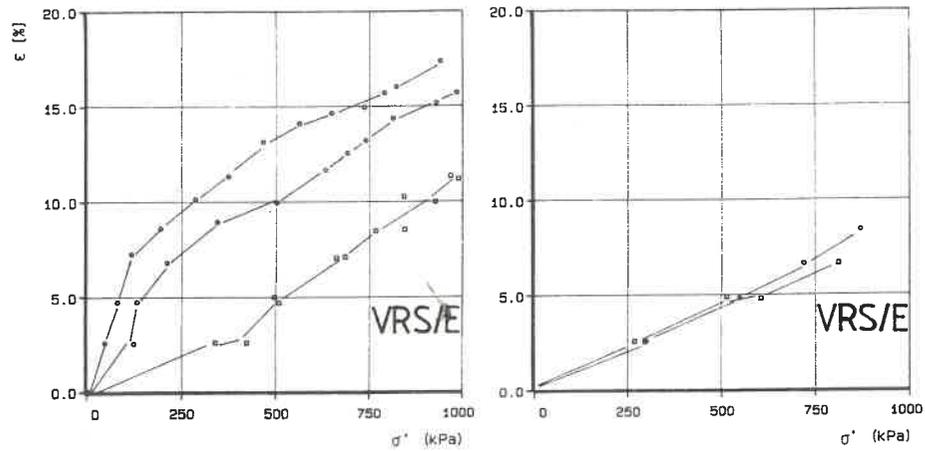


Bild A4.9: VRS/E-Versuche an Seeton und Opalinuston

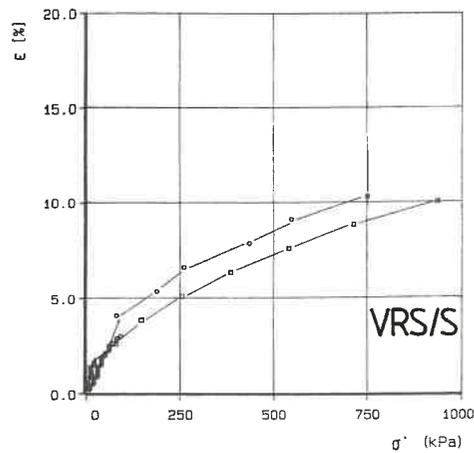


Bild A4.10: VRS/S-Versuche an Seeton

A4.3 Bestimmung von Stoffparametern

A4.3.1 CRL - Versuch

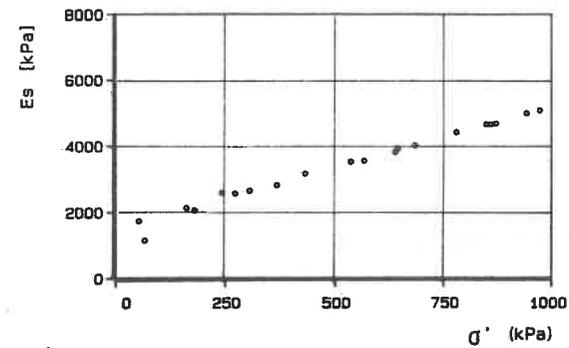


Bild A4.11: Steifemodul in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

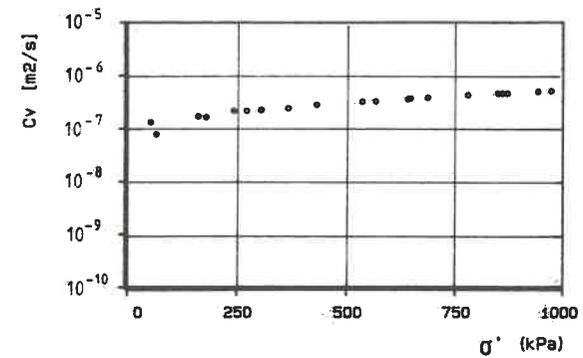


Bild A4.12: Konsolidierungsbeiwert in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

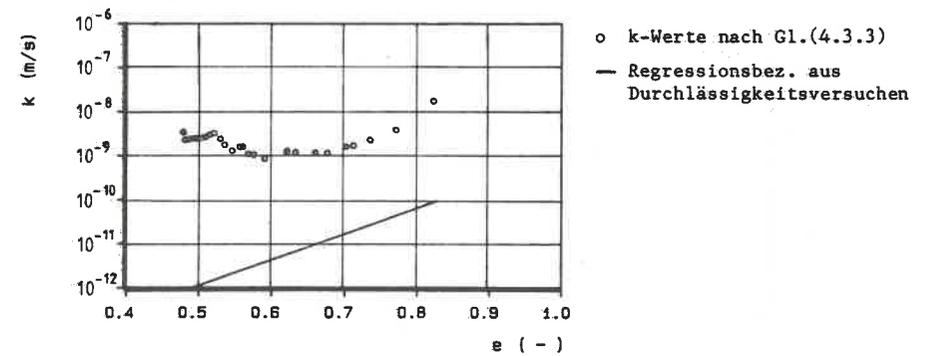


Bild A4.13: Durchlässigkeitsbeiwert in Abhängigkeit von der Porenzahl

A4.3.2 CG - Versuch

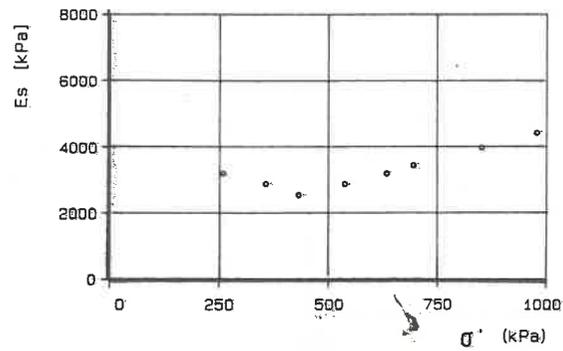


Bild A4.14: Steifemodul in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

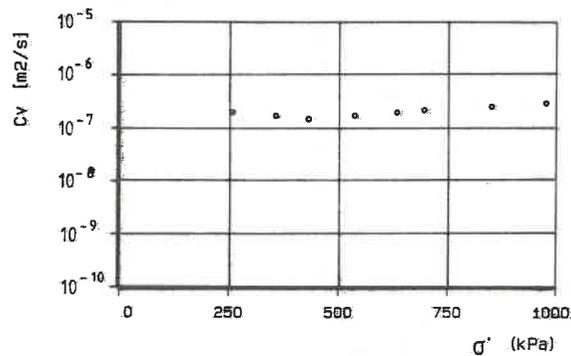


Bild A4.15: Konsolidierungsbeiwert in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

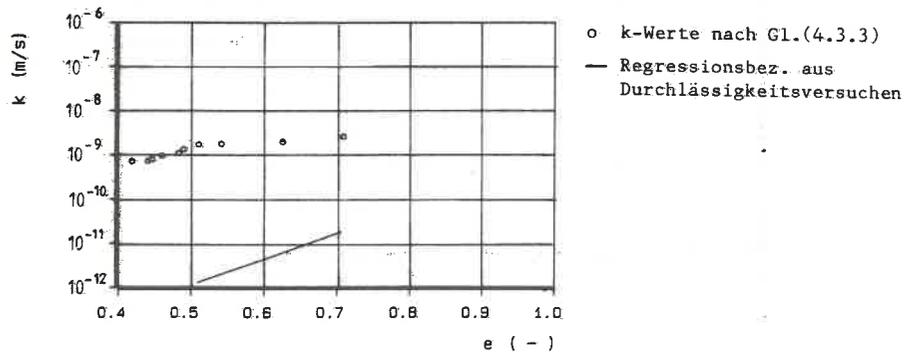


Bild A4.16: Durchlässigkeitsbeiwert in Abhängigkeit von der Porenzahl

A4.3.3 CL - Versuch

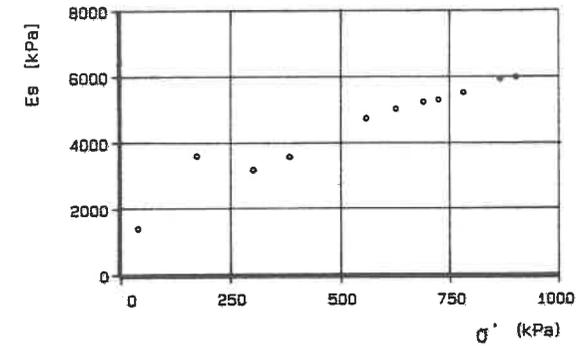


Bild A4.17: Steifemodul in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

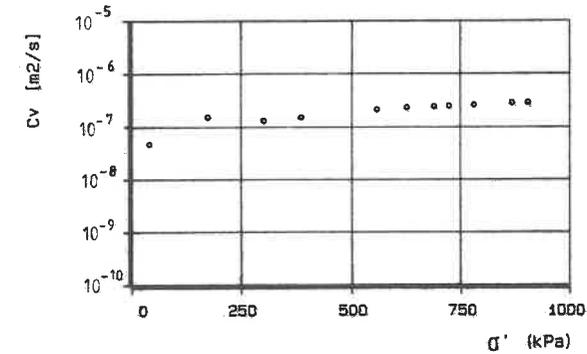


Bild A4.18: Konsolidierungsbeiwert in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

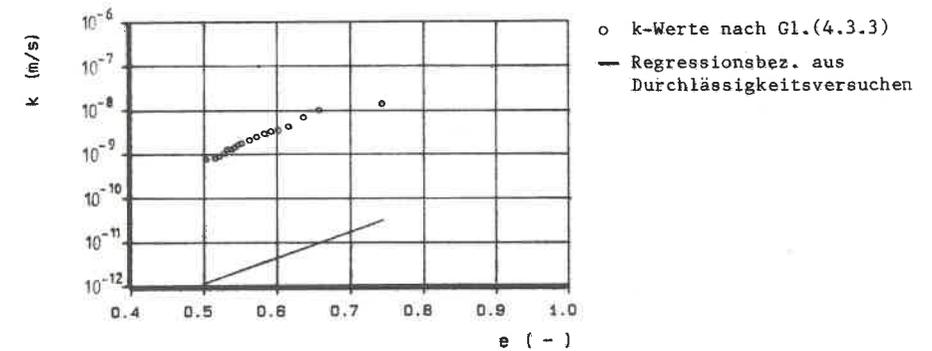


Bild A4.19: Durchlässigkeitsbeiwert in Abhängigkeit von der Porenzahl

A4.3.4 CRS - Versuch an Seeton

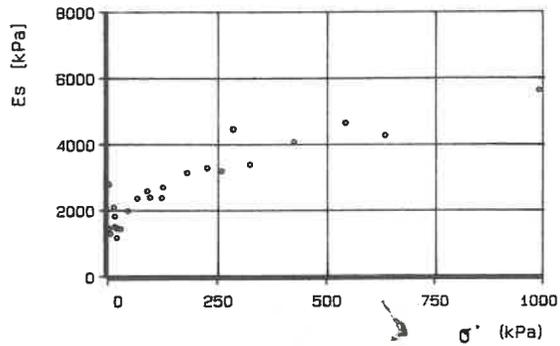


Bild A4.20: Steifemodul in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

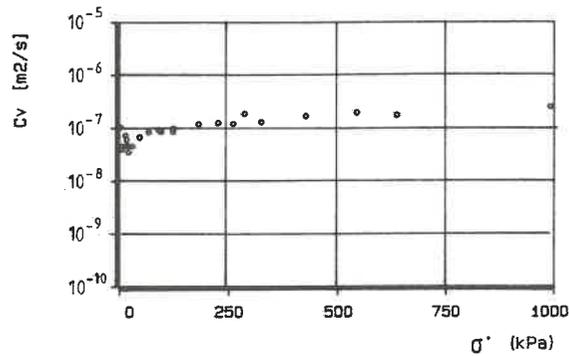


Bild A4.21: Konsolidierungsbeiwert in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

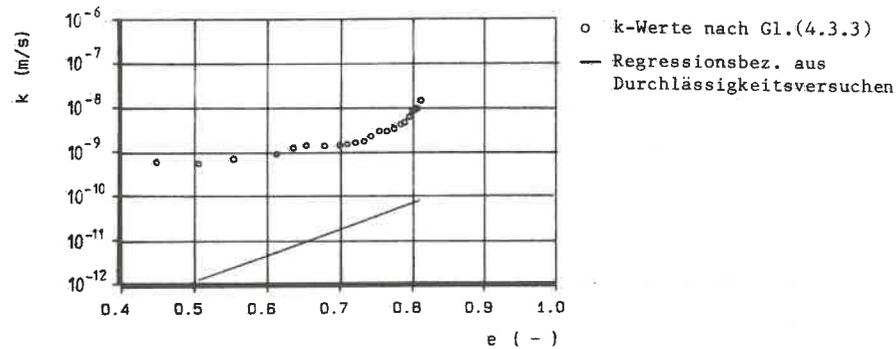


Bild A4.22: Durchlässigkeitsbeiwert in Abhängigkeit von der Porenzahl

A4.3.5 CRS - Versuch an Opalinuston

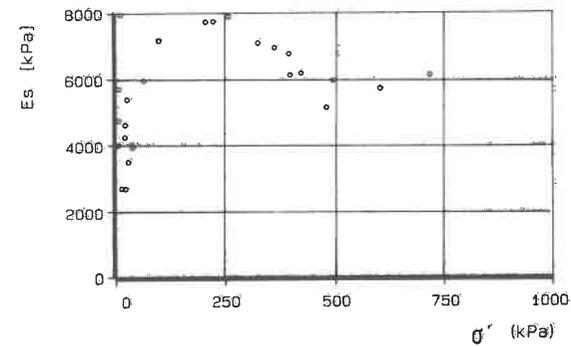


Bild A4.23: Steifemodul in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

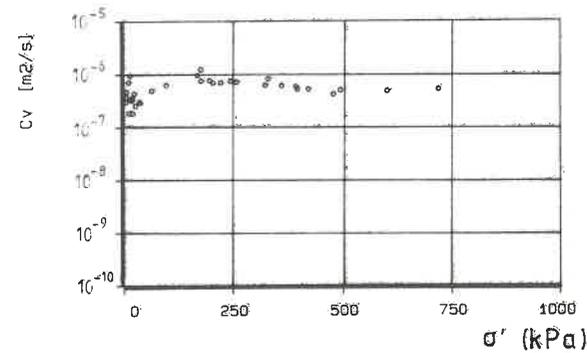


Bild A4.24: Konsolidierungsbeiwert in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

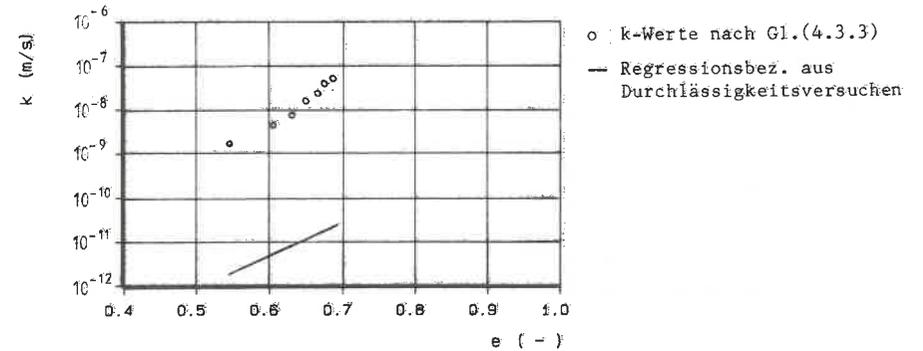


Bild A4.25: Durchlässigkeitsbeiwert in Abhängigkeit von der Porenzahl

A4.3.6 VRS/P - Versuch

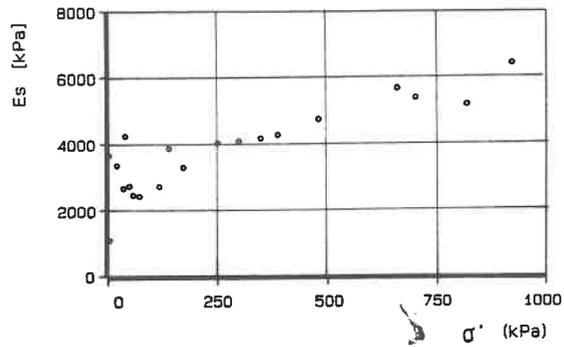


Bild A4.26: Steifemodul in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

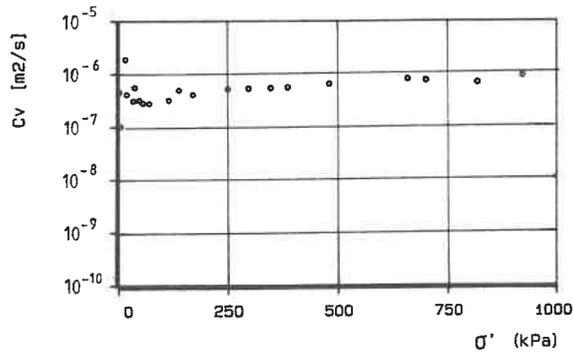


Bild A4.27: Konsolidierungsbeiwert in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

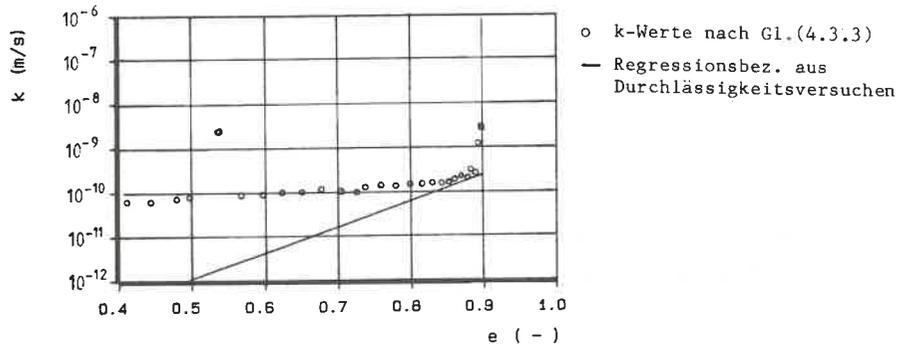


Bild A4.28: Durchlässigkeitsbeiwert in Abhängigkeit von der Porenzahl

A4.3.7 VRS/E - Versuch

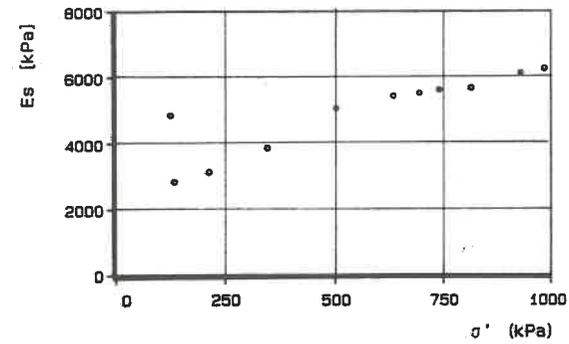


Bild A4.29: Steifemodul in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

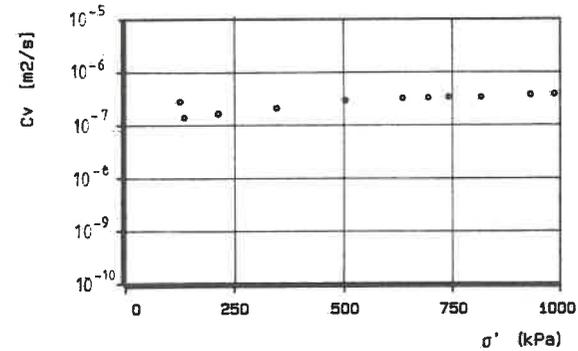


Bild A4.30: Konsolidierungsbeiwert in Abhängigkeit von der effektiven Spannung

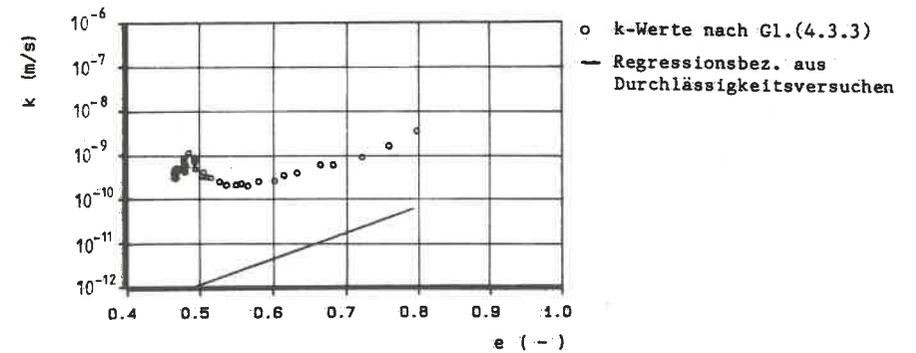


Bild A4.31: Durchlässigkeitsbeiwert in Abhängigkeit von der Porenzahl

MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTGART

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

- Nr. 1 Thamm, B. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
Preis: DM 10,--
- Nr. 2 Gußmann, P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
Preis: DM 5,--
- Nr. 3 Feeser, V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß
Preis: DM 10,--
- Nr. 4 Du Thinh, K. (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation
Preis einschließlich Quellenprogramm: DM 200,--
- Nr. 5 Smoltczyk, U. (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR
Pertschi, O./
Hilmer, K. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)
Preis: DM 18,--
- Nr. 6 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenammerwände
Preis: DM 18,--
- Nr. 7 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens
Preis: DM 18,--
- Nr. 8 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
Preis: DM 15,--
- Nr. 9 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand
Preis: DM 15,--
- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
Preis: DM 20,--
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
Gußmann, P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation
Preis: DM 20,--
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
Preis: DM 25,--
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch
Preis: DM 25,--

- Nr. 14 Schmidt, H.-H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund
Preis: DM 25,--
- Nr. 15 Smoltczyk, U. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen
Schweikert, O.
Preis: DM 12,--
- Nr. 16 Malcharek, K. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten
Preis: DM 15,--
- Nr. 17 Gruhle, H.-D. (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes
Preis: DM 30,--
- Nr. 18 Kobler, W. (1982) Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen
Preis: DM 25,--
- Nr. 19 Lutz, W. (1983) Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten
Preis: DM 25,--
- Nr. 20 Smoltczyk, U. (1983) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"
Preis: DM 35,--
- Nr. 21 Schweikert, O. (1984) Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des aktiven Erddruckes
Preis: DM 20,--
- Nr. 22 Vogt, N. (1984) Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand
Preis: DM 25,--
- Nr. 23 Buchmaier, R. (1985) Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten
Preis: DM 25,--
- Nr. 24 Schad, H. (1985) Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben
Preis: DM 25,--
- Nr. 25 Gußmann, P. (1985) Die Methode der Kinematischen Elemente
Preis: DM 20,--
- Nr. 26 Steinmann, B. (1985) Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung
Preis: DM 25,--

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner Mitarbeiter

- | 1 | Smoltczyk, U. (1983) Studienunterlagen.
s.a. "Mitteilungen des Baugrundinstituts Stg."
- | 2 | Gußmann, P. (1973) Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig dräniertes Tonschichten
Die Bautechnik 50, 20 - 25 Sonderdruck
- | 3 | Thamm, B.R. (1973) Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept
Der Bauingenieur 48, 311 - 314 Sonderdruck
- | 4 | Gußmann, P./ Spotka, H. (1973) Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden
Die Bautechnik 50, 265 - 272 Sonderdruck
- | 5 | Thamm, B.R. (1973) Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden
Der Bauingenieur 48, 370 - 374 Sonderdruck
- | 6 | Gußmann, P. (1974) Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 61 - 73
- | 7 | Gußmann, P./ Schad, H. (1974) Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 74 - 90
- | 8 | Gußmann, P./ Spotka, H. (1974) One-dimensional consolidation of multi-layered clays
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 91 - 102
- | 9 | Gußmann, P./ Thamm, B. (1974) Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 103 - 117
- | 10 | Schad, H. et al. (1974) Stresses in concrete caisson bells
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 118 - 121
- | 11 | Smoltczyk, U. (1974) Improved technique for foundations on slopes
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 122 - 129
- | 12 | Smoltczyk, U./ Diem, P./ Spotka, H. (1974) Pressure cell for the measurement of normal and shear stress
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 130 - 136
- | 13 | Smoltczyk, U./ Ljöterud, L. (1974) Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 137 - 141

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

- [14] Smoltczyk, U. (1975) *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*
CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe
- [15] Gußmann, P./Thamm, B.R. (1974) *Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben*
Der Bauingenieur 49, 293 - 298 Sonderdruck
- [16] Gußmann, P. (1974) *Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruckansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen*
Der Bauingenieur 49, 298 - 301 Sonderdruck
- [17] Smoltczyk, U./Gußmann, P./Schulz, H. (1974) *DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele*
20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,--
- [18] Laumans, Q. (1975) *Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächen Gründungen*
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14
- [19] Smoltczyk, U. (1975) *Graving Dock Foundation on Deep Fill*
Proc. 1 Baltic Conf. Soil Mech. Found. Engg. III, 213 - 222
- [20] Smoltczyk, U./Du Thinh (1975) *Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden*
Fortschritt-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25, 70 S.
- [21] Smoltczyk, U. (1975) *Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren*
in: Festschrift Lorenz, Techn. Univ. Berlin, 203-218
- [22] Smoltczyk, U. (1975) *Wie kann man Baugruben verbilligen?*
Der Architekt 2, 94 - 103
- [23] Smoltczyk, U. (1975) *Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein*
Veröff. Inst. Felsmech. Bodenmech. Univ. Karlsruhe 63, 21 - 50
- [24] Smoltczyk, U. (1976) *Pfahlgründung eines Eisenbahndammes*
Proc. 6. Europ. Conf. SMFE, 1.2, 561 - 566
- [25] Smoltczyk, U./Hilmer, K. (1976) *Erddruck auf Schleusenammerwände*
Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, 245 - 265
- [26] Laumans, Q./Schad, H. (1976) *Calculation of mat foundations on clayey silts*
Proc. Sec. Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol 1
- [27] Smoltczyk, U./Hilmer, K./Franke, E./Schuppener, B. (1977) *Earth Pressure Variations Due to Temperatur Change*
ICOSFME Tokyo, Vol. 2, 225 - 233
- [28] Smoltczyk, U./Seeger, H. (1977) *Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes*
Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, 443 - 447
- [29] Smoltczyk, U. (1978) *Wagnis Baugrund*
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift, 8/9, 12 - 16
- [30] Hilmer, K./Vogt, N. (1978) *Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden*
Geotechnik 1, 75 - 83
- [31] Schad, H. (1978) *Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben*
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 141 - 161
- [32] Schulz, H./Smoltczyk, U. (1978) *Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen*
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 275 - 296
- [33] Smoltczyk, U. (1978) *DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik*
GEOTECHNIK 1, 29 - 42
- [34] Gußmann, P. (1978) *Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften*
GEOTECHNIK 1, 68 - 74
- [35] Hilmer, K./Vogt, N. (1978) *Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden*
GEOTECHNIK 1, 75 - 84
- [36] Schmidt, H.-H. (1978) *Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben eindringenden Wassers*
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart
- [37] Schmidt, H.-H. (1978) *Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten*
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart
- [38] Gußmann, P. (1979) *Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich dränkter Laborversuche*
GEOTECHNIK 2, 148 - 154
- [39] Smoltczyk, U. (1979) *Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, 77 - 80*
- [40] Schmidt, H.-H. (1979) *Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forschungsbericht FA 5.042 G 77 H B.f. Verkehr*
- [41] Smoltczyk, U. (1979) *Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften*
Berichte Bundesvereinigung Prüfingenieure für Baustatik, Arbeitstagung 4, 23 - 51
- [42] Smoltczyk, U./Vogt, N./Hilmer, K. (1979) *Lateral Earth Pressure Due to Surcharge*
Proc. 7. ECSMFE Brighton, 2, 131 - 140

- [43] Smoltczyk,U. (1979) *Influence of foundation depth on raft analyses* Proc.3.Int.Conf.Numerical Methods in Geomechanics, 4, 1503 - 1512
- [44] Smoltczyk,U. (1979) *Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart* 2.Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, 113 - 115
- [45] Smoltczyk,U./Gartung,E. (1979) *Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone.* Proc.4.Int.Congr.Rock Mechanics Montreux, 639 - 644
- [46] Smoltczyk,U./Schmidt,H.-H. (1979) *Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden* Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsgesellschaft f.d.Straßenwesen Koblenz
- [47] Smoltczyk,U./Gußmann,P./Schad,H. (1980) Grundbautaschenbuch 3.Auflage Teil 1 mit Beiträgen:
1.1 Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole
1.2 Baugrundgutachten; 1.7 Numerische Verfahren in der Bodenmechanik; 1.10 Berechnung von Zeitsetzungen. Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin München
- [48] Smoltczyk,U. (1980) *Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzuziehung von mineralogischen Untersuchungen.* VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau..".
- [49] Smoltczyk,U. (1980) *Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde.* III.Int.Symp. DDR-Komitee Bodenmech.Grundbau Dresden, S.22-28.
- [50] Smoltczyk,U. (1980) *Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen.* III.Int.Symp.DDR-Komitee Bodenmech.Grundbau Dresden, S.58-61.
- [51] Buchmaier,R.F./Smoltczyk,U./Schad,H. (1980) *Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand.* Proc.6.Donaueurop.CSMFE Varna, 1a, S.65-74.
- [52] Smoltczyk,U./Malcharek,K. (1981) *Lebendverbau von Steilböschungen.* Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S.396-400.
- [53] Smoltczyk,U. (1981) *Saving cities and old buildings.* State-of-the-Art Report.10th ICSMFE Stockholm,4,S.441-465.
- [54] Gußmann,P./Lutz,W. (1981) *Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser.* GEOTECHNIK 4,S.70-81.
- [55] Kunz,B. (1981) *Methodenbank im Grundbau (MIG).* Schlußbericht S-SMO/103 des Inst.f.Grundbau- und Bodenmechanik der Univ. Stuttg., CAD-Projekt Kernforschungszentrum Karlsruhe.
- [56] Melzer,K.-J./Smoltczyk,U. (1982) *Dynamic penetration testing.* State-of-the-Art Report.Proc.2nd ESOPT Amsterdam,1,S.191-202.
- [57] Smoltczyk,U./Malcharek,K. (1982) *Living Sheets on Steep Slopes.* Proc.2nd Int.Conf.Geotextiles,1,S.253-257.
- [58] Steinmann,B. (1982) *Consolidation testing of Opalinuston with different types of drainage.* Proc.Int.Symp.Num.Models Geomechanics Zürich,S.280-285. A.A.Balkema Rotterdam.
- [59] Smoltczyk,U. (1982) *Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice. Some personal experiences.* Int.Symposium Numerical Models Geomechanics, Zürich, S.535-548.
- [60] Vogt,N. (1982) *Large scale model tests with partial mobilization of the wall.* IUTAM Conference Deformation Failure Granular Materials, Delft, S.643-652.
- [61] Smoltczyk,U. (1982) *Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität.* Geotechn.Konferenz, Brn, CSSR.
- [62] Smoltczyk,U. (1982) *Unterfangungen und Unterfahrungen.* Grundbautaschenbuch Teil 2, Abschn. 2.3, 3.Aufl.,W.Ernst u. Sohn.
- [63] Smoltczyk,U./Netzel,D. (1982) *Flachgründungen.* Grundbautaschenbuch Teil 2, Abschn.2.1, 3. Aufl., W.Ernst u.Sohn.
- [64] Smoltczyk,U./Hilmer,K. (1982) *Baugrundverbesserung.* Grundbautaschenbuch Teil 2,Abschn.2.5, 3.Aufl., W. Ernst u.Sohn.
- [65] Schenck,W./Smoltczyk,U./Lächler,W. (1982) *Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion.* Grundbautaschenbuch 2, 2.12, W.Ernst u.Sohn.
- [66] Schenck,W./Smoltczyk,U. (1982) *Gründungen im offenen Wasser.* Grundbautaschenbuch Teil 2, Abschn. 2.17, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn.
- [67] Gussmann,P. (1982) *Kinematical Elements for Soils and Rocks.* Proc.of the 4th Int.Conf.on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton/Canada.
- [68] Gussmann,P. (1982) *Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures.* IUTAM Symp. 'Deformation and Failure of Granular Materials', Delft.
- [69] Smoltczyk,U. (1983) *Deep Compaction.* General Report: 8th ECSMFE Helsinki, Vol. 3, S. 63-74.
- [70] Gussmann,P. (1983) *Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzten unter statischen Lasten.* 7. Donaueurop. CSMFE, Kishinjew, III, S. 55-60.
- [69] Smoltczyk,U./Malcharek,K. (1982): *Living Sheets on Steep Slopes.* 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, I, S.253-257.
- [70] Smoltczyk,U. (1983): *Deep Compaction.* General Report: 8th ECSMFE Helsinki, Vol. 3, S.63-74.
- [71] Gussmann,P. (1983): *Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzten unter statischen Lasten.* 7. Donaueurop. CSMFE, Kishinjew, III, S.55-60.
- [72] Smoltczyk,U. (1983): *Axiale Probebelastung - Teil I: Statische Belastung. Empfehlungen für die Durchführung (4. Vorschlag).* GEOTECHNIK 6, S.174-195.
- [73] Smoltczyk,U. (1984): *Nachlese zum Erdrutsch in Tuve.* GEOTECHNIK 7,S.54-55.
- [74] Smoltczyk,U./Malcharek,K. (1984): *Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen.* GEOTECHNIK 7, S.117-129.
- [75] Smoltczyk,U. (1984): *Wie sicher müssen Altbauten sein?* GEOTECHNIK 7, S. 174-181.

- [76] Smoltczyk, U. (1984): *Zur Berechnung der rückverhängten Erdwand.*
GEOTECHNIK 7, S.214.
- [77] Smoltczyk, U. (1984): *Neues Verfahren zur Sicherung von Steilböschungen mit Hilfe von Geotextilien.* 23. Int. Chemiefasertagung Dornbirn.
- [78] Gussmann, P./Ochmann, H. (1985): *Probabilistic Theory and Kinematical Element Method.* 11th ICSMFE San Francisco.
- [79] Smoltczyk, U./Malcharek, K. (1985): *Slope protection by membrane structures.*
GEOTEXTILES AND GEOMEMBRANES 2
- [80] Smoltczyk, U./Salden, D./Majchrzyk, K. (1985): *Determination of the Shear Strength of Partially Decomposed Mudstone.*
11th ICSMFE San Francisco.
- [81] Smoltczyk, U. (1985): *Axial Pile Loading Test - Part 1: Static Loading.*
GEOTECHNICAL TESTING JOURNAL 8.

