

# VERÖFFENTLICHUNGEN

des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Universität Kaiserslautern

**Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos**

---

Heft 15

**MATERIALVERHALTEN EINES TEILGESÄTTIGTEN BINDIGEN  
BODENS UNTER ZYKLISCHER BELASTUNG**

von

**Thomas Becker**

---

KAISERSLAUTERN 2012



Vom Fachbereich Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Kaiserslautern

zur  
Verleihung des akademischen Grades  
DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)  
genehmigte

**DISSERTATION**

D 386

Tag der Einreichung: 19. März 2012  
Tag der mündlichen Prüfung: 18. Juni 2012

Dekan: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

Berichterstatter: em. Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Meißner  
Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos

Autor dieses Heftes ist

**Thomas Becker**

Ehemaliger wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet  
Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern





# Vorwort des Herausgebers

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen der Forschungsaktivitäten des Fachgebiets, als die Leitung Herrn Prof. Helmut Meißner oblag. Die experimentelle und theoretische Untersuchung des Verhaltens teilgesättigter Böden bildete im letzten Jahrzehnt einen der Schwerpunkte der Forschungstätigkeit des Fachgebiets. Neben der monotonen statischen Belastung von derartigen Böden wurden ausführlich auch zyklische Beanspruchungen untersucht. Nachdem das Verhalten rolliger Böden durch die Dissertation von Herrn Andreas Becker abgedeckt wurde, widmete man sich der zyklischen Belastung von bindigen Böden. Diese wurden bereits durch andere Dissertationen hinsichtlich ihres Quellverhaltens und der Stoffmodellierung ausführlich behandelt. Ein großer Teil dieser Forschungsarbeiten wurde, genau wie die vorliegende Dissertation, durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft finanziert.

In der Arbeit werden aufwändige zyklische Triaxialversuche konzipiert, durchgeführt und ausgewertet. Der Einfluss der Saugspannungscharakteristik wird untersucht. Zustandsparameter (Porenzahl, Spannungszustand, Sättigungsgrad) sowie zyklische Lastamplitude und Zyklenzahl werden sinnvoll variiert, um daraus die wesentlichen Merkmale des Materialverhaltens zu erfassen und empirische Beziehungen herzuleiten. Die Dissertation liefert einen nennenswerten Beitrag zu einem aktuellen Wissensgebiet der Bodenmechanik und gleichzeitig wertvolle Ergebnisse für die Ingenieurpraxis.

C. Vrettos



# Vorwort des Autors

ALLE DINGE SIND MÖGLICH DEM, DER GLAUBT. (MARKUS 9, 23)

Die Dissertationsschrift entstand während und nach meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern.

Das Ziel der Arbeit war es, aufbauend auf bisherigen Untersuchungen zyklisch bzw. dynamisch beanspruchter Böden im Rahmen verschiedener Forschungsprojekte der DFG, in einem weiteren von der DFG geförderten Projekt, die Erkenntnisse auf teilgesättigte Böden auszudehnen und insbesondere eine reproduzierbare und repräsentative Messtechnik zur Ermittlung von Stoffparametern zu entwickeln und die Ergebnisse entsprechender Versuche in einen elastoplastischen Stoffansatz zu integrieren.

Diese Arbeit wurde in der gesamten Zeit vom ehemaligen Leiter des Fachgebietes Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. em. Helmut Meißner betreut, dem ich an dieser Stelle für sein über seine Dienstzeit hinausgehendes Engagement außerordentlich danke. Dem heutigen Fachgebietsleiter Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos danke ich für die Übernahme des Korreferats sowie für die tatkräftige Unterstützung in der Endphase der Bearbeitung. Für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes bedanke ich mich an dieser Stelle sehr herzlich bei Herr Prof. Dr.-Ing. habil. Sven Klinkel.

Allen Mitarbeitern und ehemaligen Mitarbeitern des Fachgebietes danke ich für die vielen Diskussionen, Anregungen und Hilfestellungen. Mein besonderer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Hans Mathäus Hügel für die vielen Fachgespräche und Herrn Rüdiger Neger für die überaus sorgfältige Ausführung der Laborversuche und seiner Liebe zum Detail.

Des Weiteren danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald Beitzel von der Fachhochschule Trier, der mich in meinem beruflichen Leben früh darin unterstützte und bestärkte dieses Ziel zu erreichen.

Nicht zuletzt danke ich meiner Frau Birgit und unserem Sohn Jakob, die mich jeden Tag neu daran erinnern, dass alles im Leben seine Zeit und seine Stunde hat.

Thomas Becker



# Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung</b>	<b>ix</b>
<b>Abstract</b>	<b>xi</b>
<b>1 Einführung</b>	<b>1</b>
1.1 Thematik . . . . .	2
1.2 Stand der Wissenschaft . . . . .	4
1.3 Ziel der eigenen Untersuchungen . . . . .	9
<b>2 Verhalten teilgesättigter Böden</b>	<b>11</b>
2.1 Aufbau und Zusammensetzung . . . . .	11
2.2 Phänomenologisches Verhalten . . . . .	16
2.2.1 Hydraulische Effekte . . . . .	16
2.2.2 Mechanische Effekte unter monotoner Beanspruchung . .	23
2.2.2.1 Elastizität . . . . .	24
2.2.2.2 Scherfestigkeit . . . . .	26
2.2.2.3 Volumenänderungsverhalten . . . . .	30
2.2.2.4 Spannungs-Verformungsverhalten . . . . .	32
2.2.3 Mechanische Effekte unter nicht monotoner Beanspruchung	35
2.3 Versuchs- und Messtechnik . . . . .	43
2.3.1 Messung der Saugspannungen im Boden . . . . .	43
2.3.1.1 Tensiometer . . . . .	44
2.3.1.2 Axis-translation Methode . . . . .	46
2.3.2 Messung des Spannungs-Verformungsverhaltens . . . . .	48
2.3.2.1 Zyklischer Triaxialversuch . . . . .	48
2.3.2.2 Resonant-Column-Test . . . . .	50
2.4 Zustandsgrößen und Materialfunktionen . . . . .	52
2.4.1 Konzept der effektiven Spannungen . . . . .	52
2.4.2 Unabhängige Spannungszustandsgrößen . . . . .	55
2.4.3 Weitere Zustandsgrößen . . . . .	57
2.4.4 Kopplungsmechanismen . . . . .	58

2.4.4.1	Volumenänderungen durch hydraulische Effekte	58
2.4.4.2	Änderung des hydraulischen Flusses . . . . .	59
2.5	Materialbeziehungen und Stoffmodelle . . . . .	60
2.5.1	Zur Verwendung von Tensoren und Invarianten . . . . .	61
2.5.2	Nicht gekoppelte Stoffmodelle . . . . .	65
2.5.2.1	Elastoplastizität (Hyperplastizität) . . . . .	66
2.5.2.2	CamClay Theorie . . . . .	73
2.5.2.3	Hypoplastizität . . . . .	77
2.5.3	Gekoppelte Stoffmodelle . . . . .	79
2.5.3.1	Theorie poröser Medien (TPM) . . . . .	79
2.5.3.2	Das Barcelona Basic Model (BBM) . . . . .	82
2.5.4	Modellierung zyklischer Einwirkungen . . . . .	89
2.5.4.1	Elastoplastische Mehrflächenmodelle . . . . .	89
2.5.4.2	Hypoplastisches Stoffgesetz . . . . .	92
2.5.4.3	Weitere Modellansätze . . . . .	93
2.6	Folgerungen für die experimentellen Untersuchungen . . . . .	94
<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen zum Materialverhalten</b>	<b>95</b>
3.1	Untersuchungskonzept . . . . .	95
3.2	Bodenmaterial und Probenvorbereitung . . . . .	99
3.3	Ermittlung der Saugspannungscharakteristik . . . . .	102
3.3.1	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung . . . . .	102
3.3.2	Versuchsparameter . . . . .	103
3.3.3	Ergebnisse . . . . .	103
3.4	Statische und zyklische Triaxialversuche . . . . .	108
3.4.1	Versuchsstand und Versuchsdurchführung . . . . .	108
3.4.2	Versuchsparameter und Regelspannungspfade . . . . .	114
3.4.3	Ergebnisse . . . . .	118
3.5	Ödometerversuche . . . . .	124
3.5.1	Versuchsstand und Versuchsdurchführung . . . . .	124
3.5.2	Versuchsparameter und Regelspannungspfade . . . . .	125
3.5.3	Ergebnisse . . . . .	126
3.6	Direkte Scherversuche . . . . .	129
3.6.1	Versuchsdurchführung und Versuchsparameter . . . . .	129
3.6.2	Ergebnisse . . . . .	129
<b>4</b>	<b>Stoffmodell und Darstellung der Versuchsergebnisse</b>	<b>133</b>
4.1	Phänomene der Versuchsergebnisse . . . . .	136
4.2	Elasto-plastisches Stoffmodell . . . . .	143
4.3	Parameterwerte und Funktionen des Stoffmodells . . . . .	147
4.3.1	Pseudo-elastische Parameter K und G . . . . .	147

4.3.2	Parameter der Fließfunktion . . . . .	152
4.3.2.1	Parameter $m$ und B . . . . .	153
4.3.2.2	Parameter A . . . . .	155
4.3.3	Dilatationsverhalten . . . . .	160
<b>5</b>	<b>Zyklische Belastungsphase der Triaxialproben</b>	<b>167</b>
5.1	Phänomene der zyklischen Einwirkungen . . . . .	168
5.2	One-way-Versuche . . . . .	171
5.2.1	Deviatorische Verformungen . . . . .	171
5.2.1.1	Maximale deviatorische Verformungen . . . . .	171
5.2.1.2	Amplitudenwerte der dev. Verformungen . . . . .	176
5.2.2	Volumetrische Verformungen (Volumenänderungen) . . . . .	178
5.2.2.1	Funktion $f_0$ : Einfluss der Zyklenzahl $N$ . . . . .	178
5.2.2.2	Maximale Volumenänderung . . . . .	179
5.2.2.3	Amplituden der zyklischen Verformungen . . . . .	179
5.3	Two-way-Versuche . . . . .	181
5.3.1	Deviatorische Verformungen . . . . .	181
5.3.1.1	Maximale deviatorische Verformungen . . . . .	181
5.3.1.2	Amplitudenwerte der dev. Verformungen . . . . .	186
5.3.2	Volumetrische Verformungen (Volumenänderungen) . . . . .	187
5.3.2.1	Funktion $f_0$ : Einfluss der Zyklenzahl $N$ . . . . .	187
5.3.2.2	Maximale Volumenänderung $I_{\varepsilon_z, max}$ . . . . .	188
5.3.2.3	Amplituden der zyklischen Verformungen . . . . .	188
5.4	Porendrücke (Wasser-/ Saugspannungen) . . . . .	190
5.5	Zusammenstellung der Parameterfunktionen . . . . .	195
5.6	Erforderliche Versuche . . . . .	197
	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>199</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>200</b>
	<b>Notation</b>	<b>213</b>
	<b>Anhang</b>	<b>215</b>





# Kurzfassung

Für einen teilgesättigter Modellboden sind experimentelle Untersuchungen ausgeführt, die sowohl die Teilsättigung des Bodens während der Belastung als auch die zyklischen Einwirkungen unter drainierten Randbedingungen berücksichtigen. Die Teilsättigung ist durch eine Saugspannungsmessung mittels Miniaturtensiometer in einer zyklischen Triaxialzelle und einem statischen Ödometer erfasst. In zahlreichen Laboruntersuchungen konnte eine reproduzierbare Probenaufbereitung nachgewiesen werden. Insbesondere konnte gezeigt werden, dass im Probeninnern des Modellbodens gegenüber den Probenendflächen keine signifikant abweichenden Wassergehalte und somit konstante Anfangssaugspannungen vorliegen. Vor allem bei der Applikation von zyklischen Beanspruchungen zur Ermittlung und numerischen Beschreibung des Materialverhaltens ist dieser Umstand von Bedeutung. Die Messergebnisse sind anschließend zur Modifikation eines elastoplastischen Stoffmodellansatzes herangezogen.

Mit den erzielten Untersuchungsergebnissen konnten die Parameterfunktionen eines elastoplastischen Stoffgesetzes in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl  $e_0$ , des Anfangssättigungsgrades  $S_{r0}$  sowie des isotropen Spannungszustandes  $I_\sigma$  unter Berücksichtigung der Einflussgrößen aus der zyklischen Beanspruchung, dieses sind die axiale deviatorische Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$  und die Lastzyklenzahl  $N$ , für einen Frequenzbereich von 0,005 - 0,01 Hz über einen Separationsansatz aufgestellt werden. Die Kopplung der Teilsättigung erfolgt dabei über den Sättigungsgrad bzw. den Wassergehalt des Bodens anhand der porenzahlabhängigen Saugspannungscharakteristik (SWCC).

Es konnte gezeigt werden, dass alle untersuchten teilgesättigten Böden in der zyklischen Lastphase durchgehend eine zyklisch-deviatorische Dehnungsverfestigung aufweisen. Ab einer Lastzyklenzahl  $N \geq 560$  stagnieren die zyklisch bedingten Verformungen und es entsteht ein quasi-stationärer Verformungs- und Porendruckzustand. Dabei zeigen die sogenannten Wechselfersuche eine signifikante höhere Verformungs- und Saugspannungsamplitude als die sogenannten Schwellversuche.

Die aufgestellten Beziehungen gelten für einen Wertebereich der Anfangssättigungsgrade  $S_{r0} \geq 82 \%$  und der Anfangsporenzahl  $0,52 \leq e_0 \leq 0,64$ .



# Abstract

For a partially saturated soil experimental studies are performed that take into account the unsaturated conditions of the soil during cyclic loading and the effects under drained conditions. The partial saturation is detected by means of a suction measurement via a small tip tensiometer in a cyclic triaxial cell and a static oedometer. In numerous laboratory studies a reproducible sample preparation could be developed. In particular it could be established that inside the tested soil sample in relation to the samples end faces no significantly different water contents as well as initial soil suction are presented. Especially in the application of cyclic stresses to determine the material behavior and for the numerical description of this fact is this of more particular importance. The measurement results are then used to modify an elastoplastic material model approach.

With the achieved analysis results, the parameter functions of the elastoplastic constitutive approach in relation to the initial pore ratio  $e_0$ , the initial degree of saturation  $S_{r0}$  and the isotropic stress state  $I_\sigma$  taking into account the parameters of the cyclic loading, that is the axial stress amplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$  and the number of load cycles  $N$ , for a frequency range of 0.005 - 0.01 Hz are established via a separation. The coupling of the partial saturation is carried out via the degree of saturation, or the water content of the soil based on the soil-water-characteristic-curve (SWCC) and the effective stress concept.

It could be demonstrated that all the investigated unsaturated soils samples throughout the cyclic loading phase shown a cyclic-deviatoric strain hardening. From a number of load cycles  $N \geq 560$  cyclical deformations stagnate and there is a quasi-steady state deformation and pore pressure. Especially in the applied two-way-tests a significant higher deformation amplitude and also a higher suction amplitude is determined than in the one-way-tests.

The established relationships are valid for a range of values of the initial degrees of saturation  $S_{r0} \geq 82\%$  and the initial pore ratio  $0.52 \leq e_0 \leq 0.64$ .



# Kapitel 1

## Einführung

Das mechanische Verhalten von Böden, also einem Mehrphasengemisch aus mineralischen Körnern, Luft und Wasser, unterscheidet sich grundlegend von dem anderer Werkstoffe wie z.B. Stahl, Beton oder Kunststoff. Es handelt es sich hierbei um einen natürlichen Stoff, dessen Materialverhalten, d.h. das Spannungs-Verformungsverhalten, neben der Zusammensetzung der Einzelbestandteile insbesondere durch die Entstehungsgeschichte und die vorherrschenden Umgebungsbedingungen geprägt ist. Wesentliche, das Materialverhalten beeinflussende Parameter sind der Anteil an Poren und der auf den Boden einwirkende, aktuelle Spannungszustand. Bei teilgesättigten Böden tritt der Sättigungsgrad hinzu, der den Anteil der mit Wasser gefüllten Poren am Gesamtporenraum des Bodens beschreibt.

In der klassischen Bodenmechanik kann das mechanische Verhalten eines wassergesättigten Bodens nach [TERZAGHI 1936] mit dem Prinzip der totalen und effektiven Spannungen beschrieben werden, indem man die Bodenmatrix als Zweiphasengemisch, bestehend aus Wasser (Flüssigkeit) und Bodenkörner (Feststoff), betrachtet. In geotechnischen Fragestellungen, wie z.B. bei der Gründung von Bauwerken oder der Beurteilung von Standsicherheiten, werden Bodenbereiche betrachtet, die sich zumindest teilweise oberhalb des Grundwasserspiegels, d.h. in der teilgesättigten Bodenzone befinden. Damit beteiligt sich als dritte Phase die Porenluft (Gas) am mechanischen Verhalten des Bodens. In diesem Fall ist eine differenziertere Betrachtungsweise hinsichtlich des Materialverhaltens der Bodenmatrix erforderlich, da die Komponenten Flüssigkeit, Gas und Feststoff miteinander interagieren.

Zyklisch oder dynamisch belastete Böden zeigen zudem ein zeitabhängiges Antwortspektrum an Verformungen, welches sowohl für den Gebrauchszustand von Bauwerken wie auch für den Grenzzustand des Bodens von Bedeutung ist. Während bei hochfrequenten dynamischen Belastungen die Lastamplituden i.Allg. relativ klein sind und das Spannungs-Verformungsverhalten noch zutreffend durch

linear-elastische Werkstoffbeziehungen beschreibbar ist, sind bei niederfrequenten zyklischen Belastungen die Lastamplituden i.Allg. ausgeprägter und somit auch größere Verformungen zu erwarten. Bei bindigen Böden äußert sich diese Beanspruchung vor allem in einem nichtlinearen und in vielen Fällen inelastischen Materialverhalten.

Systematische Untersuchungen von teilgesättigten, bindigen Böden unter zyklischen resp. dynamischen Belastungen liegen bisher nur in begrenztem Umfang vor. Obwohl das Verhalten dieser Böden z.B. bei der Herstellung von Erdbauwerken oder der Bauwerksgründung von besonderer Bedeutung ist, gibt es im Bezug auf das zyklisch induzierte Spannungs-Verformungsverhalten vor dem Erreichen des Versagenszustandes noch keine ausreichenden Erkenntnisse. Gründe liegen z.B. im Fehlen einer ausreichenden Datenbasis sowie in der Gewinnung experimenteller Ergebnisse.

## **1.1 Thematik**

Teilgesättigte Böden bestehen aus drei Phasen, die über ihre Volumenanteile definiert sind: dem Korngerüst (Feststoff), dem Porenwasser (Flüssigkeit) und der Porenluft (Gas). Alle drei Phasen wirken in einem definierten Betrachtungsausschnitt und stehen miteinander in unterschiedlichem Maße in Wechselbeziehungen. In der Bodenmechanik und der Bodenkunde spricht man von sogenannten „gekoppelten“ Systemen. Aus physikalischer Sicht besteht für das Dreiphasengemisch Boden diese Kopplung aus den Wechselwirkungen der mechanischen, hydraulischen und thermischen Eigenschaften der Einzelphasen.

Während sich bei einem gesättigten Boden (Zweiphasengemisch aus Feststoff und Flüssigkeit) die Einwirkungen aus den äußeren Belastungen je nach den herrschenden Randbedingungen, d.h. unter drainierten (Wasser kann sich einer äußeren Belastung entziehen) oder undrainierten Zuständen (Wasser kann sich nicht entziehen) der Bodenmatrix, in einer Änderung der Korn-zu-Korn-Spannung bzw. des Porenwasserdruckes äußert, tritt dieses Phänomen bei einem teilgesättigten Boden zunächst nicht bzw. nicht in dieser Form auf. Hier erzeugt das Vorhandensein von Porenwasser und Porenluft aufgrund der Van-der-Waals'schen Molekularkräfte an der Grenzfläche beider Phasen einen Binnendruck im Korngerüst des Bodens. Der isotrope, nach innen gerichtete Druck führt zu einer Erhöhung des Bodenwiderstandes gegenüber den aufgeprägten, äußeren Belastungen und äußert sich u.a. in einer Erhöhung der Scherfestigkeit des Bodens. Dieses Phänomen ist in bestimmten Grenzen umgekehrt proportional zum Wassergehalt bzw. zum Sättigungsgrad des Bodens und vergleichbar mit einer Kohäsion, die neben der Vorbelastung des Dreiphasengemisches noch zusätzlich vom Sättigungsgrad des Bodens abhängt. Bei körnigen Erdstoffen spricht man in diesem Zusammenhang

auch von der „scheinbaren“ Kohäsion<sup>1</sup>.

Betrachtet man zyklische Einwirkungen in der Geotechnik, so haben diese ihre Ursache in der Regel in mechanischen Belastungen (Schwingungen) die durch Verkehrseinwirkungen, Wind, Wellenschlag oder Erdbebeneinwirkungen hervorgerufen und über die Gründung des Bauwerks in den Boden eingeleitet werden. Beim einem gesättigten Zweiphasengemisch führt diese Belastung unter undrainierten Bedingungen zu einer schwingungsabhängigen Akkumulation des Porenwasserüberdruckes. Der damit verbundene Anstieg des Porenwasserdruckes führt zu einer fortschreitenden Reduktion der effektiven Spannungen und im Extremfall zum Kollaps des Bodens durch Verflüssigung<sup>2</sup>. Teilgesättigte Böden können dagegen auf zwei verschiedene Arten zyklisch belastet werden. Zum einen in gleicher Weise wie gesättigte Böden durch mechanische Schwingungen und zum anderen durch eine wiederkehrende Be- und Entwässerung, d.h. durch eine hydraulisch initiierte, zyklische Belastung der Bodenmatrix. Im letzteren Fall können die äußeren mechanischen Einwirkungen (im bodenmechanischen Sinne die totalen Spannungen im Boden) unverändert bleiben. Beide Belastungsarten führen zu Bodenverformungen die reversible (elastische) und irreversible (plastische) Verformungsanteile beinhalten.

Bei der mechanisch-zyklischen Belastung teilgesättigter bindiger Böden beobachtet man ein Verhalten, das nach [GUDEHUS 2003b] dem sogenannten Ratcheting metallischer Werkstoffe<sup>3</sup> entspricht. Im Gegensatz zu gesättigten Böden wird für bestimmte Spannungszustände unterhalb eines kritischen Zustandes eine zyklenabhängige Versteifung bzw. Verfestigung gemessen, die mit dem zyklischen Shakedown<sup>4</sup> von Sanden vergleichbar ist.

Der Fall des wassergesättigten bindigen Bodens stellt somit hinsichtlich der Beurteilung von Standsicherheiten und Gebrauchszuständen in der Geotechnik weiterhin die *sichere* Seite dar. Andererseits sind es gerade die beschriebenen Effekte, die bei der Nachrechnung von Schadensfällen (z.B. Böschungsrutschungen, Versagen ungestützter Geländesprünge oder dauerbelasteter Konstruktionen wie Windkraftanlagen) mit der Theorie von Terzaghi nicht mehr ausreichend erklärt werden können und dort an ihre Grenzen stoßen. Eine zutreffendere Beschreibung unter Berücksichtigung der hydraulisch-mechanischen Wechselwirkungen eines Dreiphasengemisches führt unmittelbar zu einem höheren Ausnutzungsgrad

---

<sup>1</sup>Scheinbare Kohäsion, da sich mit zunehmender Aufsättigung des Bodens die Bindungskräfte ändern und der Binnendruck bei Wassersättigung wieder vollständig abgebaut wird.

<sup>2</sup>engl. Liquefaction = die Bodenkörner schwimmen ohne Kontakt in der Wassermatrix.

<sup>3</sup>Unter Ratcheting versteht man in der Werkstoffkunde die Akkumulation von Verformungen durch aufeinanderfolgende Belastungszyklen.

<sup>4</sup>Der zyklische Shakedown definiert sich aus der inkrementellen Abnahme zyklenabhängiger, plastischer Verformungen bis zu einen quasi-elastischen, stationären Zustand (siehe dazu auch [ARSLAN et al. 2000]).



bzw. zu höherer Wirtschaftlichkeit geotechnischer Bauwerke und Konstruktionen, setzt aber eine sichere Festlegung der Randbedingungen für den Gebrauchszustand voraus. Ist dies nicht möglich, besteht insbesondere bei bindigen Böden mit sehr geringen Sättigungsgraden die Gefahr des hydraulischen Kollapses: Durch eine plötzliche Wasseraufnahme (z.B. Überschwemmung oder Sickerströmung) wird der Binnendruck im Korngerüst des Bodens nahezu vollständig abgebaut und nach außen gerichtete Unterdrücke erzeugt, die den Boden in den Grenzzustand überführen.

Mit Blick auf die zyklischen Belastungen teilgesättigter Böden stellen sich somit Fragen, die einer weiteren Klärung bedürfen. So z.B.: Welche Verformungen entstehen in Abhängigkeit der zyklischen Belastungsparameter Frequenz, Lastamplitude und Einwirkungsdauer? oder: Wie wird der als Saugspannung bezeichnete Binnendruck im Dreiphasengemisch eines teilgesättigten Bodens durch zyklische Einwirkungen verändert?

Die Klärung der o.g. Fragen führt dann zu Modellen, die das Stoffverhalten zutreffender erfassen und sich zur Simulation entsprechender Randwertprobleme in der Geotechnik eignen. In diesem Zusammenhang können beispielsweise die Einwirkungen von Schienen- und Straßenverkehr auf geschüttete Erddämme, die Belastung von teilgesättigten Erdbauwerken durch Wellenschlag oder die Einwirkung von Windlasten auf die Gründung von Bauwerken, z.B. Windkraftanlagen, einer näheren Betrachtung unterzogen werden.

## 1.2 Stand der Wissenschaft

Erste Ansätze zur Berücksichtigung der Teilsättigung gehen auf [BISHOP 1959], [SKEMPTON 1960], [AITCHISON 1961] sowie auf [RICHARDS 1966] zurück. Dabei klassifiziert [BISHOP 1959] die teilgesättigten Böden in drei Gruppen. Die erste Gruppe ist durch eine kontinuierliche Flüssigkeitsphase gekennzeichnet, in welcher vereinzelte Gasporen eingeschlossen sind. Diese Böden können nach [WROTH und HOULSBY 1985] als quasi-gesättigt bezeichnet werden, da die Gasporen lediglich eine erhöhte Kompressibilität der Porenflüssigkeit verursachen. Die zweite Gruppe weist sowohl eine kontinuierliche Gasphase wie auch eine zusammenhängende Flüssigkeitsphase auf, während in der dritten Gruppe die Gasphase vorherrscht und nur vereinzelte Poren mit Flüssigkeit gefüllt sind.

[BISHOP 1959] schlug vor, die Scherfestigkeit sowie das Volumenänderungsverhalten teilgesättigter Böden in Anlehnung an das Prinzip der effektiven Spannungen nach Terzaghi zu beschreiben und führte dazu neben dem Porenflüssigkeitsdruck  $u_w$  zusätzlich den Porengasdruck  $u_a$  als weitere Spannungsgröße ein. Die Differenz der Porendrücke ( $u_a - u_w$ ) bezeichnet die von den kapillaren Verhältnissen abhängige Spannung, die sog. Saugspannung im Boden. Mit abneh-



mentem Wasseranteil verringert sich der Einfluss der Saugspannungen auf das mechanische Verhalten. Diesem Umstand wird durch Einführung eines physikalisch nicht motivierten Faktors, dem  $\chi$ -Faktor, Rechnung getragen. Im Allgemeinen ist  $\chi$  als vom Sättigungsgrad des Bodens  $S_r$  abhängig definiert.

[BISHOP et al. 1960] und [JENNINGS und BURLAND 1962] zeigten, dass der  $\chi$ -Faktor nicht als unabhängige Größe aufzufassen ist, sondern von der Bodenart sowie von der Be- bzw. Entwässerungsgeschichte des Bodens abhängt und somit im thermodynamischen Sinne auch kein konstitutiver Parameter sein kann. Das Phänomen äußert sich bei teilgesättigten Böden dergestalt, dass die infolge einer Wasseraufnahme verursachte Saugspannungsreduktion unter konstanten totalen Spannungen eine signifikante Volumenänderung hervorruft, die zum Kollaps des Bodens führen kann. [JENNINGS und BURLAND 1962] schließen aus ihren Untersuchungen, dass es unterhalb einer kritischen Sättigungszahl keine eindeutig umkehrbare Funktion zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen der Volumenänderung und der effektiven Spannung gibt. Als kritische Sättigungszahlen werden von den Autoren für grobe nichtbindige Böden etwa  $S_r < 20\%$ , für schluffige Böden etwa  $40\% \leq S_r \leq 50\%$  und für tonige Böden  $S_r < 85\%$  angegeben.

Vor diesem Hintergrund entwickelten [MATYAS und RADHAKRISHNA 1968] ein Konzept unabhängiger Spannungszustandsgrößen und verwenden dazu die Tensoren der Netto-Normalspannung und der Saugspannung. Dieses Konzept wurde von [FREDLUND 1979] sowie [FREDLUND und RAHARDJO 1993] weiterentwickelt. Dabei setzte sich die von [MATYAS und RADHAKRISHNA 1968] vorgeschlagene Kombination von Netto-Normalspannung ( $\sigma - u_a$ ) und Saugspannung ( $u_a - u_w$ ) mit dem Luftdruck  $u_a$  als Referenzdruck durch. Durch die Verwendung dieser Größen kann das Volumenänderungsverhalten eines teilgesättigten Bodens zutreffend beschrieben werden.

Die Scherfestigkeit wird durch die Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung erfasst, [FREDLUND et al. 1978]. Der Einfluss der Teilsättigung ist dabei über einen zusätzlichen Parameter  $\tan \varphi^b$  berücksichtigt, der im erweiterten Mohrschen Spannungsdiagramm (als dritte Achse ist die Saugspannung aufgetragen) die mit zunehmender Saugspannung verbundene Erhöhung der Scherfestigkeit erfasst. Die Saugspannung kann dabei als eine Erhöhung der effektiven Kohäsion interpretiert werden. Die Beschreibung des Grenzzustandes erfordert somit drei Scherparameter:  $\varphi'$ ,  $\varphi^b$  und  $c'$ .

[ALONSO et al. 1990] führten als Erste ein geschlossenes Modell für gering schwellfähige, teilgesättigte Böden auf Basis der Plastizitätstheorie unter Berücksichtigung der o.g. unabhängigen Spannungstensoren ein. Das Modell ist um zwei von der Saugspannung abhängige Grenzflächen erweitert und für isotrope Spannungspfade formuliert. Die LC-Linie (loading-collapse curve) berücksichtigt das Last-Kollaps-Verhalten bei einer Bewässerung und die SI-Linie (suction-increase curve) die maximale Saugspannung, die der Boden bisher, quasi als hydraulisch

sche Vorbelastung, erfahren hat. Beide Linien schließen einen Spannungsbereich ein, in dem Saugspannungsänderungen nur elastische Verformungen hervorrufen. Beim Übergang vom teilgesättigten in den gesättigten Zustand des Bodens wird das Materialverhalten durch das modifizierte CamClay Modell beschrieben [SCHOFIELD und WROTH 1968]. Die Verfestigung wird über die totale plastische, volumetrische Verformung gesteuert und berücksichtigt die Abhängigkeit der Volumenänderung vom Spannungs- und Saugspannungspfad. Insgesamt sind 9 Materialkonstanten zur Beschreibung des Verhaltens notwendig. Dieses Modell stellt bis heute die Basis für weitere Entwicklungen im Bereich der Stoffgesetze für teilgesättigte Böden dar. [WHEELER und SIVAKUMAR 1995] ebenso wie [CUI et al. 1995] oder [ALONSO et al. 1994] erweiterten das Modell für schwellfähige Böden oder implementierten ein vom CamClay Modell abweichendes Materialverhalten für den aufgesättigten Zustand des Bodens. Der aktuelle Stand der Forschungen auf dem Gebiet der unabhängigen Spannungstensoren für mechanische und hydraulische Beanspruchungen findet sich unter anderen in [GENS 2010] und [YANG et al. 2011].

In gleicher Weise wie auch [TOLL 1990], [LORET und KHALILI 2000] oder [KARUBE und KAWAI 2001] benutzen z.B. auch [GALLIPOLLI et al. 2003] den aktuellen Sättigungsgrad des Bodens um im Stoffmodell den Volumenanteil zu erfassen, in dem die Saugspannungen auf das Korngerüst einwirken. So führen z.B. [WHEELER et al. 2003] eine modifizierte Saugspannung ein und beschreiben die hydraulisch-mechanische Kopplung über eine irreversible Änderungen des Sättigungsgrades. Die Sättigungsänderung wirkt sich auf das mechanische Verhalten aus und die hervorgerufenen plastischen Verformungen beeinflussen die Saugspannungscharakteristik des Bodens ihrerseits. Ein Vorteil dieses Modells ist die Beschreibung von Be- und Entwässerungszyklen im hydraulischen Spannungspfad. Eine zutreffendere Beschreibung des zyklischen Be- und Entwässerungsverhaltens kann erst durch die Verwendung sog. Zweiflächenmodelle erreicht werden, wie sie z.B. zur Simulation mechanisch zyklisch-dynamischer Belastungen in gesättigten Böden verwendet werden ([LI 2002]). Hier ist vor allem das Bounding-Surface Modell von [DAFALIAS und HERRMANN 1982] zu nennen. Für teilgesättigte Sande sind von [RUSSELL und KHALILI 2005] bereits erste Ansätze vorgestellt.

Mechanisch-zyklisch belastete Böden zeigen im Gegensatz zu künstlichen Materialien im Allgemeinen ein nichtlineares Materialverhalten. Lediglich bei sehr kleinen Deformationen, wie sie z.B. durch die Ausbreitung von Erschütterungen im Untergrund entstehen, kann ein linear-elastisches Bodenverhalten angesetzt werden [STUDER und KOLLER 1997]. Wissenschaftliche Untersuchungen konzentrieren sich einerseits auf die Beschreibung und Veränderung linearer Bodenkenngrößen (Elastizitätsmodul, Schubmodul und Dämpfung) infolge von zyklisch/dynamischer Belastungen. Zum Anderen versucht man, die von den Ein-

wirkungen (Belastungsfrequenz, Spannungs- bzw. Dehnungsamplitude, Anzahl der Lastzyklen, Spannungsniveau etc.) abhängigen Deformationen des Bodens in jedem Lastzyklus unter Berücksichtigung elastischer und plastischer Dehnungsanteile makroskopisch zutreffend zu modellieren.

Charakteristisch für das Materialverhalten zyklisch belasteter Böden ist die unterschiedliche Bodensteifigkeit in der Be- und Entlastungsphase eines Lastzyklus sowie die zyklenabhängige Veränderung dieser Steifigkeit und die daraus resultierenden plastischen Verformungen. Neben den Lasteinwirkungen sind die Porenzahl, der Sättigungsgrad, die Plastizität, das Überkonsolidierungsverhältnis, die Reibung und Kohäsion des Bodens sowie die undrainierte Scherfestigkeit und die Temperatur weitere wichtige Einflussgrößen.

[VUCETIC 1990] untersuchte das Spannungs-Verformungsverhalten eines gesättigten Tones unter undrainierten Randbedingungen im direkten Scherversuch und applizierte irreguläre zyklische Belastungen auf den Boden. Der einzelne Lastzyklus wird mit fünf geometrisch abgeleiteten Regeln, die zum Teil auf der sog. Masing-Regel<sup>5</sup> beruhen. Die zyklenabhängige Änderung der Materialsteifigkeit ist durch die sog. „backbone curve“ erfasst. [VUCETIC und DOBRY 1991] zeigen, dass die Plastizität eines gesättigten bindigen Bodens eine Haupteinflussgröße für die Änderung der Schersteifigkeit und der Materialdämpfung unter zyklischer Lasteinwirkung darstellt. Böden mit einer hohen Plastizität zeigen bei kleinen Verformungen ein ausgeprägt lineares Spannungs-Verformungsverhalten unter zyklischer Belastung und bei großen Scherverformungen eine langsamere Reduktion der Schersteifigkeit als solche mit einer geringen Plastizität. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen fließen in die Berechnung sog. „linear äquivalenter Bodenkennziffern“ ein, mit deren Hilfe die Bodenreaktion bei der Wellenausbreitung im Untergrund berechnet wird. Irreversible Verformungen lassen sich mit solchen Modellen nicht erfassen.

[WU 1983] und [QIAN 1990] untersuchten den Einfluss zyklischer bzw. dynamischer Einwirkungen auf teilgesättigte Böden (Sande) in Resonant-Column-Versuchen (RC-Tests). Bei kleinen Dehnungsamplituden zeigte sich ein Einfluss des Wassergehaltes auf den dynamischen Schubmodul. Im Vergleich zu trockenen oder vollständig wassergesättigten Böden konnte bei einem Sättigungsgrad von  $S_r \approx 15\%$  eine Erhöhung der Schubmoduli um bis zu 100 % beobachtet werden. Im Bereich sehr kleiner Dehnungsamplituden ( $\Delta\varepsilon < 10^{-4}$ ) zeigen teilgesättigte ähnlich wie gesättigte Sande offensichtlich ein weitgehend elastisches Materialverhalten.

---

<sup>5</sup>[MASING 1926]: Schlägt zur Modellierung eines Belastungszyklus vor, den Punkt der Belastungsumkehr in einer einachsigen Spannungs-Dehnungslinie (Arbeitslinie) als Ursprung der Entlastungskurve zu betrachten und diese im Verhältnis 2 : 1 zur Erstbelastung zu beschreiben.

[BECKER 2002] beobachtet an teilgesättigten Sanden in konventionellen dynamischen Triaxialversuchen (mit konstanter Seitenspannung  $\sigma_3$ ) eine mit dem Wassergehalt zunehmende Kapillarkohäsion, die bei  $w \approx 4\%$  ein Maximum erreicht und von der einwirkenden Lastfrequenz unabhängig ist. Mit steigender Lastfrequenz wurde jedoch ein Abnahme der Materialdämpfung im untersuchten Sand festgestellt. Die Ergebnisse sind mit einem elastoplastischen Modell beschrieben, in dem die dynamisch bedingten Verformungen über eine kinematisch-isotrope Verfestigungshypothese berücksichtigt sind.

[GUDEHUS und KOLYMBAS 1985] stellen den elastoplastischen Stoffansätzen ein hypoplastisches Stoffmodell gegenüber und demonstrieren an numerischen Elementversuchen die Anwendbarkeit dieses Modells für zyklische Belastungen. [GUDEHUS 2003b] erläutert den Begriff des Ratchetings anhand des Feynman'schen Apparats und unterscheidet im weiteren thermisch und mechanisch aktiviertes Ratcheting sowie granulares Ratcheting. Granulare Materialien wie Sand zeigen offenbar unter zyklischer oder allgemeiner unter alternierender Belastung eine Zunahme an plastischen Verformungen, die mit anwachsender Zyklenanzahl linear oder aber auch logarithmisch verlaufen können. Untersuchungen zum linearen Ratcheting wurden von [FESTAG 2003] in zyklischen Triaxialversuchen an Sanden ausgeführt. Das beobachtete Verhalten wird mit einem hypoplastischen Stoffgesetz erfasst, sofern es sich um ein lineares Ratcheting handelt. Sehr gute Übereinstimmungen zum logarithmischen Ratcheting findet [GUDEHUS 2003b] durch die Einführung der intergranularen Dehnung in das hypoplastische Materialgesetz.

Die offenbar unterschiedliche Entwicklung der zyklisch akkumulierten, plastischen Verformungen unterhalb des kritischen (statischen) Grenzzustandes ist physikalisch zur Zeit noch nicht geklärt. Als Einflussgröße werden vor allem granulometrische Veränderungen infolge der zyklischen Langzeitbelastungen angeführt. Dies tritt vorwiegend bei nichtbindigen Böden in Erscheinung. Inwieweit auch bei feinkörnigeren Böden, in denen Abrasion eine untergeordnete Rolle spielt, der Teilsättigung respektive den Saugspannungen innerhalb des Korngerüstes eine Bedeutung zugemessen werden kann, ist noch offen.

Als eine Folge dieses Ratchetingeffektes wird bei körnigen Erdstoffen die zyklische Annäherung an einen stationären elastischen Zustand unterhalb des Grenzzustandes beobachtet. Der Effekt wird auch als „zyklischer shake-down“ bezeichnet. Ein ähnliches Verhalten haben [BECKER und MEISSNER 2002] in zyklischen Triaxialversuchen an teilgesättigten, bindigen Böden festgestellt.

[FLEUREAU et al. 2002] untersuchten den Einfluss der Saugspannungen eines schluffigen Sandes auf die dynamischen Eigenschaften des Bodens. Es wurden RC-Tests mit kleinen Dehnungsamplituden und drainierte Triaxialversuche mit großen Verformungen durchgeführt und verglichen. Es konnte festgestellt werden, dass sich sowohl das Materialverhalten im Grenzzustand wie auch die



Änderungen der elastischen Materialparameter (Schubmodul und Elastizitätsmodul) in Abhängigkeit der Saugspannungen im Rahmen der untersuchten Sättigungsbereiche ( $0,70 \leq S_r \leq 0,97$ ) durch das Effektivspannungskonzept nach [TERZAGHI 1936] beschreiben lassen.

[TEACHAVORASINSKUN et al. 2002] haben den Einfluss der Spannungsrate respektive der Frequenz auf den Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) eines fast gesättigten Tones in undrainierten zyklischen Triaxialversuchen untersucht. In Kompressions- und Extensionsversuchen sowie Versuchen mit deviatorischen Lastwechseln (sog. „two-way-tests“) zeigte sich unterhalb einer Axialdehnung  $\varepsilon_1 \leq 1\%$  eine signifikante Abhängigkeit des E-Moduls von der Spannungsrate; dies gilt insbesondere für den Dehnungsbereich  $0,02\% \leq \varepsilon_1 \leq 0,2\%$ . Je größer die Spannungsrate, desto steifer verhält sich der Boden. Für größere Dehnungen verschwindet dieser Einfluss ganz. Die Autoren begründen diese Erscheinung mit dem zunehmend dilatanten Verhalten des Bodens bei großen Verformungen und der Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls vom Konsolidierungszustand. Die Bodenproben wurden mit einem Sättigungsgrad von  $94\% \leq S_{r0} \leq 97\%$  hergestellt.

[LI 2002] führte zyklische Triaxialversuche (CU-Versuche) an gesättigtem, normal- und überkonsolidiertem Kaolinton aus. Es wurden zyklische Belastungen oberhalb (one-way-test) und um (two-way-test) ein vorgegebenes isotropes Spannungsniveau auf eine Zylinderprobe appliziert. Die erzeugten Deformationen sind durch ein Zweiflächenmodell (Bounding-surface Modell) mit einem kinematisch-isotrop gekoppelten Verfestigungsgesetz numerisch nachgerechnet und zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Das Zweiflächenmodell basiert auf dem Modell von [DAFALIAS und HERRMANN 1980] und wurde von [LI 2002] für den räumlichen Spannungszustand erweitert.

[DOBROWOLSKY und VRETTOS 2011] untersuchen das osmotische Quellen an einem Kaolinit-Ton und stellen geschlossene Beziehungen für die isotrope Schwellspannung und die volumetrische Schwelldeformation als Funktion der isotropen Spannung, der Porenzahl sowie des Sättigungsgrades auf. Für den gleichen Boden modifizieren [SCHWARZ und VRETTOS 2012] ein elastoplastisches Stoffmodell zur Beschreibung des Materialverhaltens auf Basis einer Fließfunktion von [STUTZ 1972]. Dabei wurden neben der Anfangsporenzahl und dem Anfangssättigungsgrad das Spannungsverhältnis sowie das Konsolidierungsverhältnis und auch die Temperatur als Zustandsgrößen mit einem einzigen Parameter für die Grenzfläche des Stoffmodells über einen Separationsansatz berücksichtigt.

### 1.3 Ziel der eigenen Untersuchungen

Unter Berücksichtigung des vorliegenden Standes der Wissenschaft sind die eigenen Untersuchungen im Rahmen eines von der Deutschen Forschungsgemein-

schaft (DFG, Bonn) geförderten Forschungsprojektes (Kennzeichen: ME 501/15) auf die folgenden Schwerpunkte hin ausgerichtet:

- Zusammenstellung des Kenntnisstandes zu teilgesättigten Böden unter monotoner und zyklischer Belastung;
- Experimentelle Untersuchungen teilgesättigter bindiger Böden unter zyklischen Belastungen im Triaxialversuch sowie im Ödometer mit systematischer Variation der Bodenkennwerte und Lastparameter zur Erfassung des saugspannungsabhängigen Spannungs-Verformungsverhaltens;
- Überprüfung der Möglichkeiten zur Implementierung des untersuchten Materialverhaltens in ein bestehendes Stoffgesetz.

Die Untersuchungen dienen der Erweiterung der experimentellen Datenbasis sowie bestehender Stoffmodelle für zyklische Belastungen auf teilgesättigte Böden.

In Abschnitt 2 wird zunächst das mechanische Verhalten teilgesättigter Böden ausführlich beschrieben und die Zustandsgrößen sowie die hydraulisch - mechanischen Kopplungsprozesse erläutert. Es werden einige Modelle vorgestellt, die sich nach dem heutigem Kenntnisstand zur Modellierung teilgesättigter Böden unter monotonen und zyklischen Lasteinwirkungen eignen.

Die eigenen Untersuchungen sind im Abschnitt 3 zusammengestellt. Zunächst sind die bodenmechanischen Untersuchungen zur Konzipierung des Modellbodens beschrieben. Anschließend sind die entwickelten Versuchsstände und Mess-techniken zur Erfassung des Materialverhaltens vorgestellt, bevor die experimentellen Untersuchungen zum Spannungs-Verformungsverhalten des Modellbodens erläutert werden. Im Untersuchungsprogramm sind die Lastparameter sowie die Anfangszustände des Modellbodens systematisch variiert. Das Lastverhalten ist unter reiner Scherbeanspruchung beobachtet, d.h. es sind primär deviatorische Triaxialversuche mit konstanter Spannungssumme ausgeführt, um Volumenänderungen unter drainierten Bedingungen zu erfassen. Pfadabhängigkeiten sind, sofern vorhanden, durch ergänzende konventionelle Kompressions- und Extensionsversuche erfasst. Die experimentellen Untersuchungen sind auf Böden mit einem Luftporenanteil von  $n_a \leq 10\%$  ausgerichtet.

In Abschnitt 4 wird das am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der TU Kaiserslautern verwendete elastoplastische Stoffmodell vorgestellt. Es wird überprüft, inwieweit eine Anwendung dieses Modells auf teilgesättigte Böden unter Berücksichtigung der experimentellen Ergebnisse möglich ist. Schließlich werden im Abschnitt 5 die konstitutiven Gleichungen für zyklisch belastete teilgesättigte Böden in Abhängigkeit der Zustandsgrößen als Basis für eine Implementierung in ein elastoplastisches Stoffgesetz angegeben.

# Kapitel 2

## Verhalten teilgesättigter Böden

### 2.1 Aufbau und Zusammensetzung

Ein teilgesättigtes Bodenelement besteht bei genauer Betrachtung aus vier Phasen: der Feststoffphase (Bodenkörner), der Flüssigkeitsphase (Bodenwasser<sup>1</sup>), der Gasphase (Bodenluft<sup>2</sup>) und der Grenzfläche zwischen der flüssigen und gasförmigen Phase (Abb. 2.1). Die Grenzfläche, deren Gewichts- und Volumenanteile ( $m_G, V_G$ ) makroskopisch vernachlässigbar, die Flächenanteile jedoch zur mechanisch korrekten Beschreibung des Systems erforderlich sind, wird in idealisierten Darstellungen oft nicht berücksichtigt, so dass man vereinfachend von einem Dreiphasen-Gemisch ausgeht.

Die makroskopisch relevanten Einzelphasen des Gemisches sind durch ihre Volumen- oder Massenanteile definiert. Mit den Bezeichnungen aus Abbildung 2.1 ergeben sich folgende Beziehungen<sup>3</sup>:

$$\text{Porenzahl } e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{n}{1 - n}; \quad \text{Porenanteil } n = \frac{V_a + V_w}{V} = \frac{e}{1 + e};$$

$$\text{Phasendichte } \rho_i = \frac{m_i}{V_i}; \quad \text{Sättigungszahl } S_r = \frac{V_w}{V_a + V_w} \quad (0 \leq S_r \leq 1);$$

$$\text{grav. Wassergehalt } w = \frac{m_w}{m_s}; \quad \text{vol. Wassergehalt } \theta = w \frac{\rho_d}{\rho_w}.$$

---

<sup>1</sup>Theoretisch können auch andere Flüssigkeiten in Betracht kommen, z.B. Öl oder Chemikalien in kontaminierten Böden. Für die folgenden Betrachtungen wird als Porenflüssigkeit vereinfachend Wasser als inkompressible Flüssigkeit ( $k_w \rightarrow 0$ ) angenommen.

<sup>2</sup>oder andere Gase. Im Folgenden wird als Porengas vereinfachend Luft angenommen.

<sup>3</sup> $m$ : Masse;  $V$ : Volumen; Index  $a$ : Gas; Index  $w$ : Flüssigkeit; Index  $s$ : Feststoff; Index  $i$ : Einzelphase des Bodens; Index  $d$ : trocken.

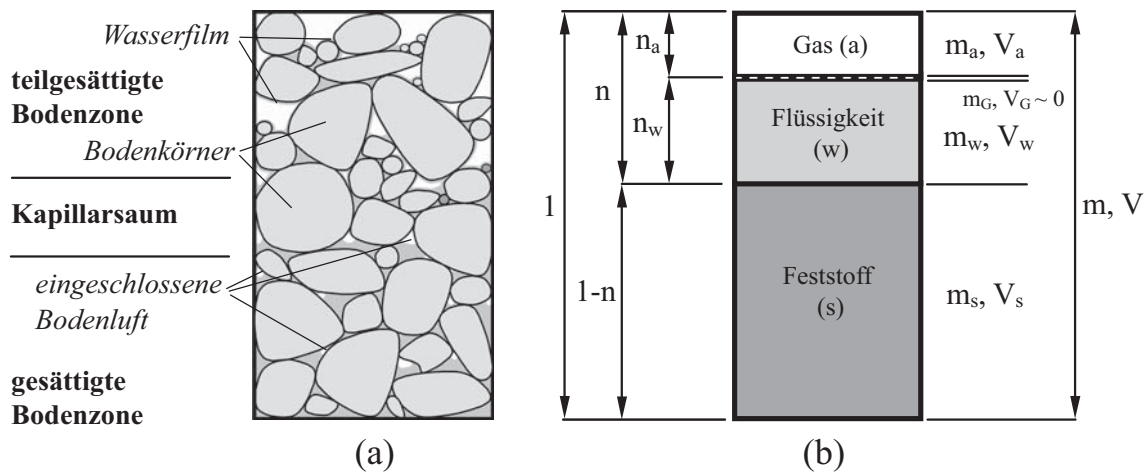


Abbildung 2.1: Vierphasen-Modell eines teilgesättigten Bodens: (a) schematische und (b) idealisierte Darstellung

Die Existenz einer Grenzfläche leitet sich aus der geänderten freien Energie in den Molekülen an der Oberfläche der Flüssigkeitsphase im Vergleich zu den Molekülen im Innern der Flüssigkeitsphase ab (siehe Abbildung 2.2a). Dieser Unterschied wird durch die molekularen Anziehungskräfte verursacht. Während im Flüssigkeitsinnern die Anziehungskräfte isotrop auf das Molekül einwirken, unterliegt das Molekül an der Flüssigkeitsoberfläche einer nach innen gerichteten Kraftresultierenden.

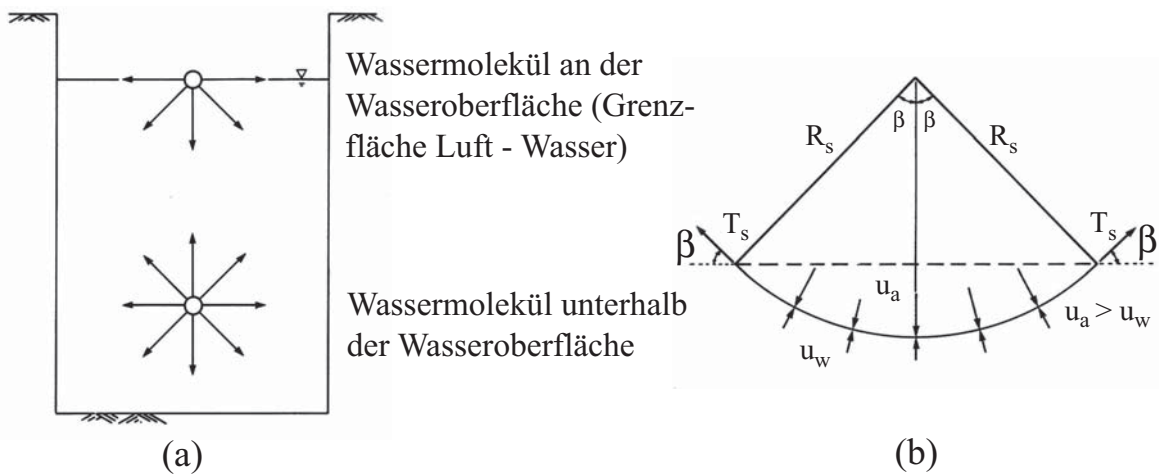


Abbildung 2.2: Phänomen der Oberflächenspannung an der Phasengrenze Luft-Wasser nach [FREDLUND und RAHARDJO 1993]: (a) Molekularkräfte an der Oberfläche und im Innern eines Wasserreservoirs; (b) ebenes Gleichgewicht einer gekrümmten Luft-Wasser-Grenzfläche (Membran)



Um das Gleichgewicht an der Flüssigkeitsoberfläche einzuhalten, entsteht in der Grenzfläche eine Zugspannung, die sog. Oberflächenspannung, die auch als Saugspannung bei Böden bezeichnet wird. Diese ist temperaturabhängig und erzeugt eine ebene Zugkraft  $T_s$  tangential zur Grenzfläche.

Aus der Gleichgewichtsbetrachtung einer mit Wasser benetzten Kapillarpore (Abb. 2.2b) leitet sich die Saugspannungen des Bodens wie folgt ab:

$$2 T_s \sin \beta = 2 (u_a - u_w) R_s \sin \beta. \quad (2.1)$$

Im ebenen Fall erhält man aus Gleichung 2.1 die Druckdifferenz<sup>4</sup> zwischen der Ober- und Unterseite der Grenzfläche zu

$$(u_a - u_w) = \frac{T_s}{R_s}, \quad (2.2)$$

mit

$$\begin{aligned} (u_a - u_w) &= \text{Druckdifferenz an der Grenzfläche (= Saugspannung),} \\ T_s &= \text{Grenzflächenzugkraft,} \\ R_s &= \text{Krümmungsradius der Grenzfläche,} \\ \beta &= \text{Neigungswinkel der Grenzflächenzugkraft.} \end{aligned}$$

Die Erweiterung auf den räumlichen Zustand in zwei zueinander senkrecht stehenden Vertikalebene mit unterschiedlichen Krümmungsradien führt zu

$$(u_a - u_w) = 2 T_s \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (2.3)$$

und bei Idealisierung der räumlichen Membran durch eine Kugelfläche, d.h.  $R_1 = R_2$ , zur bekannten LAPLACE- Gleichung:

$$(u_a - u_w) = \frac{2 T_s}{R_s}. \quad (2.4)$$

Wie aus Gleichung 2.4 hervorgeht, verringert sich die Druckdifferenz mit zunehmendem Krümmungsradius und umgekehrt. Für  $(u_a - u_w) \rightarrow 0$  gilt  $R \rightarrow \infty$ , d.h. es entsteht eine ebene Flüssigkeitsoberfläche.

Die Saugspannung (*engl.: matric suction*) repräsentiert die Kapillarkomponente der freien Energie der Flüssigkeit im Boden. Zusätzlich dazu wirkt eine osmotische Komponente<sup>5</sup> (*engl.: osmotic suction*). Beide Anteile werden als totale Saugspannung (*engl.: total suction*) bezeichnet und entsprechen der gesamten freien Energie des teilgesättigten Bodenelements.

---

<sup>4</sup>Es gilt  $u_a > u_w$ , wie später noch gezeigt wird.

<sup>5</sup>Die osmotische Komponente der freien Energie entsteht infolge von Lösungspotentialen und Konzentrationsunterschieden im Dreiphasen-Gemisch. Osmotische, durch diffusive Prozesse hervorgerufene Spannungen werden im Folgenden nicht betrachtet.

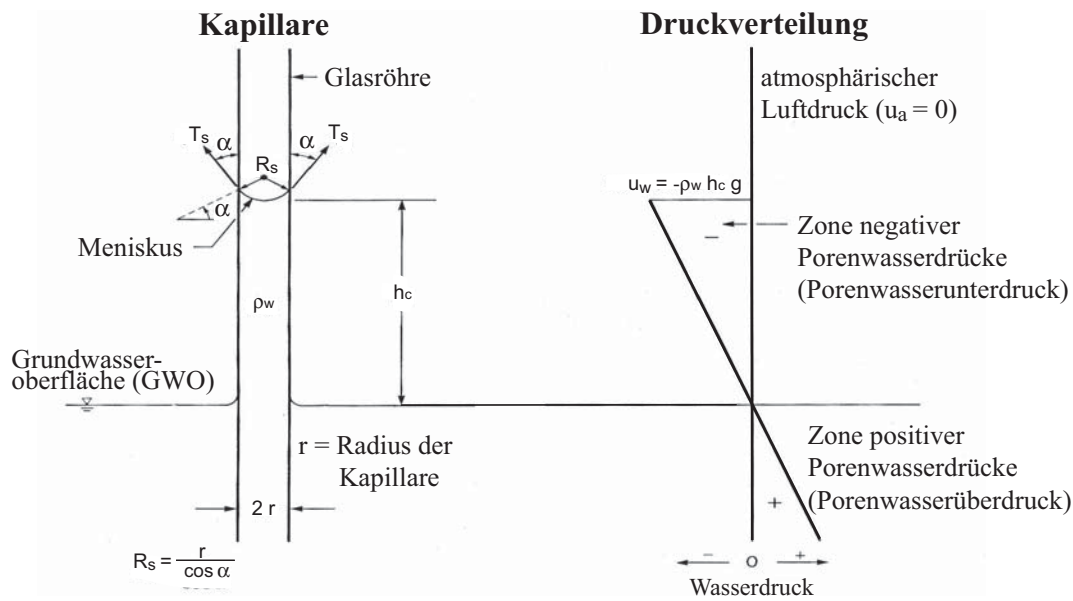


Abbildung 2.3: Physikalisches Gleichgewicht und Druckverteilung in einer Kapillare

Die Kapillarität, d.h. die Steighöhe und der Meniskenradius in einer Kapillaren, steht in direktem Zusammenhang mit der Saugspannung des Bodens. Erweitert man die Gleichgewichtsbetrachtung in Gleichung 2.1 auf eine Kapillare mit dem Durchmesser  $2r$  erhält man gemäß Abbildung 2.3 links:

$$2\pi r T_s \cos \alpha = \pi r^2 h_c \rho_w g. \quad (2.5)$$

mit

- $h_c$  = kapillare Steighöhe,
- $\rho_w$  = Flüssigkeitsdichte,
- $g$  = Erdbeschleunigung,
- $\alpha$  = Benetzungswinkel.

Durch Einsetzen des Krümmungsradius  $R_s = \frac{r}{\cos \alpha}$  ergibt sich aus den Gleichungen 2.4 und 2.5

$$(u_a - u_w) = \rho_w g h_c. \quad (2.6)$$

Gleichung 2.6 zeigt, dass sich die kapillare Wassersäule über die Zugkraft  $T_s$  in der Grenzfläche an der Kapillarwandung „aufhängt“ und einen nach innen gerichteten negativen Porenwasserdruck (sog. „Binnendruck“) erzeugt. Im Boden führt dieser Binnendruck zu einer Kompression des Korngerüsts und somit zur Erhöhung der Scherfestigkeit. Die Bezeichnung „negativer Porenwasserdruck“ ergibt sich konsequenterweise aus der makroskopischen Bodenwasserdruckverteilung im Gleichgewichtszustand oberhalb und unterhalb der geschlossenen Wasseroberfläche (vgl. Abb. 2.3 rechts).

In Abhängigkeit der Größe und Verteilung der o.g. Volumenanteile kann der teilgesättigte Boden in drei Zustände eingeteilt werden:

(1) Kapillarzustand (closed air system):

Das Gasvolumen ( $V_a$ ) ist im Flüssigkeitsvolumen ( $V_w$ ) eingeschlossen. Es gilt:  $V_a \ll V_w$

Die Gasporengröße ist kleiner als die Partikelgröße im Feststoffanteil. Das Porenfluid (Flüssigkeits- **und** Gasphase) kann als Flüssigkeit mit einer erhöhten Kompressibilität<sup>6</sup> angesehen werden. Der Boden befindet sich in einem quasi-gesättigten Zustand.

(2) Übergangszustand (bi-opened system):

Beide, Gas- und Flüssigkeitsvolumen, befinden sich in kontinuierlicher Phasenverteilung, d.h. die Volumina stehen in intergranularem Kontakt über das Gesamtvolumen ( $V$ ). Die durch die Grenzflächenspannung erzeugte Saugspannung beeinflusst das Materialverhalten. Mit zunehmender Porengröße der Gasphase reduziert sich die kraftübertragende Fläche zwischen der Porenflüssigkeit und dem Feststoff, was zunächst zu einer Erhöhung des Binnendrucks führt. Als weiterer Effekt verringert sich die hydraulische Leitfähigkeit aufgrund der reduzierten Fließquerschnitte in der Porenflüssigkeit.

(3) Brückenzustand (closed water system):

Das Flüssigkeitsvolumen ( $V_w$ ) ist im Gasvolumen ( $V_a$ ) eingeschlossen. Es gilt:  $V_w \ll V_a$

Die vorhandene Flüssigkeit befindet sich im Wesentlichen in den Zwickel der Feststoffkontaktbereiche. Eine hängende Wassersäule wie in Abbildung 2.3 links bildet sich im Boden nicht aus. Die Grenzflächenspannung erzeugt zwar hohe Saugspannungen. Der Einfluss der Saugspannungen auf das Spannungs-Verformungsverhalten nimmt jedoch ab, da das geringe Flüssigkeitsvolumen nicht ausreicht einen entsprechenden Binnendruck im Korngerüst zu erzeugen.

Den genannten Zuständen wird allgemein dergestalt Rechnung getragen, dass der Binnendruck in Abhängigkeit der Sättigung definiert ist:

$$p = S_r(u_a - u_w), \quad (2.7)$$

---

<sup>6</sup>Die erhöhte Kompressibilität des Porenfluids beruht neben der Kompressibilität des Porengases auf dem druckabhängigen Lösungsvermögen eines Gases in einer Flüssigkeit und dem geänderten Energiezustand der Grenzfläche.

mit

$$\begin{aligned} p &= \text{Binnendruck auf das Korngerüst,} \\ S_r &= \text{Sättigungszahl des Bodens,} \\ (u_a - u_w) &= \text{Saugspannung im Boden.} \end{aligned}$$

[WROTH und HOULSBY 1985] geben für den Übergang<sup>7</sup> zwischen den Zuständen (1) und (2) einen Sättigungsbereich von  $S_r > 85\%$  und zwischen den Zuständen (2) und (3) einen Bereich von  $S_r < 50\%$  an.

## 2.2 Phänomenologisches Verhalten

In der Phänomenologie<sup>8</sup> teilgesättigter Böden sind vor allem zwei Effekte von Bedeutung: hydraulische und mechanische. Hydraulische Effekte treten im flüssigkeitsgefüllten Porenraum des Bodens auf und sind, wie bereits dargestellt, über einen Flüssigkeitsfilm an der Kornoberfläche an die mechanischen Prozesse gekoppelt.

Mechanische Effekte hingegen sind auf der makroskopischen Ebene an die durch äußere Einwirkungen (Beanspruchungen) hervorgerufenen Verformungen im Boden gekoppelt. Infolge der Einwirkungen entstehen reversible (elastische) und irreversible (plastische) Verformungen, die den Boden mit zunehmendem Maße in einen Grenzzustand<sup>9</sup> überführen.

Für beide Effekte kann die Beanspruchung sowohl monoton als auch nicht monoton (z.B. zyklisch oder dynamisch) erfolgen. Nachfolgend werden diese Effekte im Detail betrachtet.

### 2.2.1 Hydraulische Effekte

Hydraulische Effekte sind hydrostatischer oder hydrodynamischer Natur und beruhen bei teilgesättigten Böden auf der Interaktion der Flüssigkeits- und Gasphase. Zur Beschreibung solcher Prozesse wird die Feststoffphase allgemein als starr

---

<sup>7</sup>Es handelt sich hierbei um Literaturangaben die lediglich einen groben Anhalt geben, da das Phasenverhalten neben dem Wassergehalt und der Porenzahl von der Bodenstruktur und dem Mineralbestand geprägt ist.

<sup>8</sup>Unter Phänomenologie versteht man allgemein die theoretische Beschreibung eines physikalischen Sachverhaltes im makroskopischen Maßstab ohne nähere Berücksichtigung der mikroskopischen (atomaren) Zusammenhänge dieser Erscheinung.

<sup>9</sup>Der Grenzzustand ist im bodenmechanischen Sinne durch den Verlust der Tragfähigkeit definiert, der i.Allg. mit einer überproportionalen Zunahme plastischer Verformungen bei konstanter Spannung einhergeht. Im experimentellen Sinne wird dieser Zustand auch als Bruchzustand bezeichnet.

betrachtet. Weiterführende Ansätze sind vor allem höheren Theorien<sup>10</sup> vorbehalten.

Die Hydrostatik bedient sich zur Beschreibung der Kräfte in der Bodenflüssigkeit der Potentialtheorie. Basierend auf der hydrostatischen Grundgleichung ergibt sich für den Wasserdruck unterhalb einer freien Grundwasseroberfläche (GWO):

$$u_w = u_a + \rho_w g h. \quad (2.8)$$

$u_a$  ist der Luftdruck an der freien GWO. Wie aus Gleichung 2.6 und Abbildung 2.3 rechts hervorgeht, setzt sich die Steigung der Druckgeraden aus Gleichung 2.8 als negativer Porenwasserdruck oder Saugspannung im Gleichgewichtszustand oberhalb der GWO fort, wobei die kapillare Steighöhe  $h_c$  mit negativem Vorzeichen behaftet ist.

Da aus messtechnischen Gründen die auf das Bodenwasser einwirkende Kraftresultierende nicht ohne weiteres festzustellen ist, verwendet man als Zustandsgröße die Arbeit bzw. das Potential des Bodenwassers: Will man z.B. einem Bodenkonglomerat auf einem bestimmten Bezugsniveau eine festgelegte Menge an Bodenwasser entziehen, so entspricht die dazu erforderliche Arbeit aufgrund der Energieerhaltung genau der Arbeit, die erforderlich ist, die gleiche Wassermenge von der freien GWO bis zu diesem Bezugsniveau anzuheben, d.h. der dazu erforderlichen potentiellen Energie ( $\rightarrow$  Potential oder Arbeitsinhalt).

Das Gesamtpotential der Bodenflüssigkeit beinhaltet in Abhängigkeit möglicher Einwirkungen nach [HARTGE und HORN 1991] mehrere Teilpotentiale: das *Matrixpotential*  $\psi_m$  entspricht dem Energieaufwand, der erforderlich ist, einem Boden in einer bestimmten Höhe eine Mengeneinheit Bodenflüssigkeit unter den Gasdruck- und Temperaturbedingungen des Ortes zu entziehen. Im Matrixpotential sind alle von der Feststoffmatrix des Bodens auf das Wasser ausgeübten Wirkungen (also alle Kapillarercheinungen) eingeschlossen. Es ist vom Wassergehalt des Bodens und seiner Porenstruktur abhängig. Das *Gravitationspotential*  $\psi_z$  entspricht der Arbeit, die notwendig ist, eine Mengeneinheit Bodenflüssigkeit zu einer gegebenen Höhe zu transportieren. Dieses Potential ist unveränderlich an die Höhe der GWO gebunden.

Das *Auflastpotential*  $\psi_\Omega$  entsteht durch die Zusammendrückung der Bodenteilchen infolge einer äußeren Einwirkung und führt zu einer Übertragung der Belastung bzw. eines Teils derer auf das Bodenwasser.  $\psi_\Omega$  erzeugt bei behinderter Drainage eine Porenwasserdruckänderung im gesättigten Boden<sup>11</sup>. Im teilgesättigten Boden ist die Ausbildung des Auflastpotentials von der Meniskenform, d.h.

---

<sup>10</sup>Z.B. Theorie poröser Medien oder Mischungstheorie, siehe dazu z.B. [DE BOER 2000] sowie Abschnitt 2.5.3.1.

<sup>11</sup>Der Abbau von  $\psi_\Omega$  wird im gesättigten Boden bei einer freien Drainage als Konsolidierung bezeichnet.

von der aktuellen Sättigung, abhängig.

Weitere Teilpotentiale sind das *Osmotische Potential*  $\psi_o$  und das *Druckpotential*  $\psi_p$ . Ausführungen dazu finden sich u.a. in [HARTGE und HORN 1991] oder [SCHACHTSCHABEL et al. 1992].

Als Messgröße des Gesamtpotentials eignet sich z.B. der Dampfdruck der Bodenflüssigkeit. Hydrostatische Prozesse in teilgesättigten Böden sind vor allem durch Änderungen im Matrixpotential gekennzeichnet, welche sich im Dampfdruck bei höheren Sättigungsgraden nur geringfügig auswirken. Dies lässt eine Kombination relevanter Teilpotentiale als sinnvoll erscheinen. Eine geeignete Größe ist z.B. das *Hydraulische Potential*  $\psi_h$ :

$$\psi_h = \psi_m + \psi_z. \quad (2.9)$$

Die Teilpotentiale in Gleichung 2.9 können mit geringem Aufwand gemessen werden.  $\psi_m$  wird mit Hilfe von Tensiometern<sup>12</sup> und  $\psi_z$  durch einfache Höhenmessung ermittelt. Das Matrixpotential entspricht der Saugspannung des Bodens und ist für einen bestimmten Boden abhängig vom Wassergehalt und der Bodenstruktur.

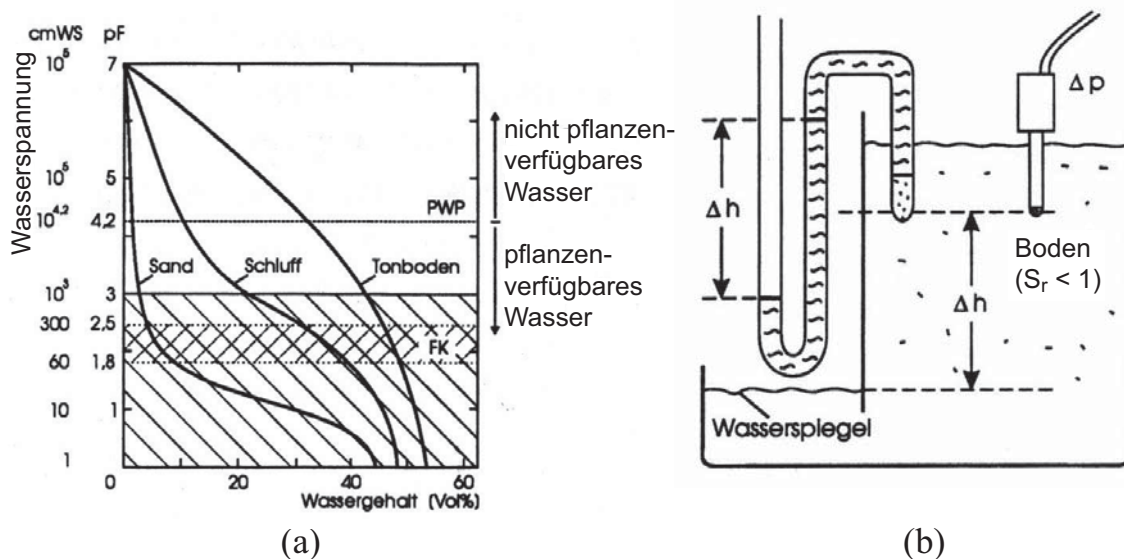


Abbildung 2.4: Darstellung und Messung der Saugspannung nach [SCHACHTSCHABEL et al. 1992]: (a) SWCC's unterschiedlicher Bodenarten; (b) Prinzip der Tensiometermessung (Fa. UMS, München)

Dieser Zusammenhang wird durch die Wasserspannungskurve<sup>13</sup> (SWCC) erfasst. Die SWCC repräsentiert die Summenlinie der Wasseranteile bei zuneh-

<sup>12</sup>Die Tensiometermessung beinhaltet die Messung von Matrixpotential und Auflastpotential. Näheres zum Messprinzip siehe Abschnitt 2.3.1.

<sup>13</sup>Die Wasserspannungs- oder Saugspannungskurve wird in der Bodenkunde auch als pF-Kurve



mender Saugspannung. Abbildung 2.4a zeigt die Wasserspannungskurven unterschiedlicher Böden und rechts daneben das Prinzip zur Messung des Matrixpotentials. Dabei wird die Saugspannung als Druckdifferenz  $\Delta p$  (entspricht der Höhendifferenz  $\Delta h$ <sup>14</sup>) mit einem Tensiometer gemessen. Der Tensiometermessbereich ist in Abbildung 2.4a schraffiert dargestellt<sup>15</sup>. Die Saugspannung ist hier über den volumetrischen Wassergehalt  $\theta$  aufgetragen, der bei Bezug auf den max. volumetrischen Wassergehalt  $\theta_s$  dem Sättigungsgrad des Bodens entspricht.

Man erkennt, dass bei feinkörnigen Böden offenbar geringe Wassergehaltsänderungen unterhalb des Sättigungswassergehaltes zur hohen Saugspannungsänderungen führen. Der Verlauf der SWCC ist somit ebenfalls von der Körnung und dem Gefüge des Bodens abhängig. In jüngeren Untersuchungen, z.B. von [FREDLUND et al. 2002], wird ein mathematischer Zusammenhang zwischen der Kornverteilung und der Wasserspannungskurve des Bodens hergestellt.

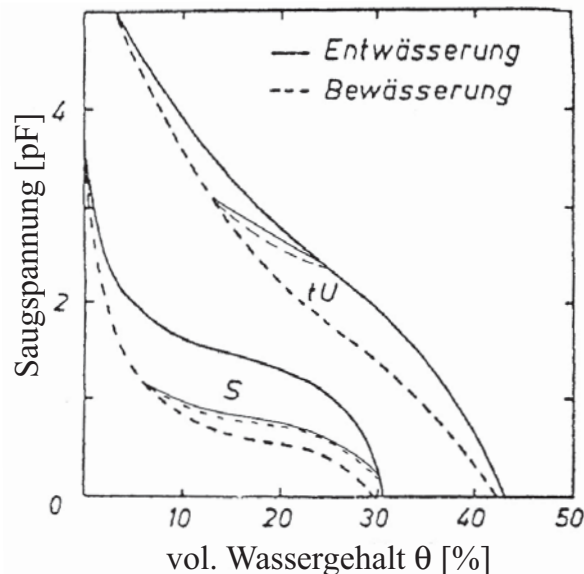


Abbildung 2.5: Be- und Entwässerungspfade sandiger und toniger Böden nach [SCHACHTSCHABEL et al. 1992]

bezeichnet. Der pF-Wert kennzeichnet den dekadischen Logarithmus der Potentialhöhe gemessen in [cmWS]. In der Bodenmechanik der teilgesättigten Böden hat sich die Bezeichnung SWCC = Soil-Water Characteristic Curve international durchgesetzt.

<sup>14</sup> $\Delta h$  entspricht dem Höhenunterschied zwischen dem geschlossenen, freien Wasserspiegel und dem Punkt oberhalb des Wasserspiegels, in dem ein Gleichgewicht zwischen Porenwasser- und dem Porenluftdruck herrscht.

<sup>15</sup>Aus physikalischen Gründen ist der Tensiometermessbereich auf einen pF-Wert  $\leq 3$  begrenzt, wie später noch detaillierter ausgeführt wird. Neben diesem Messbereich findet sich in bodenkundlichen Darstellungen auch noch die Eintragung des permanenten Welkepunktes (PWP), der in der Pflanzenkunde den Übergang vom pflanzenverfügbaren Wasser zum nichtpflanzenverfügbaren Wasser darstellt. Dieser Punkt liegt bei pF = 4,2.

Der Gefügeeinfluss auf die SWCC ist vor allem bei quell- und schrumpffähigen Bodenarten ausgeprägt. Neben der Änderung des Gesamtvolumens durch die Prozesse Quellen und Schrumpfen verändert sich hierbei auch die Porengrößenverteilung. Beim Quellen erhöht sich insbesondere der Feinporenanteil im Boden.

Die SWCC kann experimentell auf zwei Wegen bestimmt werden. Einerseits bei gesättigten Bodenproben durch kontinuierlichen Wasserentzug<sup>16</sup> und andererseits bei trockenen Böden durch Bewässerung. Als Ergebnis stellen sich Desorptionskurven<sup>17</sup> (Entwässerung) und Adsorptionskurven (Bewässerung) ein. Beide Kurven schließen einen Bereich möglicher Saugspannungszustände ein, der als hydraulische Hysterese bezeichnet wird (siehe Abb. 2.5).

Somit ist der Verlauf der SWCC zusätzlich von der Richtung der Wassergehaltsänderung abhängig. Die Ursache für diese unterschiedlichen Saugspannungen bei konstanten Wassergehalten wird z.B. durch das *Jamin-Rohr* (Abb. 2.6) deutlich. Die natürliche, nicht gleichförmige Porengrößenverteilung eines Bodens

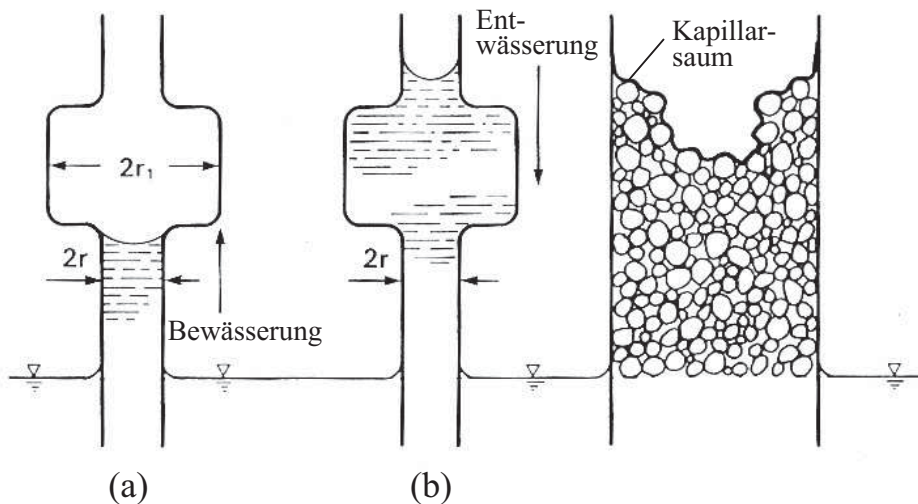


Abbildung 2.6: Kapillareffekte im *Jamin-Rohr* nach [TAYLOR 1948]

verursacht beim Bewässern am Übergang vom kleineren zum größeren Porenradius (Abb. 2.6a) eine geringere kapillare Steighöhe (aktive kapillare Steighöhe  $h_{ka}$ ). Bei Entwässerung stellt sich gemäß Abbildung 2.6b wegen Gleichung 2.5 eine größere Steighöhe (passive kapillare Steighöhe  $h_{kp}$ ) ein, da die Saugspannung umgekehrt proportional zum Porenradius ansteigt<sup>18</sup>. Aus diesen Betrachtungen ist

<sup>16</sup>Der Wasserentzug wird i.Allg. durch Beaufschlagung der Bodenprobe mit einem höheren Luftdruck als dem atmosphärischen Luftdruck ( $u_a > p_{atm}$ ) in einem geschlossenen Behälter (sog. Richards-Apparat) erzeugt.

<sup>17</sup>Sofern im Kontext nicht eindeutig definiert, wird nachfolgend unter der SWCC immer die Desorptionskurve verstanden.

<sup>18</sup>Für Wasser gilt stets:  $h_{ka} < h_{kp}$ . Daraus folgt, dass die Desorptionskurve in Abb. 2.5 im-



ersichtlich, dass die Wasserspannungskurve und damit die Zustandsgröße für das hydraulische Verhalten, signifikant vom Porenraum und der Porengrößenverteilung im Boden abhängig ist.

Die Übergänge zwischen Be- und Entwässerungskurven innerhalb der Hysterisis sind schleifenförmig und werden durch zyklische Be- und Entwässerungspfade im Versuch ermittelt (siehe Abb. 2.7). Entsprechende Untersuchungen dazu wurden u.a. von [RAY und MORRIS 1995] durchgeführt und von [ROJAS 2002] modelliert.

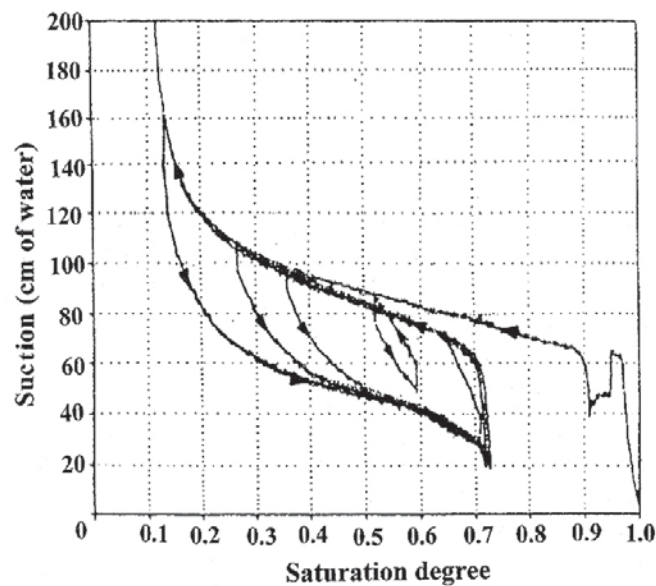


Abbildung 2.7: Saugspannungshysterisis in Be- und Entwässerungszyklen an Feinsand nach [RAY und MORRIS 1995]

Es handelt sich hierbei um hydraulisch-zyklische Einwirkungen wie sie z.B. durch Versickerungsvorgänge nach Niederschlagsereignissen in der ungesättigten Bodenzone an der Geländeoberfläche entstehen. Aus dem Saugspannungsverlauf in Abbildung 2.7 erkennt man, dass der Boden während der ersten Entwässerung (aus dem gesättigten Zustand heraus) eine Art „Erstbelastung infolge Saugspannungen“ erfährt, die durch nachfolgende Be- und anschließende Wiederentwässerungspfade im Bereich hoher Sättigungsgrade ( $S_r > 40\%$ ) nicht wieder erreicht wird<sup>19</sup>. Modelle zur Beschreibung dieser Sachverhalte bedienen sich des Konzeptes der „Backbone Kurve“ d.h. es wird die Änderung der mittleren Steigung jeder

mer oberhalb der Adsorptionskurve liegt. Dieses Phänomen geht ebenso mit der unterschiedlichen Größe der Benetzungswinkel einher. Der Vorrückwinkel  $\alpha_v$  (Bewässerung) ist für das Medium Wasser größer als der Rückzugswinkel  $\alpha_r$  (Entwässerung).

<sup>19</sup>[GRÄSLE 1999] sieht darin eine Verletzung des lokalen thermodynamischen Gleichgewichts (LTE), da hier die eindeutige Umkehrbarkeit der Materialfunktion  $\theta(u_a - u_w)$  nicht mehr gewährleistet ist. Näheres dazu in Abschnitt 2.4.

Hysteresisschleife funktionell beschrieben. Jüngere Überlegungen, wie z.B. von [RUSSELL und KHALILI 2005], verwenden den Ansatz kinematisch verfestigender Zweiflächenmodelle zur Beschreibung der hydraulisch - zyklischen Einwirkungen.

Hydrodynamische Prozesse laufen im teilgesättigten Boden analog zum gesättigten Boden ab. Die Wasserbewegung wird durch das Fließgesetz von DARCY wie folgt beschrieben:

$$q = -k_u \nabla \psi_h, \quad (2.10)$$

mit

- $q$  = Wasserflussdichte,
- $k_u$  = ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit,
- $\nabla$  = Nablaoperator,
- $\psi_h$  = hydraulisches Potential des Bodens.

Der Nablaoperator  $\nabla$  repräsentiert den Potentialgradienten  $\nabla = e_i \frac{\partial(\dots)}{\partial x_i}$ . Das negative Vorzeichen in Gleichung 2.10 kennzeichnet die Fließrichtung vom höheren zum niedrigeren Potential;  $q$  ist somit eine vektorielle Größe, die der Gradientensteigung entgegengerichtet ist. Die DARCY-Gleichung unterliegt jedoch gewissen Einschränkungen. U.a. gilt, dass das hydraulisch homogene Dreiphasen-Gemisch ausreichend feucht ist, damit ein Fluss primär in den Porenquerschnitten<sup>20</sup> unter laminaren Bedingungen stattfinden kann. Für diesen Fall kann eine lineare Beziehung zwischen der Flussdichte und dem Potentialgradienten vorausgesetzt werden<sup>21</sup>, [GRÄSLE 1999].

Unter Berücksichtigung der Massenerhaltung im flüssigen Medium (Kontinuitätsgleichung)

$$\frac{d\theta}{dt} = -\nabla q \quad (2.11)$$

und Gleichung 2.10 erhält man nach [RICHARDS 1931] die zeitliche Änderung des volumetrischen Wassergehaltes  $\theta$  bzw. der Porensättigung zu:

$$\frac{d\theta}{dt} = \nabla (k_u \nabla \psi_h). \quad (2.12)$$

---

<sup>20</sup>In gering gesättigten Medien ist die Flüssigkeit in wenigen Molekülschichten an der Feststoffoberfläche gebunden und entzieht sich einer Bewegung. Zur Erzeugung einer Fließbewegung ist deshalb ein sog. „Anfangs- oder Mindestgradient“ erforderlich. Im streng physikalischen Sinne handelt es sich dann nicht mehr um eine Newton'sche Flüssigkeit. Siehe dazu auch [HARTGE und HORN 1991].

<sup>21</sup>Weitere Bedingungen für die Gültigkeit von DARCY sind: isothermer Zustand; osmotisches Potential  $\psi_o = 0$ ; Fluss in der dampfförmigen Flüssigkeitsphase  $\rightarrow 0$ ; Bodenluftdruck  $u_a = p_{atm}$  sowie nicht quellfähiger Boden.

$\theta$  und  $k_u$  sind Materialfunktionen der Saugspannung bzw. der äquivalenten kapillaren Steighöhe  $h_c$ , die für den entsprechenden Boden zu bestimmen sind.  $\theta(h_c)$  entspricht der SWCC in Abbildung 2.4. Der experimentelle Zusammenhang zwischen der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit<sup>22</sup>  $k_u(h_c)$  und der Saugspannung ist in Abbildung 2.8 dargestellt.

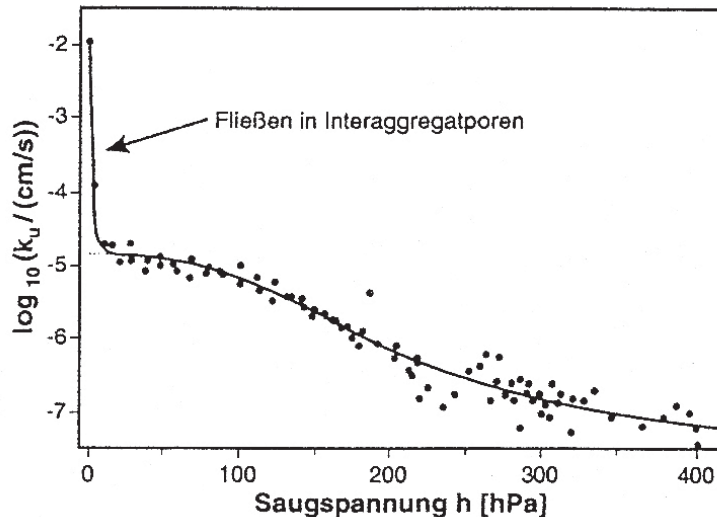


Abbildung 2.8: Ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit eines aggregierten Löss (LEBERT 1995a aus [GRÄSLE 1999])

Mit der Parametrisierung der Funktionen  $\theta(h_c)$  und  $k_u(h_c)$  befassten sich zahlreiche Veröffentlichungen<sup>23</sup>. Der Ansatz von [VAN GENUCHTEN 1980] findet im Allg. eine weite Verbreitung (siehe dazu Abschnitt 2.4.4). [GRÄSLE 1999] weist jedoch auf die Unzulänglichkeiten dieser Parametrisierungsfunktionen in Bezug auf die Porendichtevertelung (insbesondere bei strukturierten Böden) sowie der Erfordernis eines lokalen thermodynamischen Gleichgewichts (LTE) in diesem Zusammenhang hin.

### 2.2.2 Mechanische Effekte unter monotoner Beanspruchung

Das Materialverhalten unter monotoner Beanspruchung wird experimentell in Triaxialversuchen sowie in ödometrischen Kompressionsversuchen untersucht<sup>24</sup>. Die

<sup>22</sup>Neben der Bezeichnung „ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit“ wird in der Bodenmechanik auch der Begriff der „ungesättigten Durchlässigkeit“ verwendet.

<sup>23</sup>Zu nennen sind u.a. [BURDINE 1953], [GARDNER 1956], [BROOKS und COREY 1964], [MUALEM 1976], [VAN GENUCHTEN 1980] sowie [FREDLUND et al. 1994].

<sup>24</sup>Zur Bestimmung der Scherfestigkeit wird daneben der „direkte“ Scherversuch ausgeführt. Dieser Versuch eignet sich aufgrund der erzwungenen Ausrichtung der Scherfuge nicht zur allgemeinen Interpretation des Materialverhaltens.

Teilsättigung des Bodens beeinflusst das mechanische Verhalten dabei auf zwei Wegen:

1. Änderung der Korn-zu-Korn-Spannung (*engl.: skeleton stress*) durch Änderungen der mittleren Porendrücke in der Gas- und Flüssigkeitsphase;
2. Erzeugen einer zusätzlichen Bindekraft in den Kornkontaktflächen aufgrund des Kapillareffekts in den Wassermenisken.

Unter der Voraussetzung, dass zwischen den Einzelphasen des Bodens keine chemischen Bindungskräfte (Zementierung o.ä.) wirken, ist das mechanische Verhalten durch die nachfolgend beschriebenen Grundeigenschaften gekennzeichnet.

### 2.2.2.1 Elastizität

Elastisches Materialverhalten ist durch eine vollständig reversible Verformung nach Wegnahme einer aufgeprägten Belastung gekennzeichnet. Spannungen und Dehnungen verhalten sich koaxial und der Zeitpunkt der Spannungsumkehr fällt mit dem Zeitpunkt der Dehnungsumkehr zusammen; das Verformungsverhalten ist zeitunabhängig<sup>25</sup>. Es besteht eine eindeutig umkehrbare Spannungs-Dehnungsbeziehung<sup>26</sup>. Die Arbeitslinie kann eine lineare oder eine nichtlineare Form aufweisen. Linear elastisches Materialverhalten wird allgemein durch das Hooke'sche Gesetz beschrieben:

$$\sigma_{ij} = E_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (2.13)$$

mit

- $\sigma_{ij}$  = symmetrischer Cauchy-Spannungstensor,
- $E_{ijkl}$  = Stofftensor 4. Stufe, auch als Stoffmatrix bezeichnet,
- $\varepsilon_{kl}$  = symmetrischer Green-Lagrange'scher Dehnungstensor.

$E_{ijkl}$  ist ein Stofftensor 4. Stufe mit 81 unabhängigen Komponenten die durch Materialkennwerte repräsentiert werden. Kann das Materialverhalten durch symmetrische Spannungs- und Dehnungstensoren beschrieben werden, d.h. handelt es sich um ein homogen-isotropes Material und können Symmetrieeigenschaften ausgenutzt werden, reduziert sich die Anzahl der Komponenten auf zwei unabhängige Kenngrößen. Diese können beliebig aus den vier elastischen Kenngrößen Kompressionsmodul  $K$ , Schubmodul  $G$ , Elastizitätsmodul  $E$  und Poissonzahl  $\nu$

---

<sup>25</sup>Zeitabhängige Effekte wie Kriechen (fortschreitende Verformung bei konstanter Spannung) und Relaxation (Änderung der Spannung bei konstanter Verformung) entstehen nicht.

<sup>26</sup>In der Materialwissenschaft als *Arbeitslinie* bezeichnet.

bestimmt werden. Für isotropes Material gelten folgende Definitionen<sup>27</sup>:

$$\text{Elastizitätsmodul } E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}; \quad (2.14)$$

$$\text{Kompressionsmodul } K = \frac{dI_\sigma}{dI_\varepsilon}; \quad (2.15)$$

$$\text{Schubmodul } G = \frac{ds}{2 de}; \quad (2.16)$$

$$\text{Poissonzahl } \nu = \frac{d\varepsilon_1}{d\varepsilon_3}. \quad (2.17)$$

Zwischen den genannten Größen bestehen folgende Beziehungen:

$$E = \frac{3KG}{K + G}; \quad (2.18)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}; \quad (2.19)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}; \quad (2.20)$$

$$\nu = \frac{K - 2G}{2(K + G)}. \quad (2.21)$$

Mit den o.g. Gleichungen lässt sich der elastische Stofftensor<sup>28</sup> für den dreidimensionalen Spannungszustand wie folgt angeben:

$$E_{ijkl} = \begin{bmatrix} \left(K + \frac{3}{4}G\right) & \left(K - \frac{2}{3}G\right) & \left(K - \frac{2}{3}G\right) & 0 & 0 & 0 \\ \left(K - \frac{2}{3}G\right) & \left(K + \frac{3}{4}G\right) & \left(K - \frac{2}{3}G\right) & 0 & 0 & 0 \\ \left(K - \frac{2}{3}G\right) & \left(K - \frac{2}{3}G\right) & \left(K + \frac{3}{4}G\right) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

Gleichung 2.13 stellt somit eine Spannungs-Dehnungsbeziehung ohne Begrenzung des Spannungszustandes dar, in der die Materialeigenschaften unabhängig von der Belastung sind. Der für einen Boden typische Grenzzustand als obere Begrenzung der Spannungs-Dehnungslinie ist mit dem Hooke'schen Gesetz nicht erfasst. Dieser entscheidene Nachteil wird z.B durch elastoplastische Stoffmodelle aufgehoben (siehe dazu Abschnitt 2.5.2.1).

<sup>27</sup>Elastizitätsmodul und Poissonzahl können z.B. aus einem einaxialen Druckversuch, Kompressionsmodul aus einem Ödometerversuch und Schubmodul aus einem deviatorischen Triaxialversuch bestimmt werden. Die in den Gleichungen 2.14 - 2.17 verwendeten Spannungs- und Dehnungsgrößen sind in Abschnitt 2.5.1 detailliert erläutert.

<sup>28</sup>Der Stofftensor in Gleichung 2.22 wird in den Ingenieurwissenschaften bevorzugt mit den Konstanten  $K$  und  $G$  beschrieben.

### 2.2.2.2 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit kennzeichnet den Widerstand der Bodenkörner gegen eine Schubbeanspruchung. Die Größe der Scherfestigkeit ist abhängig von den wirksamen Korn-zu-Korn-Spannungen (effektiven Spannungen, siehe Abschnitt 2.4.1) und dem Volumenänderungsverhalten eines Bodens.

In gesättigten Böden wird die Scherfestigkeit mit dem Mohr-Coulombschen Bruchkriterium unter Verwendung der Bodenkenngrößen Reibungswinkel  $\varphi'$  und Kohäsion  $c'$  beschrieben<sup>29</sup> :

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \varphi', \quad (2.23)$$

mit

- $\tau_f$  = Schubspannung im Grenzzustand,
- $c'$  = effektive Kohäsion, d.h. die Scherfestigkeit des Bodens ohne Auflast ( $\sigma' = 0$ ),
- $\sigma'_f$  = effektive Spannung ( $\sigma' = \sigma - u_w$ ) im Grenzzustand,
- $\varphi'$  = effektiver Reibungswinkel.

Gleichung 2.23 entspricht einer Geraden mit der Steigung  $\tan \varphi'$  und dem Achsenabschnitt  $c'$  im  $\tau - \sigma'$ -Diagramm (Abb. 2.9c). Spannungszustände oberhalb dieser Geraden sind nicht definiert.

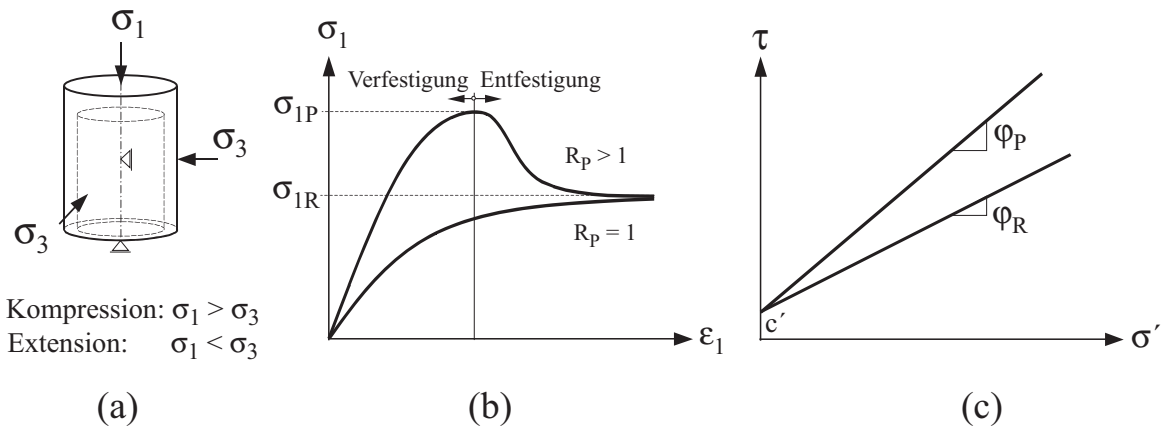


Abbildung 2.9: Scherfestigkeit von Böden: (a) Versuchsrandbedingungen im Triaxialversuch; (b) Arbeitslinie (triaxialer Kompressionsversuch); (c) Grenzgerade (Mohr-Coulomb-Kriterium)

In kohäsionslosen Böden, wie z.B. Sand, ist die Scherfestigkeit von der Lagerungsdichte und der effektiven Spannung abhängig. In gesättigten kohäsiven

<sup>29</sup>  $\varphi'$  und  $c'$  bezeichnen die effektiven Scherparameter, d.h. die unter drainierten Versuchsrandbedingungen ermittelten Scherparameter.



Böden, wie z.B. Ton, wird die Scherfestigkeit zusätzlich durch die Zustandsbedingungen (drainiert - undrainiert), das Bodengefüge (gestört - ungestört), die Vorbelastung (normal- bzw. überkonsolidiert) und die Zeit (Kriecheffekte) beeinflusst. Abhängig vom Porenvolumen und damit von der mechanischen Vorbelastung verhält sich der Boden kontraktant (Volumenverringerung mit zunehmender Scherbeanspruchung) oder dilatant (Volumenvergrößerung unter Scherbeanspruchung).

Dichte kohäsionslose und überkonsolidierte<sup>30</sup> kohäsive Böden sowie Böden, die in Abhängigkeit der Scherverformung zur Strukturänderungen neigen, zeigen im Triaxialversuch das in Abbildung 2.9 schematisch dargestellte Verhalten. Man unterscheidet eine Dehnungsverfestigung mit einer Peakscherfestigkeit  $\sigma_{1,P}$  und eine Dehnungsentfestigung mit einer Restscherfestigkeit  $\sigma_{1,R}$  sowie die dazu korrespondierenden Reibungswinkel  $\varphi'_P$  und  $\varphi'_R$ . Die Größe des Restscherwinkels  $\varphi'_R$  ist unabhängig von der Spannungsvorgeschichte und der Struktur des Bodens. Die Reibungswinkel  $\varphi'_P$  und  $\varphi'_R$  verringern sich mit zunehmender Plastizität des Bodens.

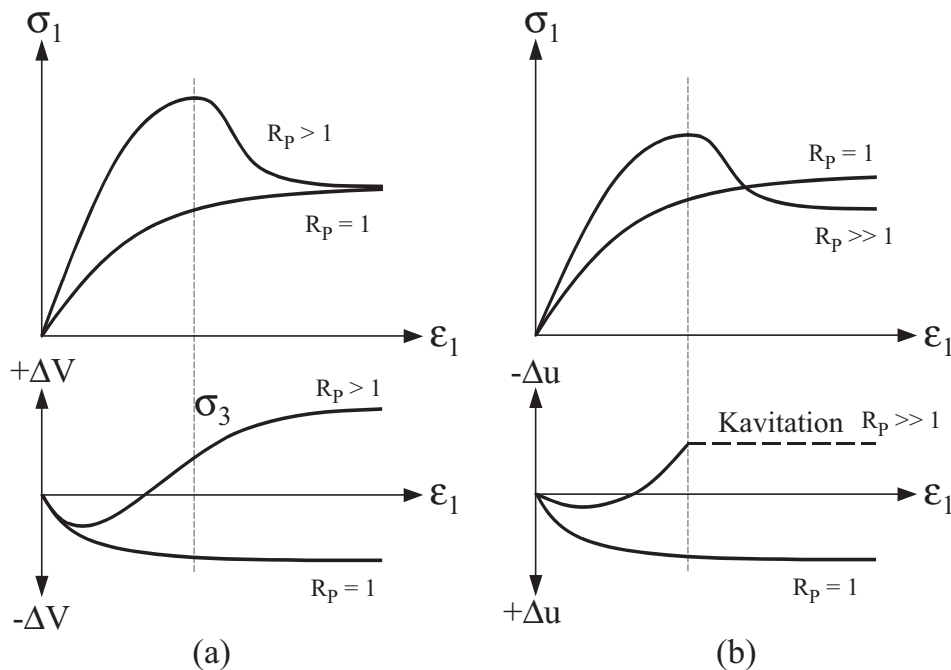


Abbildung 2.10: Volumen- und Porenwasserdruckänderungen dichter und überkonsolidierter Böden: (a) drainierte Bedingungen; (b) undrainierte Bedingungen

Die in triaxialen Kompressionsversuchen ( $\sigma_1 > \sigma_3$ ) ermittelte undrainierte Scherfestigkeit ist größer als die in triaxialen Extensionsversuchen ( $\sigma_1 < \sigma_3$ ). Die

<sup>30</sup>Böden mit einem Überkonsolidierungsverhältnis  $R_P = \frac{\sigma_t}{\sigma_{t_1}} > 1$  (engl.: *Over-Consolidation-Ratio, OCR*), d.h. der Boden befand zu einer Zeit  $t < t_1$  in einem höheren Spannungszustand als zur Zeit  $t_1$ .

effektiven Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  werden durch die Versuchsart (Kompressions- oder Extensionsversuch) nicht wesentlich beeinflusst.

Die vorgenannten Böden weisen im Grenzzustand unter drainierten Bedingungen eine größeres Volumen und unter undrainierten Bedingungen eine höhere effektive Spannung auf als zu Beginn der Deformation bzw. Belastung (Abb. 2.10). Lockere sandige und normalkonsolidierte bindige Böden zeigen ein umgekehrtes Verhalten, sie weisen im drainierten Zustand ein geringeres Volumen und im undrainierten Zustand eine geringere effektive Spannung auf.

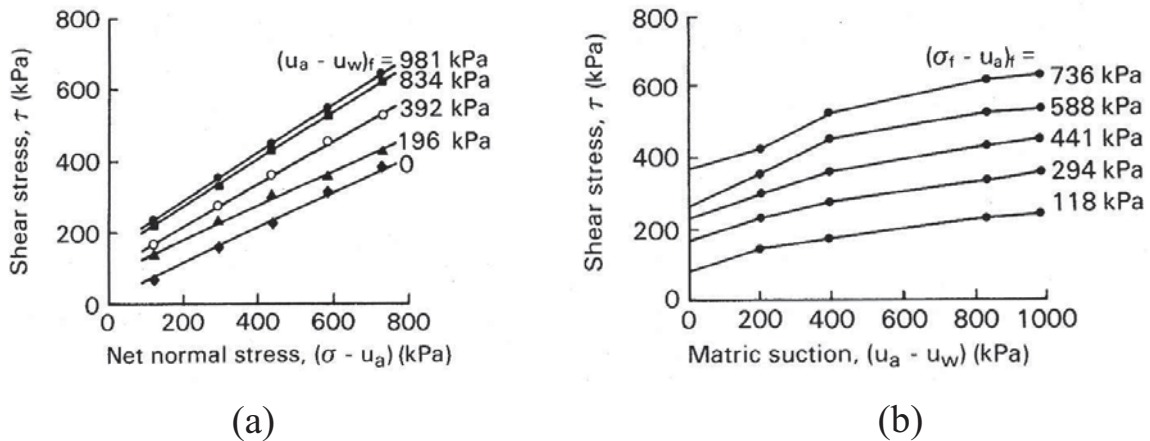


Abbildung 2.11: Ergebnisse direkter Scherversuche mit kontrollierter Saugspannung nach [ESCARIO und SÁEZ 1986]: (a) Einfluss der Netto-Normalspannung; (b) Einfluss der Saugspannung

Ein teilgesättigter Boden weist eine höhere Scherfestigkeit auf als der gleiche gesättigte Boden. Mit zunehmender Saugspannung sowie zunehmender Netto-Normalspannung<sup>31</sup> erhöht sich der Scherwiderstand im Boden (Abb. 2.11). Dieses Verhalten wird durch das von [FREDLUND et al. 1978] erweiterte Mohr-Coulombsche Bruchkriterium berücksichtigt. Danach ist die Scherfestigkeit des teilgesättigten Bodens wie folgt definiert:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan \varphi' + (u_a - u_w)_f \tan \varphi^b, \quad (2.24)$$

und unter atmosphärischen Bedingungen ( $u_a = 0$ ):

$$\tau_f = c' + \sigma_f \tan \varphi' + (-u_w)_f \tan \varphi^b, \quad (2.25)$$

mit

<sup>31</sup>Die Netto-Normalspannung ist die Bezugsspannung in einem teilgesättigten Medium unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen (i.Allg. mit Referenz zum atmosphärischen Luftdruck). Näheres dazu siehe Abschnitt 2.4.1.



$$\begin{aligned}
 (\sigma - u_a)_f &= \text{Netto-Normalspannung im Grenzzustand,} \\
 \sigma_f &= \text{Normalspannung im Grenzzustand,} \\
 (u_a - u_w)_f &= \text{Saugspannung im Grenzzustand,} \\
 (-u_w)_f &= \text{negativer Porenwasserdruck im Grenzzustand,} \\
 \varphi^b &= \text{Winkel des saugspannungsabhängigen Festigkeitszu-} \\
 &\quad \text{wachses.}
 \end{aligned}$$

Die grafische Darstellung von Gleichung 2.24 führt zur Erweiterung der Mohr-Coulombschen Bruchgerade auf eine in zwei Richtungen geneigte Bruchebene. Der Saugspannungseinfluss kann aus Gleichung 2.24 und Abb. 2.12 als eine Zunahme der effektiven Kohäsion interpretiert werden.

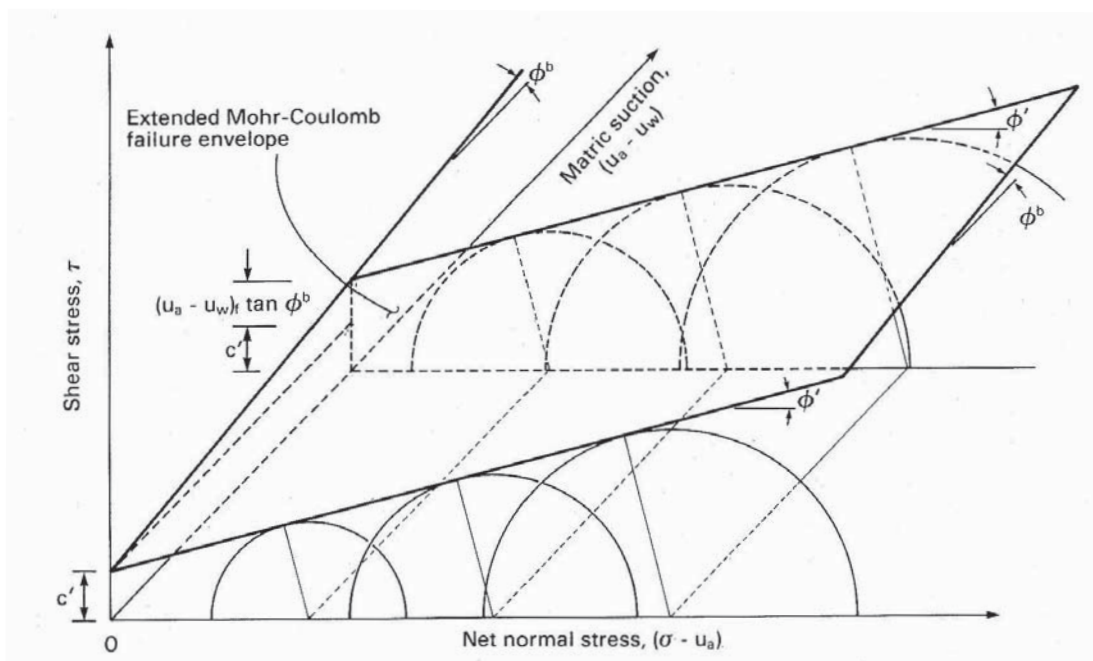


Abbildung 2.12: Erweiterte Mohr-Coulombsche Bruchebene für teilgesättigte Böden nach [FREDLUND und RAHARDJO 1993]

Aus Gleichung 2.24 geht die Bruchbedingung für gesättigte Böden als Sonderfall hervor. Erreicht der Boden die volle Sättigung ( $S_r = 1$ ), entspricht der Porenluftdruck dem Porenwasserdruck ( $u_a = u_w$ ) und Gleichung 2.24 geht in Gleichung 2.23 über.

Andere Untersuchungen zum Scherverhalten, z.B. [ESCARIO und SÁEZ 1986], zeigen auf Basis experimenteller Daten, dass eine Linearisierung des Saugspannungseinflusses mit  $\tan \varphi^b$  nicht ohne weiteres möglich ist. Vielmehr zeigt sich ein nichtlineares Verhalten, wobei die Scherfestigkeit nicht unbegrenzt anwächst, sondern einem bodenabhängigen Maximum bei hoher Saugspannung entgegenstrebt [DELAGE et al. 1987].

### 2.2.2.3 Volumenänderungsverhalten

Volumenänderungen werden im Boden durch äußere Lasteinwirkungen, hydraulische oder chemische Einwirkungen sowie durch Temperaturänderungen hervorgerufen und beeinflussen die Festigkeit und das Verformungsverhalten.

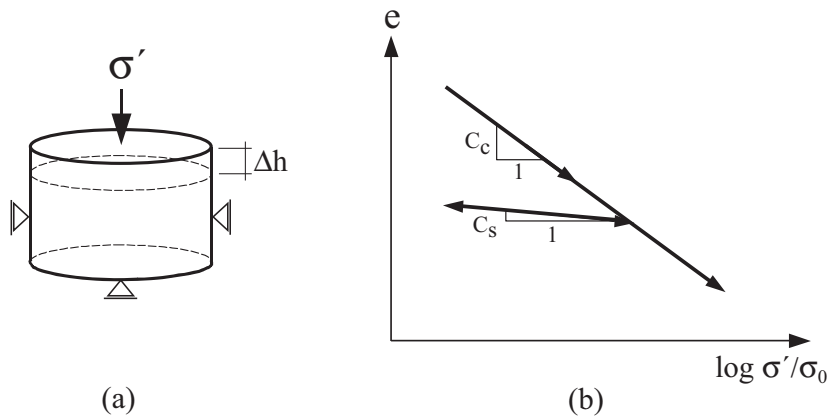


Abbildung 2.13: Volumenänderungsverhalten kompressibler Böden: (a) Versuchsrandbedingungen unter ödometrischer Kompression; (b) Idealisiertes Materialverhalten

In Abbildung 2.13 ist das Volumenänderungsverhalten bei behinderter Seitendehnung (ödometrische Kompression) schematisch dargestellt. Im halblogarithmischen Maßstab kann die Druck-Porenzahlbeziehung für feinkörnige Böden durch jeweils eine Gerade für die Erstbelastung sowie die Ent- und Wiederbelastung approximiert werden (Abb. 2.13b). Die Geradensteigungen werden durch den Kompressionsbeiwert  $C_c$  und den Schwellbeiwert  $C_s$  repräsentiert<sup>32</sup>. Der Widerstand des Bodens gegen eine Volumenänderung wird nach [MITCHELL 1993] durch physikalische, physikalisch-chemische, chemisch-organische und mineralogische Wechselwirkungen sowie durch die Bodenstruktur, die Spannungsvorgeschichte (Spannungspfad) und die Temperatur bestimmt.

Überkonsolidierte, kohäsive Böden sind i.Allg. weniger kompressibel, zeigen jedoch ein höheres Quellvermögen als normalkonsolidierte Böden. Daneben ergeben sich unterschiedliche Volumenänderungen, je nachdem ob eine Spannungsänderung in einem einzigen Lastschritt oder in mehreren kleineren Lastschritten sukzessive oder mit Ent- und Wiederbelastungszyklen aufgebracht wird.

In teilgesättigten Böden ist das Volumenänderungsverhalten signifikant von der Größe der Saugspannungen abhängig. Durch Bewässerung hervorgerufene

<sup>32</sup>In der englischsprachigen Fachwelt werden im Druck-Setzungsdiagramm die Spannungen über den natürlichen Logarithmus ( $\ln \sigma$ ) und die Volumenänderung über das spezifische Volumen ( $v = 1 + e$ ) aufgetragen. Der Kompressionsbeiwert ist dann als *compression modulus*  $\lambda$  und der Schwellbeiwert als *swell modulus*  $\kappa$  bezeichnet.

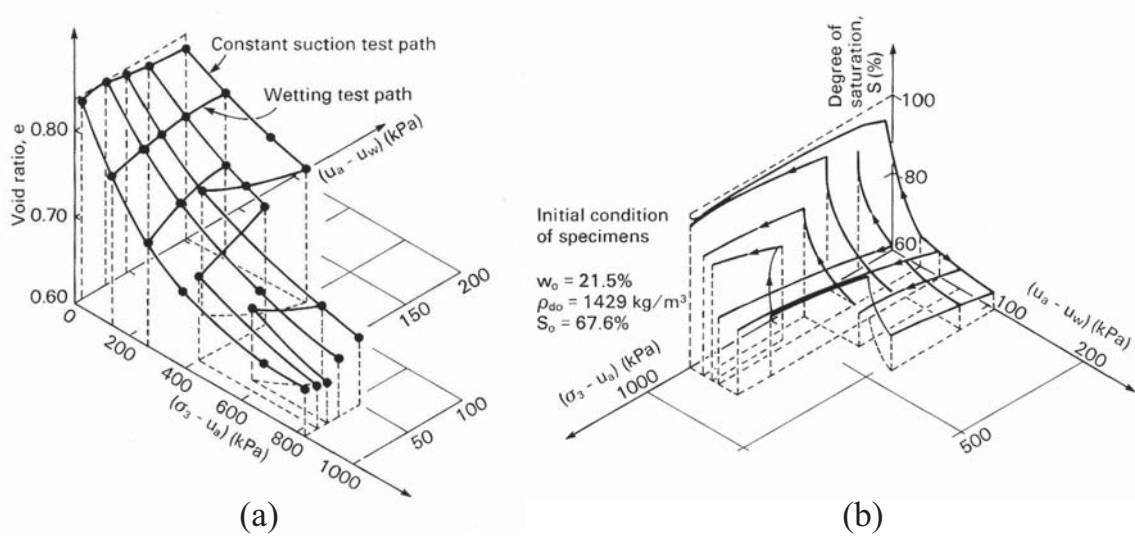


Abbildung 2.14: Volumenänderungsverhalten teilgesättigter Böden (Kaolinitischer Mischboden unter isotroper Belastung) in Abhängigkeit der Saugspannungen nach [MATYAS und RADHAKRISHNA 1968]: (a) Zustandsgröße Porenzahl; (b) Zustandsgröße Sättigungsgrad

Volumenänderungen werden als Quellen (Volumenvergrößerung) und durch Entwässerung hervorgerufene Volumenänderungen als Schrumpfen (Volumenverringern) bezeichnet. Quellen und Schrumpfen bezeichnen somit Volumenänderungen unter konstanten mechanischen Spannungen und sind durch hydraulische Effekte im Boden initiiert<sup>33</sup>. Das Quellverhalten wird durch den Anteil quellfähiger Tonminerale<sup>34</sup> im Boden bestimmt.

Des Weiteren neigen teilgesättigte Böden unter hohen isotropen Spannungszuständen bei einer Bewässerung zum sog. „Kollaps“, d.h. zur plötzlichen Volumenverringern. Zur Verdeutlichung dieses Phänomens ist das Druck-Porenzahl-Diagramm in Abbildung 2.14a um die Saugspannungen ( $u_a - u_w$ ) erweitert. Mit zunehmender Saugspannung und zunehmender Netto-Normalspannung zeigt der Boden eine geringere Volumenänderung. Wird jedoch die Saugspannung bei einer hohen Netto-Normalspannung z.B. durch Bewässerung des Bodens stark reduziert bzw. vollständig abgebaut, entsteht eine überproportionale Volumenreduktion die zum Verlust der Tragfähigkeit führen kann. Besitzt der Boden zudem eine offene Struktur<sup>35</sup> erhöht sich die Kollapsgefahr. Ferner hat sich gezeigt, dass Böden

<sup>33</sup>Im Umkehrschluss: ein im hydraulischen Gleichgewicht befindlicher, gesättigter Boden ist nicht quellfähig. Erst eine Saugspannungsänderung führt zum Quellen oder Schrumpfen.

<sup>34</sup>Insbesondere die dreischichtigen Aluminium-Hydrosilikate, wie z.B. Montmorillonit oder Illit, beeinflussen das Quellverhalten. Die Schichtstruktur des Minerals erlaubt das Anlagern von Wasser und führt damit zur Volumenvergrößerung.

<sup>35</sup>Offene Struktur des Bodens bedeutet hier eine unregelmäßige Ausrichtung der Einzelpartikel.

mit hohen Anfangssaugspannungen bei einer Bewässerung zunächst eine Volumenvergrößerung und anschließend bis zum Erreichen des Sättigungszustandes eine Volumenverringerung erfahren. Je geringer die Netto-Normalspannung, umso ausgeprägter ist dieser Effekt.

Aus Abbildung 2.14a geht ebenfalls hervor, dass die Saugspannungen als eine Erhöhung der Vorbelastung interpretiert werden können. Die experimentellen Ergebnisse zeigen jedoch nur für Verformungen, die durch eine Zunahme der Sättigung verursacht sind eine eindeutig umkehrbare Beziehung. Sofern hydraulische Be- und Entwässerungszyklen auf den Boden einwirken (gemäß Abschnitt 2.2.1) ist dies nicht mehr gewährleistet. Die Verwendung der Sättigungszahl als Zustandsgröße, wie sie in Abbildung 2.14b dargestellt ist, erscheint somit zur Beschreibung hydraulisch-zyklischer Prozesse nicht als geeignet.

#### 2.2.2.4 Spannungs-Verformungsverhalten

Als Spannungs-Verformungsverhalten kann zunächst das gesamte mechanische Materialverhalten eines Stoffes verstanden werden. Im nachfolgenden Kontext bezieht sich der Begriff bewusst einschränkend auf die Spannungs-Verformungs-Relation für Spannungszustände unterhalb des durch die Scherfestigkeit (siehe Abschnitt 2.2.2.2) definierten Grenzzustand eines Bodens.

Das Spannungs-Verformungsverhalten von Böden ist generell durch elastische und plastische Verformungen gekennzeichnet (Abb. 2.15) und variiert zwischen sprödem Verhalten (z.B. bei zementierten Böden oder stark überkonsolidierten kohäsiven Böden sowie dichten Sanden) und duktilem Verhalten (bei nicht sensitiven, aufbereiteten<sup>36</sup> Tonen und lockeren Sanden). Je nach Zusammensetzung und Ausgangsspannungszustand zeigt sich im Boden bei einer Scherbeanspruchung eine Verfestigung oder eine Entfestigung des Materials.

Wird ein überkonsolidierter kohäsiver oder ein dichter kohäsionsloser Boden, wie in Abbildung 2.15 dargestellt, vor und nach Erreichen der maximalen Schubspannung ( $\sigma_P$ ) ent- und wiederbelastet, so stellen sich unterschiedliche Steigungen in der Hystereseschleife des Ent- und Wiederbelastungsastes ein. Die Steigungen in den Spannungs-Dehnungslinien (sog. Arbeitslinien) repräsentieren die Steifigkeit des Bodens, hier den Schubmodul  $G$ . Die Bodensteifigkeit ist keine Materialkenngröße, sondern abhängig vom Verformungsfreiheitsgrad des Bodens<sup>37</sup>. Sie stellt eine abschnittsweise Linearisierung des Spannungs-Verformungsverhaltens dar. Die Steifigkeit erhöht sich mit abnehmender Porenzahl, bei kohäsionslosen Böden mit zunehmender mittlerer Hauptspannung und bei kohäsiven

---

<sup>36</sup>Unter Laborbedingungen aufbereitet, d.h. künstlich gemischte und verdichtete Proben.

<sup>37</sup>Die allg. Definition der Steifigkeit lautet:  $E = \frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_i}$  und wird aus den Arbeitslinien (Spannungs-Dehnungslinien) ermittelt.

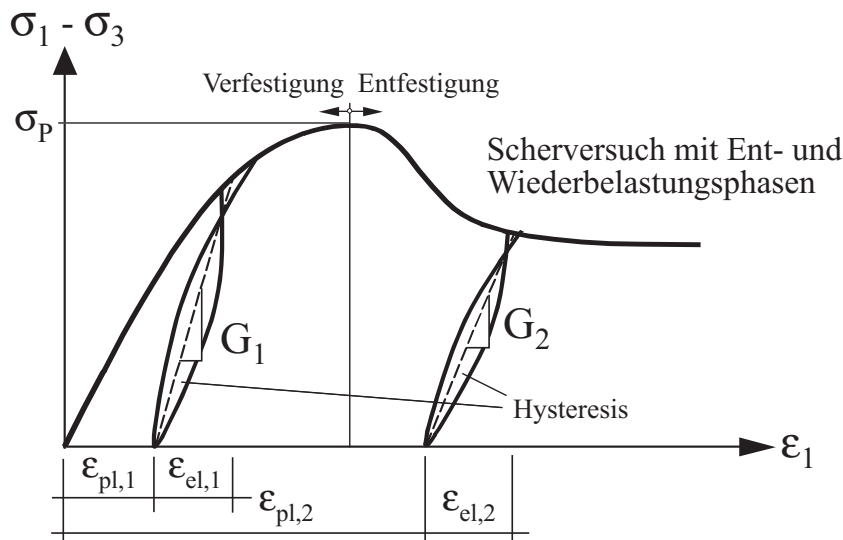


Abbildung 2.15: Elastische und plastischen Verformungen eines Bodens unter Schubbeanspruchung

Böden mit zunehmender Konsolidierungsspannung. In teilgesättigten Böden führt die zunehmende Saugspannung ebenfalls zu einer Erhöhung der Steifigkeit.

Aus der Hysteresis lässt sich der Anteil der elastischen Verformungen an den Gesamtverformungen experimentell bestimmen. Damit kann eine Aufteilung in elastische und plastische Verformungsanteile vorgenommen werden ( $\rightarrow$  Basis der elastoplastischen Stoffgesetze).

Insbesondere kohäsive Böden zeigen eine Pfadabhängigkeit, d.h. die Spannungen hängen von der Verformungsgeschichte ab (siehe auch Abb. 2.15:  $G_1 \neq G_2$ ). Untersuchungen zur Pfadabhängigkeit in teilgesättigten Böden wurden z.B. von [TOYOTA et al. 2001] durchgeführt. Es wurde der Einfluss der Spannungsvorgeschichte sowie der Drainagebedingungen an unterschiedlich hergestellten, teilgesättigten bindigen Bodenproben im Triaxialversuch untersucht. Die Versuche sind als sog. CW-Tests, d.h. Versuche mit konstantem Wassergehalt und drainierter Porenluft ausgeführt. Aus dem Ergebnis der Untersuchungen lässt sich Folgendes ableiten:

- Mit zunehmender Netto-Normalspannung sowie mit zunehmender Saugspannung steigt die Scherfestigkeit des Bodens;
- Bei hohen Saugspannungen ( $s \geq 100$  kPa) zeigt der Boden ein zunehmend dilatantes Verformungsverhalten und eine deutliche Dehnungsentfestigung mit fortschreitender Scherverformung;
- Die Saugspannungen nehmen beim Erreichen des Peakzustandes mit zunehmender Scherverformung deutlich ab. Infolge des Scherprozesses ent-



stehen in Abhängigkeit der Scherverformungen negative Saugspannungen, d.h. Porenwasserüberdrücke;

- Zuerst entwässerte und anschließend konsolidierte Proben zeigen bei hohen Netto-Normal- und Saugspannungen eine geringere Scherfestigkeit und eine stärkere Abnahme der Saugspannung in Abhängigkeit der Scherverformung als zuerst konsolidierte und anschließend entwässerte Proben;
- Die zuvor genannten Ergebnisse konnten bei statisch verdichteten Proben nicht festgestellt werden. Die Probenverformung ist ausschließlich kontraktant und es bildet sich offensichtlich kein definierter Bruchzustand in den Proben aus.

[TOYOTA et al. 2001] untersuchten auch den Einfluss der Drainagebedingungen auf das Materialverhalten. Es wurden Torsions - Scherversuche an Zylinderproben (Versuche unter drainierten Porenluft- und Porenwasserbedingungen mit konstanter Saugspannung) ausgeführt. Im Ergebnis zeigte sich keine signifikante Beeinflussung der Scherfestigkeit und des Verformungsverhaltens durch die unterschiedlichen Drainagebedingungen.

Neben den o.g. Eigenschaften zeigen kohäsive Böden in vielen Fällen ein ausgesprochen zeitabhängiges (viskoses) Verhalten. Es handelt sich hierbei um die Effekte Kriechen und Relaxation. Beide Effekte sind von der Aktivität der im Boden vertretenen Tonminerale sowie vom Wassergehalt bzw. den Saugspannungen und der Plastizität des Bodens abhängig.

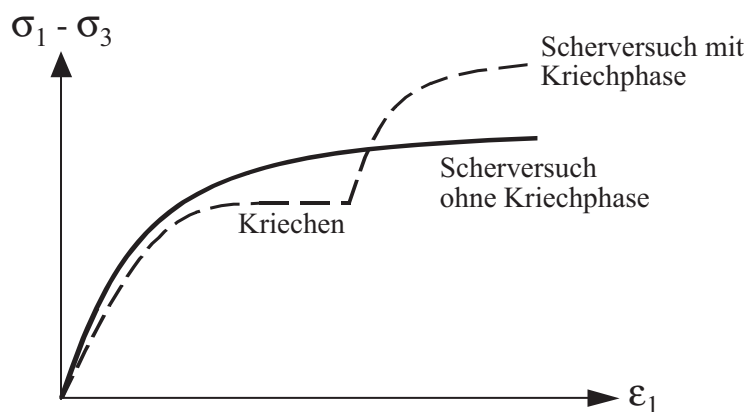


Abbildung 2.16: Kriecheffekte (schematisch) auf das Spannungs-Verformungsverhalten und die Festigkeit viskoser Böden

Nach einer Kriechphase weiterbelastete Böden zeigen allgemein eine Zunahme der Steifigkeit und eine Erhöhung der Scherfestigkeit (Abb. 2.16). Die undrainierte Scherfestigkeit steigt mit zunehmender Kriechgeschwindigkeit<sup>38</sup>.

<sup>38</sup>Dieser Zusammenhang ist detailliert von [LEINENKUGEL 1976] untersucht und beschrieben.

### 2.2.3 Mechanische Effekte unter nicht monotoner Beanspruchung

Böden unter nicht monotoner Beanspruchung sind im Allgemeinen zyklischen oder dynamischen Einwirkungen ausgesetzt. Unter dynamischen Lasteinwirkungen werden im Boden zusätzlich Trägheitskräfte aktiviert, die das Materialverhalten<sup>39</sup> beeinflussen. Infolge der hohen Verformungsgeschwindigkeiten treten zudem bei hochplastischen Böden (z.B. marine Tone) zeitabhängige, viskose Effekte zu Tage, die sich mit den Trägheitseinflüssen überlagern. Die Bodenreaktion wird in der Regel als rein elastisch idealisiert. Dynamische Einwirkungen treten als harmonische, periodische, transiente oder impulsartige Belastung auf (Abb. 2.17).

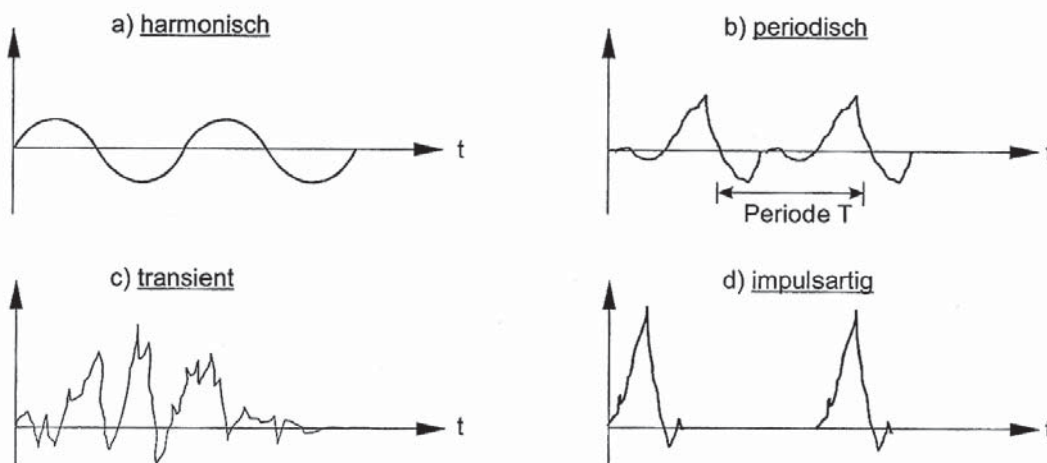


Abbildung 2.17: Belastungsarten dynamischer Einwirkungen nach *Flesch* in [GOTSCHOL 2002]

Zyklische Einwirkungen<sup>40</sup> rufen keine nennenswerten Trägheitsreaktionen im Boden hervor, so dass diese vernachlässigbar sind, und erzeugen sowohl elastische wie auch plastische Verformungen, insbesondere unter langanhaltender Einwirkung. Die Belastung wird im Allgemeinen als harmonische oder zumindest periodische Schwingung idealisiert. Während einer zyklischen Beanspruchung kommt es im drainierten Boden zu einer Akkumulation plastischer Verformungen bzw. bei undrainierten, wassergesättigten Böden zu einem Porenwasserdruckanstieg mit gleichzeitiger Reduktion der Korn-zu-Korn- bzw. effektiven Spann-

<sup>39</sup>Belastungen mit einer Frequenz von  $f \geq 1$  Hz werden allgemein als *dynamisch* angesehen. Diese Festlegung ist nicht eindeutig, da im Frequenzbereich  $0,1 \text{ Hz} \leq f \leq 10 \text{ Hz}$  sowohl zyklische wie auch dynamische Effekte im Boden auftreten können (siehe dazu auch [GOTSCHOL 2002]).

<sup>40</sup>Im bodendynamischen Sinne als sehr langsame Belastungsprozesse mit  $f \leq 1$  Hz gekennzeichnet.

gen. Im teilgesättigten Boden sind diese Zusammenhänge aufgrund der Kopplungsmechanismen der Einzelphasen, der Kompressibilität des Porengases sowie der Erweiterung der Randbedingungen auf eine weitere Phase (Porenluft) weitaus komplexer<sup>41</sup>.

Die o.g. dynamischen und zyklischen Einwirkungen sind mechanisch initiiert: ein Bodenelement wird durch eine harmonisch, periodisch oder transient erregte Last beansprucht. In der Geotechnik werden solche Einwirkungen z.B. durch Verkehrseinwirkungen (Schienen- und Straßenverkehr), Wind- oder Wellenbelastungen (Bauwerk-Baugrund-Interaktionen), künstliche Erregungen (Maschinenfundamente) oder natürliche Erregungen (Erdbeben) erzeugt. Tabelle 2.1 gibt dazu einen Überblick.

Tabelle 2.1: Dynamisch-zyklische Einwirkungen in der Geotechnik mit Frequenzbereichen und Lastamplituden

<i>Einwirkungsart</i>	<i>Frequenzbereich</i>	<i>Lastamplitude</i>
Erdbeben	> 1 Hz	groß
Maschinenfundamente	0,01 ... 1000 Hz	klein
Hochgeschwindigkeitsschienenverkehr	1 ... 3 Hz	klein
Wellenschlag an Dämme	0,1 ... 1 Hz	klein
Windbelastungen an Bauwerken	0,1 ... 1 Hz	groß
Dynamische Intensivverdichtung	< 0,1 Hz	sehr groß
Vibrationsverdichtung	≈ 50 Hz	klein

Die Reaktion des Bodens auf solche Einwirkungen ist neben der Materialzusammensetzung von den Randbedingungen und den Lastparametern abhängig. Für gesättigte bindige Böden ist das Materialverhalten unter zyklischer Beanspruchung umfangreich untersucht. Eine Zusammenfassung der Erkenntnisse ist z.B. in [MUTH 1989] oder [LI 2002] gegeben. Als experimentell gesichert gilt dabei, dass diese Böden bei undrainierter Belastung unterhalb eines kritischen Schwellenwertes der zyklischen Spannungsamplitude<sup>42</sup> mit fortschreitender Lastzyklenzahl einen stabilen Zustand erreichen und sich mit weiter ansteigender Zyklenzahl praktisch elastisch verhalten. Belastungen oberhalb dieses Schwellenwertes führen das Material hingegen schon bei geringer Lastzyklenzahl in den Grenzzustand. Dieses Verhalten wird von [SANGREY et al. 1969] an gesättigten und undrainierten sowie ungestörten Newfield Clay Proben bestätigt.

<sup>41</sup>Drainagebedingungen beziehen sich beim gesättigten Boden ausschließlich auf die Porenflüssigkeit. Im teilgesättigten Boden muss zusätzlich die Drainagebedingung für das Porengas berücksichtigt werden.

<sup>42</sup>Darunter ist die zyklisch-deviatorische Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl} = \sigma'_1 - \sigma'_3$  zu verstehen.



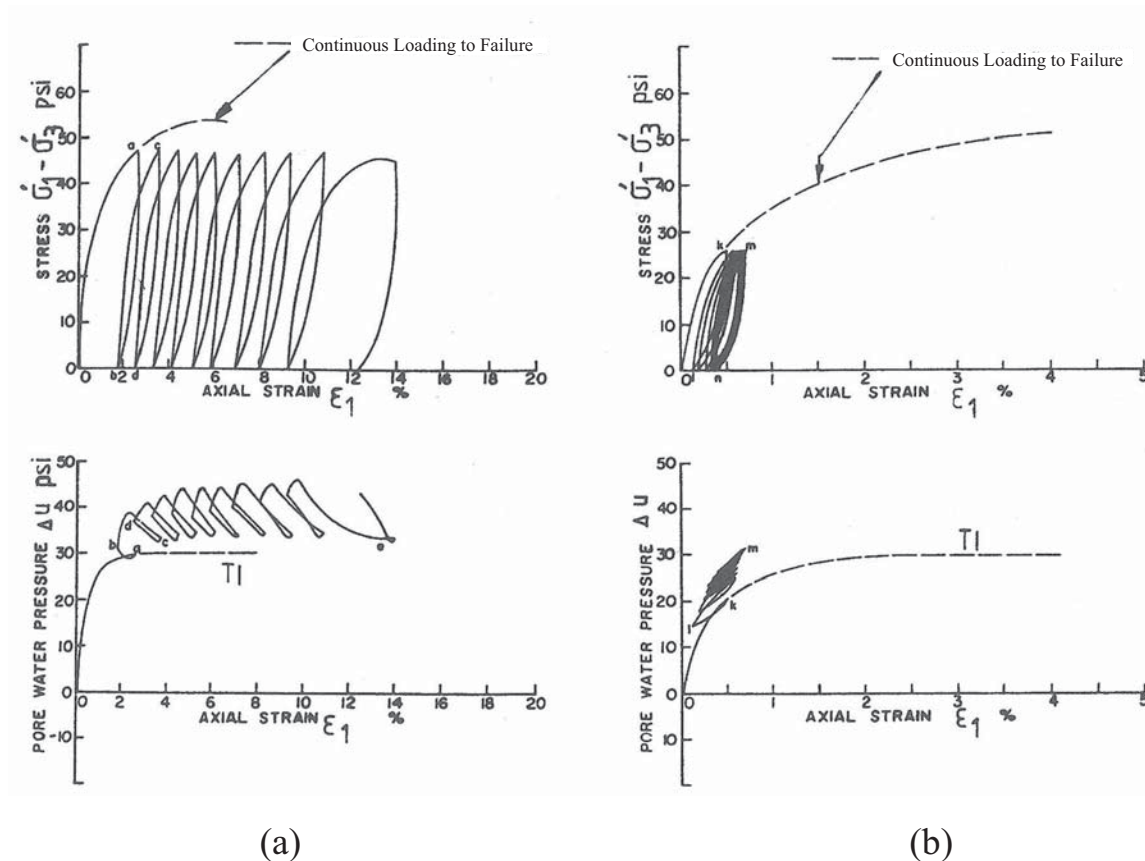


Abbildung 2.18: Gemessene Spannungs-Dehnungskurven an einem gesättigten Ton nach [SANGREY et al. 1969]: (a) überkritisches Verhalten „cyclic collapse“, (b) unterkritisches Verhalten „cyclic shakedown“

In Abbildung 2.18 sind die Ergebnisse dieser Untersuchungen dargestellt. Auf der linken Seite (a) ist die Arbeitslinie und die Porenwasserdruckentwicklung für eine überkritische zyklische Deviatorspannungsamplitude abgebildet. Die Probe erreichte nach ca. 10 Lastzyklen den Grenzzustand. Die Dehnungs- und Porenwasserdruckinkremente vergrößern sich mit jedem Lastzyklus. Rechts (b) ist die Situation für den unterkritischen Zustand dargestellt. Die Dehnungs- und Porenwasserdruckinkremente verkleinern sich mit zunehmender Lastzyklenzahl und verschwinden nach einer ausreichenden Zyklenzahl ganz, so dass praktisch keine weiteren Verformungen entstehen und ein stationärer Spannungs-Dehnungs-zustand erreicht ist. In beiden Darstellungen ist das Verhalten einer monoton belasteten Probe bis zum Grenzzustand unter gleichen Versuchsrandbedingungen als gestrichelte Linie eingetragen.

Die in der Literatur bekannten Phänomene zum Materialverhalten zyklisch belasteter, wassergesättigter bindiger Böden (z.B. [ANDERSEN 1976], [WOOD 1982] oder [MUTH 1989]) lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Infolge einer undrainierten, zyklischen Wechselbelastung entstehen im Allgemeinen unsymmetrische Verformungen und zyklisch akkumulierte Porenwasserüberdrücke;
- Drainierte, zyklische Wechselbelastungen führen zu zyklisch akkumulierten, plastischen Deformationen und einer Versteifung des Bodens;
- Die Dehnungen wachsen sehr stark an, wenn sich der effektive, zyklische Spannungspfad der Mohr-Coulombschen Bruchgeraden nähert;
- Mit zunehmender Deviatorspannungsamplitude verringert sich die Anzahl der Lastzyklen bis zum Bruch. Unterhalb eines kritischen Schwellenwertes für die Deviatorspannungsamplitude wird der Bruchzustand nicht mehr erreicht. Die Probe strebt einem stabilen und stationären Zustand entgegen;
- Bei gleichen Deviatorspannungsamplituden erreichen überkonsolidierte Proben den Bruchzustand schneller als normalkonsolidierte Proben;
- Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  verringert sich durch eine vorangegangene zyklische Belastung in Abhängigkeit von der Zyklenzahl sowie der Größe der akkumulierten zyklischen Dehnungen. Die effektiven Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  sind weitgehend unabhängig von einer zyklischen Vorbelastung;
- Effektive Spannungspfade zyklisch vorbelasteter Proben entsprechen den effektiven Spannungspfaden nicht zyklisch vorbelasteter Proben mit höheren Überkonsolidierungsverhältnissen.

Neben den o.g. Phänomenen neigen insbesondere feinkörnige, wassergesättigte Sande und Schluffe unter hochfrequenten Belastungen wie z.B. Erdbeben zur sog. Verflüssigung (*engl.: Liquefaction*). Aufgrund der geringen Durchlässigkeiten dieser Böden und den schnellen Lastzyklen akkumuliert der Porenwasserdruck bis zum völligen Verlust der Tragfähigkeit durch Reduktion der effektiven Spannungen im Korngerüst, [KOLYMBAS 1998, WUNSCH 2002]. In teilgesättigten Böden ist dieser Effekt noch nicht ausreichend geklärt. Je nach Volumenanteil der Einzelphasen sowie Drainage- und Lastbedingungen kommt es zunächst zur Aufsättigung des Bodens und anschließend zur Verflüssigung.

Die Antwort eines Bodens auf zyklische Lasteinwirkungen besteht in den meisten Fällen aus einer hysteretischen Spannungs-Dehnungsbeziehung wie sie in Abbildung 2.19a dargestellt ist. Die Hystereseschleife ist ein Maß für die Energieabsorption in einem vollständigen Lastzyklus. Der Flächeninhalt der Schleife entspricht der dissipierten Energie  $\Delta E$ . Die viskose Bodendämpfung  $D$  kann damit in Abhängigkeit der dissipierten Energie beschrieben werden. Die Steigung

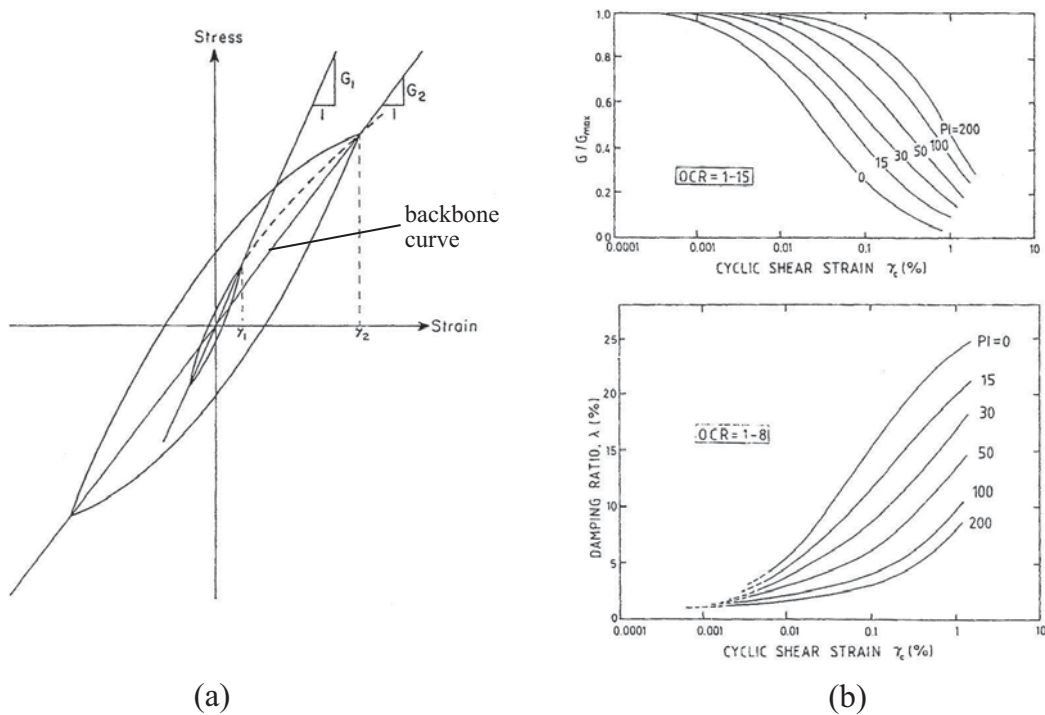


Abbildung 2.19: (a) Idealisierte Spannungs-Dehnungsbeziehung zyklisch belasteter Böden; (b) Normierter Schubmodul und Dämpfung zyklisch belasteter, kohäsiver Böden als Funktion der Scherdehnung und Plastizität nach [VUCETIC und DOBRY 1991]

zwischen den beiden Umkehrpunkten entspricht, wie bereits in Abschnitt 2.2.2.4 dargestellt, dem Schubmodul  $G_{dyn}$ . Beide Parameter kennzeichnen den Einzelzyklus und sind wie folgt definiert:

$$G_{dyn} = \frac{\tau_c}{\gamma_c}, \quad (2.26)$$

$$D = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta E}{G \gamma_c^2}. \quad (2.27)$$

Darin bedeuten

- $\tau_c$  = Schubspannung,
- $\gamma_c$  = zyklische Schubdehnung, im Triaxialversuch gilt:  
 $\gamma_c = 2 \varepsilon_c$ ,
- $\Delta E$  = dissipierte Energie pro Zyklus und Volumeneinheit, entspricht dem Inhalt der Hysteresisschleife.

Wie aus Abbildung 2.19a zu erkennen ist, nimmt der Schubmodul mit zunehmender Scherdehnung ab und die Dämpfung nimmt zu. Dieses Verhalten resultiert aus der Veränderung der Bodenstruktur, die eine Verringerung der elastischen und

eine Erhöhung der plastischen Dehnungsanteile mit zunehmender Scherdehnung verursacht. Die Verbindung der Lastumkehrpunkte aller Lastzyklen mit zunehmender Scherdehnung wird als sog. „backbone“-Kurve bezeichnet und charakterisiert das linearisierte, zyklische Spannungs-Dehnungsverhalten eines Bodens.

Nach [HARDIN und BLACK 1968] unterliegt der dynamische Schubmodul eines Bodens im Wesentlichen den folgenden Einflussgrößen<sup>43</sup>:

$$G_{dyn} = f(\sigma'_m, e, S_r, \Delta\sigma_{zykl}, f, t, v, T) \quad (2.28)$$

darin bedeuten:

- $\sigma'_m$  = mittlere Konsolidierungsspannung,
- $e$  = Porenzahl,
- $S_r$  = Sättigungszahl,
- $\Delta\sigma_{zykl}$  = zyklische Lastamplitude,
- $f$  = Lastfrequenz,
- $t$  = Zeit (ausgedrückt z.B. als Lastzyklenzahl  $N$ ),
- $v$  = Bodenstruktur,
- $T$  = Temperatur.

[VUCETIC und DOBRY 1991] stellen nach Auswertung mehrerer Studien an kohäsiven Böden die in Abbildung 2.19b dargestellten Beziehungen zwischen zyklischer Scherdehnung, Plastizitätsindex und Schubmodul bzw. Dämpfung auf. Für eine konstante Scherdehnung zeigt sich eine Zunahme der Schubmoduli und eine Abnahme der viskosen Dämpfung mit steigender Plastizität. Die Autoren vermuten, dass infolge der höheren Plastizität und der damit verbundenen Zunahme der spezifischen Oberfläche (aufgrund des höheren Feinstkornanteils) die Anzahl der elektro-chemischen Kontaktbindungen zwischen den Einzelpartikeln zunimmt. Dies führt zu einer Erhöhung der Bindungskräfte im Verhältnis zum Gewicht der Einzelpartikel und verursacht in der Mikrostruktur des Bodens eine federnde Wirkung, welche die Aufnahme größerer Scherdehnungen bewirkt, so dass sich der Boden elastischer erhält. Nach [MITCHELL 1993] wird dieser elastische Effekt auch noch durch die Plättchenstruktur der im kohäsiven Boden vorhandenen Tonminerale begünstigt.

[STUDER und KOLLER 1997] formulieren die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $G_{dyn}$  mit sog. „linear äquivalenten Bodenkennziffern“. Die Beschreibung von  $G_{dyn}$  stellt hierbei eine zyklenabhängige Linearisierung eines elastischen Materialverhaltens dar. Sie eignet sich allerdings nicht zur Differenzierung elastischer und plastischer Dehnungsanteile im Boden.

---

<sup>43</sup>Ausgenommen von Gl. 2.28 sind trockene Sande, in denen einzig ein Einfluss aus der mittleren Konsolidierungsspannung  $\sigma'_m$  und der Porenzahl  $e$  auf  $G_{dyn}$  besteht.

Entsprechende Untersuchungen am teilgesättigten Boden stehen bisher nur in sehr begrenztem Umfang zur Verfügung. [FLEUREAU et al. 2002] untersuchten den Einfluss der Saugspannungen auf die dynamischen Kennwerte eines teilgesättigten, schluffigen Sandes in Triaxial- und Resonant-Column-Versuchen<sup>44</sup> (RC-Tests). Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.20 dargestellt.

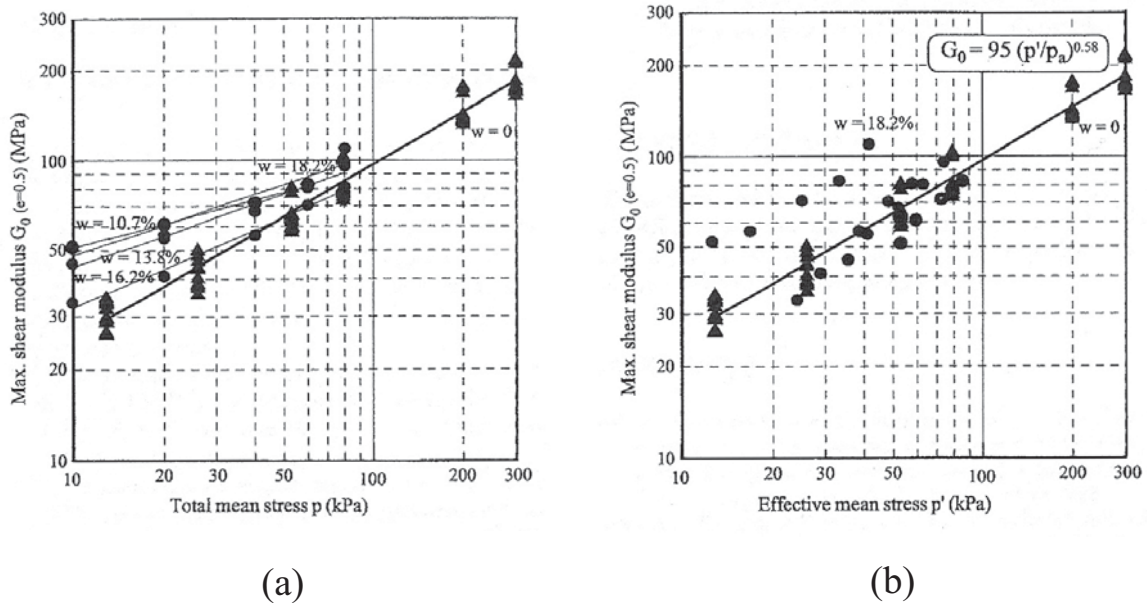


Abbildung 2.20: Maximale dyn. Schubmoduli  $G_{dyn(0)}$  verdichteter Schluffproben mit unterschiedlichen Wassergehalten nach [FLEUREAU et al. 2002]: (a) Auftragung in totalen Spannungen  $p$ , (b) Auftragung in effektiven Spannungen  $p'$

In den Untersuchungen zeigt sich eine Zunahme des max. dynamischen Schubmoduls<sup>45</sup> mit abnehmendem Wassergehalt, was einer Verringerung der Wassersättigung und einer Zunahme der Saugspannungen entspricht. Dies bezieht sich sowohl auf die Auswertung in totalen wie auch in effektiven Spannungen, so dass hier die Anwendung des Effektivspannungskonzeptes<sup>46</sup> gerechtfertigt erscheint. Mit zunehmenden Spannungen  $p$  bzw.  $p'$  verringert sich der Einfluss der Saugspannung auf den dynamischen Schubmodul.

Untersuchungen zum Einfluss des Sättigungsgrades auf den dyn. Schubmodul sind z.B. von [WU 1983] sowie [WU et al. 1984] ausgeführt. Es wurde ein kohäsionsloser, schluffiger Sand bei kleinen Verformungen in RC-Versuchen untersucht. In Abbildung 2.21 sind die Ergebnisse dieser Untersuchungen auf die Werte des

<sup>44</sup>Siehe dazu Abschnitt 2.3.2.

<sup>45</sup>Anfangsschubmodul  $G_{dyn(0)}$  im ersten Lastzyklus.

<sup>46</sup>Weitere Erläuterungen dazu in Abschnitt 2.4.1.



trockenen Bodens normiert. Im Bereich von  $S_r \approx 15\%$  bildet sich ein Maximum aus, welches zudem von der Höhe der Konsolidierungsspannung abhängt. Das Maximum beträgt für die geringste Konsolidierungsspannung dem zweifachen Wert des trockenen Bodens (für  $S_r = 100\%$  in Abb. 2.21). Der Schubmodul des trockenen Bodens entspricht dem des vollständig wassergesättigten Bodens. Aus den Ergebnissen schließen die Autoren, dass eine Insitu-Messung von Scherwellengeschwindigkeiten im Baugrund signifikant vom Sättigungsgrad des Bodens beeinflusst wird. Diese Ergebnisse wurden auch durch die Untersuchungen von [BECKER 2002] bestätigt.

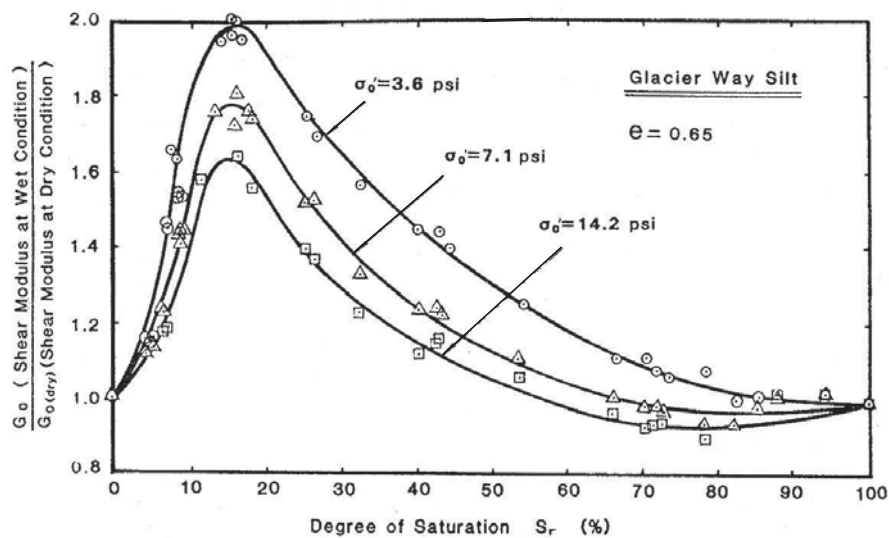


Abbildung 2.21: Einfluss der Teilsättigung auf den dynamischen Schubmodul  $G_{dyn}$  nach [WU et al. 1984]

Ähnliche Untersuchungen sind von [PICORNELL und NAZARIAN 1998] ausgeführt. Es ist der Einfluss der Saugspannung auf den dynamischen Schubmodul in vier unterschiedlichen Kornfraktionen (Grobsand-, Mittelsand-, Schluff- und Tonfraktion) untersucht. Die Ergebnisse bestätigen die Untersuchungen von [WU et al. 1984]. Mit kleinerem Korndurchmesser und zunehmender Saugspannung vergrößert sich der dynamische Schubmodul im Boden. Für die Tonfraktion wird eine Erhöhung von  $G_{dyn(0)}$  um den Faktor 10 gemessen.

Die letztgenannten Untersuchungen legen den Schwerpunkt auf die Ermittlung bodendynamischer Kennwerte (i.w.  $G_{dyn}$  und  $D$ ) und den Einfluss der Saugspannungen auf diese Größen. Die Arbeiten zielen somit auf Fragestellungen zur Wellenausbreitung<sup>47</sup> und der Interaktion von Bauwerk und Baugrund in teilgesättigten Böden. Untersuchungen zum Einfluss der Teilsättigung auf das mechanisch-

<sup>47</sup>Der dynamische Schubmodul ist wegen des Zusammenhangs der Scherwellengeschwindig-

zyklische Verhalten im Sinne einer Beschreibung des Einzelzyklus sowie der daraus entstehenden Verformungen sind in der Literatur kaum vertreten.

## 2.3 Versuchs- und Messtechnik

Experimentelle Untersuchungen an teilgesättigten Böden erfordern neben der Messung der von Außen einwirkenden Beanspruchung (totale Spannungen) und der Verformungen die Erfassung der Saugspannungen im Innern der Bodenmatrix. Die Saugspannungen werden direkt als negativer Porenwasserdruck mit Hilfe keramischer Werkstoffe oder indirekt über die Wasserspannungscharakteristik poröser Vergleichsmedien<sup>48</sup> gemessen, die mit dem Boden in einem hydraulischen Gleichgewicht stehen.

Standardversuche für zyklische bzw. dynamische Belastungen von Bodenproben sind der zyklische Triaxialversuch sowie der Resonant-Column-Versuch (RC-Test). Der RC-Test eignet sich vor allem bei hohen Frequenzen und sehr geringen Scherdehnungsamplituden, während der zyklische Triaxialversuch bei geringen Frequenzen und hohen Axialdehnungsamplituden<sup>49</sup> eingesetzt wird. Daneben werden statisch-ödometrische Kompressionsversuche an teilgesättigten Böden zur Ermittlung von Materialparametern unter behinderter Seitendehnung ausgeführt. Die Untersuchung teilgesättigter Böden erfordert somit eine Kombination der Saugspannungsmessung mit den üblichen Messmethoden zur Ermittlung des mechanischen Spannungs-Verformungsverhaltens.

### 2.3.1 Messung der Saugspannungen im Boden

Zur direkten Messung<sup>50</sup> der Saugspannungen im Boden werden poröse Keramiken mit hohen Lufteintrittspunkten und gleichmäßig verteilter Feinstporenstruktur eingesetzt. Die wassergesättigte Keramik übernimmt die Funktion einer Trennmembrane zwischen Porenluft und Porenwasser und stellt somit eine künstliche Grenzfläche dar. Die Oberseite der Keramik steht mit dem teilgesättigten Boden in direktem Kontakt, während die Unterseite an ein geschlossenes und entlüftetes

---

keit mit  $V_s = \sqrt{\frac{G_{dyn}}{\rho}}$  neben der Materialdämpfung der Hauptparameter für das dynamische Verhalten von Böden.

<sup>48</sup>Als Vergleichsmedien kommen z.B. Gipsblöcke, gesintertes Glas, Tonkeramiken, Fiberglas u.a. in Frage. Siehe dazu [FREDLUND und RAHARDJO 1993].

<sup>49</sup>Geringe Scherdehnungsamplituden kennzeichnen hier einen Bereich von  $\gamma_e < 10^{-2} \%$ . Hohe Axialdehnungsamplituden bedeutet in diesem Zusammenhang  $10^{-2} \% < \varepsilon_e < 10 \%$ . Siehe dazu auch [STUDER und KOLLER 1997]

<sup>50</sup>Da eine indirekte Messung der Saugspannungen während der Untersuchung des Spannungs-Verformungsverhaltens nicht in Frage kommt, beschäftigten sich nachfolgende Ausführungen ausschließlich mit der direkten Saugspannungsmessung im Boden.



Porenwasserdruck-Messsystem angeschlossen ist. Das Porenwasser in der Messanordnung dient als Verbindungsmedium zwischen dem Boden und einem elektronischen Drucksensor. Der Sensor misst den absoluten Wasserdruck im Messsystem.

Aufgrund der Kapillarcharakteristik der keramischen Platte und des aufliegenden Bodens stellt sich in dieser künstlichen Grenzfläche ein Gleichgewichtszustand ein, der dem des Bodens entspricht. Die in der Keramik erzeugten Saugspannungen entsprechen den Saugspannungen des Bodens, solange der Boden eine geringere kapillare Steighöhe<sup>51</sup> aufweist als die Keramik selbst. Die maximale kapillare Steighöhe der Keramik entspricht dem maximalen Luftdruck der auf die Oberseite der wassergesättigten Keramik aufgebracht werden kann, ohne dass sich die Luft durch die Poren der Keramik bewegt<sup>52</sup>. Dieser Punkt wird als „Lufteintrittspunkt“ der keramischen Platte bezeichnet und ist wie folgt definiert:

$$(u_a - u_w)_d = \frac{2 T_s}{r_d}, \quad (2.29)$$

es bedeuten

$$\begin{aligned} (u_a - u_w)_d &= \text{Lufteintrittspunkt der keramischen Platte,} \\ T_s &= \text{Resultierende der Oberflächenspannung,} \\ r_d &= \text{mittlerer Porenradius der keramischen Platte.} \end{aligned}$$

Das Messprinzip der keramischen Platten bildet die Basis für die Verwendung von Tensiometern und die Anwendung der Axis-translation-Methode (ATM) bei der Saugspannungsmessung.

### 2.3.1.1 Tensiometer

Tensiometer messen den negativen Porenwasserdruck eines Bodens mit Referenz zum atmosphärischen Luftdruck. Wichtigster Bestandteil eines Tensiometers ist die keramische Spitze, die über eine wassergefüllte, entlüftete Röhre (Kerze) mit einem Druckaufnehmer im Korpus verbunden ist (Abb. 2.22). Die keramische Spitze arbeitet nach dem gleichen Prinzip wie die keramische Platte und fungiert als künstliche Grenzfläche zwischen Porenwasser und Porenluft. Wegen des hohen Lufteintrittspunktes der Spitze stellt sich ein Gleichgewicht der Saugspannungen in der Keramik und dem umgebenden Boden ein und das Wasser in der Röhre nimmt den gleichen Spannungszustand an wie das Wasser im Boden.

---

<sup>51</sup>Die kapillare Steighöhe ist der Matrixsaugspannung des Bodens gleichgesetzt (siehe auch Abb. 2.4b).

<sup>52</sup>Damit sich die Luft durch das Porensystem einer keramischen Platte bewegen kann, muss der äußere Luftdruck auf die Platte größer sein als die kapillar bedingte Oberflächenspannung an den Kontaktpunkten der Feinstpartikel.

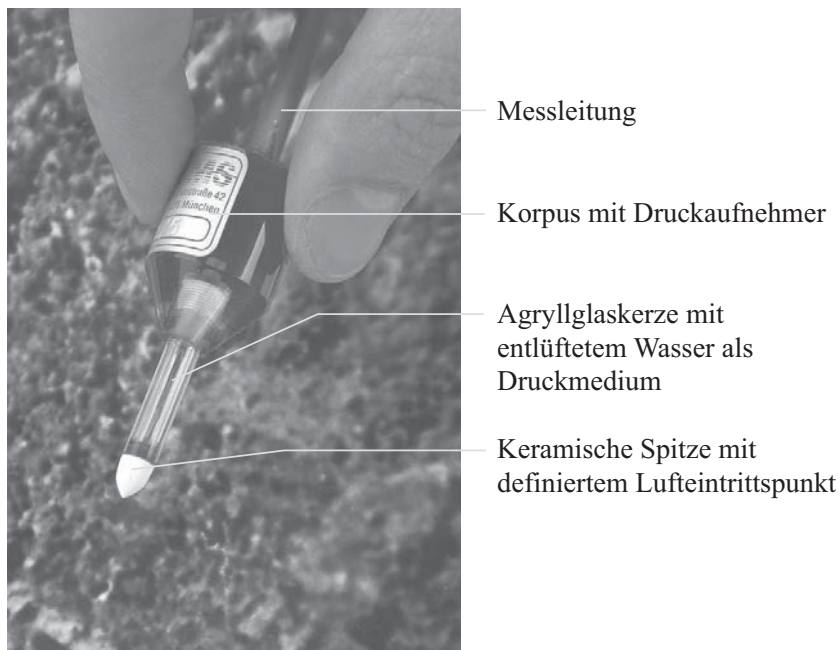


Abbildung 2.22: Miniaturtensiometer T5 der Fa. UMS, München

Das Messprinzip eines Tensiometers ist in Abbildung 2.4 bereits dargestellt. Im rechten Teil dieser Abbildung ist ein Tensiometer neben einer Bourdon-Röhre abgebildet. Während man mit der Bourdon-Röhre die Saugspannung als Höhenunterschied zum Bezugsniveau (Wasserspiegeloberfläche der gesättigten Bodenzone) misst, wird im Tensiometer die Saugspannung aus dem Unterdruck der Wassersäule in der Tensiometerkerze durch einen Druckwandler in ein elektrisches Messsignal umgewandelt.

Wegen des atmosphärischen Luftdrucks ist der maximale Unterdruck des Wassers an der Erdoberfläche physikalisch bedingt auf ca. 95 kPa<sup>53</sup> begrenzt. Wasserdrücke im Bereich des absoluten Druckminimums führen zur Verdampfung der Flüssigkeit<sup>54</sup>, die mit einer Volumen- bzw. Druckänderung in der Tensiometerkerze verbunden ist und letztendlich zu Messfehlern führt: im Druckmedium (Wasser) in der Tensiometerkerze vorhandene Gase erhöhen den Dampfdruck innerhalb des Messsystems, so dass bereits vor Erreichen des maximalen Unterdruckes von 95 kPa eine Verdampfung im Wasser stattfindet. Reproduzierbare Messergebnisse können dann nicht mehr erzielt werden. Zur Vermeidung solcher Effekte sind

---

<sup>53</sup>Ein absolutes Druckminimum entspräche dem vollkommenen Vakuum, also einer Druckdifferenz von 101,3 hPa bezogen auf den atmosphärischen Luftdruck bei Ortsbedingungen an der Meeresoberfläche (NN).

<sup>54</sup>Der Effekt wird als Kavitation bezeichnet und kennzeichnet das Absinken des örtlichen Druckes unterhalb des Dampfdruckes der Flüssigkeit, so dass sich Dampfblasen in der Flüssigkeit bilden. Dieser Zersetzungsprozess wird durch den Anteil an in der Flüssigkeit gelöstem Sauerstoff verstärkt.

Tensiometer nur mit entlüftetem und entionisiertem Wasser zu befüllen.

Aus den genannten Gründen können konventionelle Tensiometer zur Messung negativer Porenwasserdrücke nur bis maximal etwa 85 kPa verwendet werden. Dies entspricht einem pF-Wert von 2,93. Die Messung höherer Saugspannungen mit Tensiometern ist prinzipiell möglich, jedoch messtechnisch sehr aufwendig. Dazu werden z.B. Tensiometer mit extrem geringen Wasservolumina als Druckmedium zwischen keramischer Spitze und Druckaufnehmer eingesetzt<sup>55</sup> oder die Messtechnik mit der Axis-translation Methode kombiniert.

### 2.3.1.2 Axis-translation Methode

Die Axis-translation Methode basiert auf den Untersuchungen von [HILF 1956]. Zur Messung der Saugspannungen wird eine teilgesättigte Bodenprobe in eine Druckzelle eingebaut (siehe Abb. 2.23). Die Saugspannung des Bodens wird mit einem Tensiometer oder einer keramischen Platte gemessen. Die Messkeramik ist gemäß dem oben beschriebenen Messprinzip über ein geschlossenes und entlüftetes Wassersystem mit einem Porenwasserdruck-Messsystem außerhalb der Druckzelle verbunden. Die Druckzelle selbst ist geschlossen und über ein Manometer mit einem pneumatischen Druckerzeuger verbunden. Der Luftdruck in der Zelle kann kontrolliert und geregelt werden (Abb. 2.23).

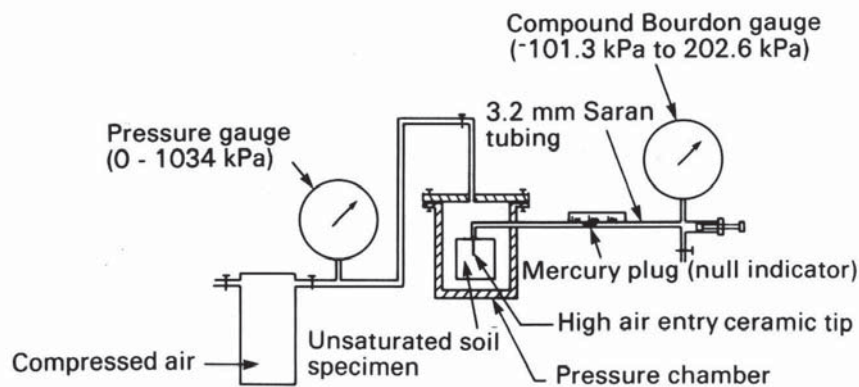


Abbildung 2.23: Axis-translation Methode nach [HILF 1956]

Sobald der Boden mit der Messkeramik in Kontakt kommt, wird eine Saugspannung am Porenwasserdruck-Messsystem unterhalb der keramischen Platte registriert. Wenn sich der Messwert des Porenwasserdruckes in der keramischen Platte nicht mehr ändert, ist der Gleichgewichtszustand erreicht. Die zentrale Funktion dieser Versuchsanordnung ist die Möglichkeit, den Umgebungsluftdruck der

<sup>55</sup>Je begrenzter das Wasservolumen, desto höher muss der Dampfdruck sein, damit sich eine Kavitation im entlüfteten Druckmedium einstellt. Siehe dazu auch [TARANTINO und MONGIOVI 2003].

Bodenprobe in der Druckzelle zu steuern. Erreicht der Porenwasserdruck z.B. den kritischen Wert von  $u_w = -85$  kPa, so führt die Erhöhung des Luftdruckes im Druckzylinder um  $\Delta u_a = 100$  kPa zu einem Porenwasserdruck in der Keramik von  $u_w = -85 + 100 = +15$  kPa, d.h. der Porenwasserdruck wird durch eine Erhöhung des Referenzluftdruckes auf ein höheres Messniveau transformiert. Die Saugspannung des Bodens wird durch eine Änderungen des Luftdruckes nicht beeinflusst<sup>56</sup>, es gilt  $(u_a - u_w) = 100 - 15 = 85$  kPa. Abbildung 2.24 zeigt die Ergebnisse von [BISHOP und BLIGHT 1963] mit der Änderung des gemessenen Porenwasserdruckes bei kontrollierter, abschnittsweiser Erhöhung des Porenluftdruckes. Die Differenz aus Porenluft- und Porenwasserdruck ist als Saugspannung in Abbildung 2.24b dargestellt.

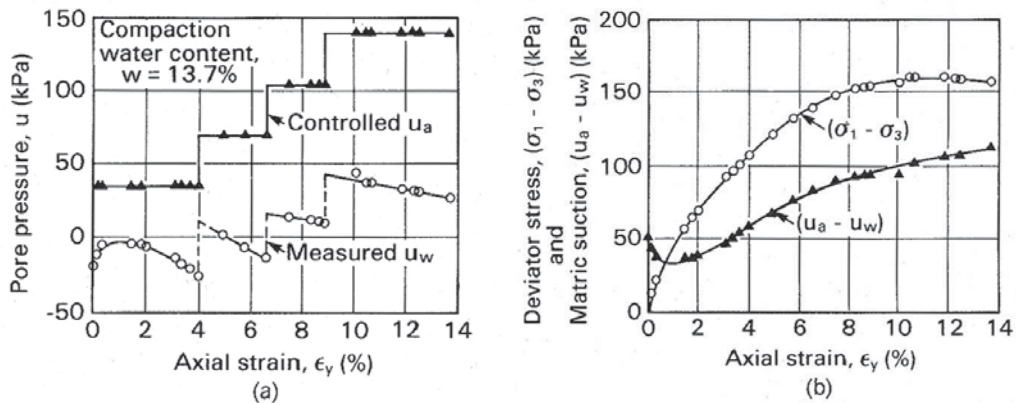


Abbildung 2.24: Porenluft- und Porenwasserdruckänderungen infolge ATM nach [BISHOP und BLIGHT 1963] aus [FREDLUND und RAHARDJO 1993]

Durch die Luftdruckänderung wird der Messbereich der keramischen Platte auf ein „positives“ Druckniveau gehoben, so dass ein weitaus größerer Messbereich der Saugspannungen erfasst werden kann und das Kavitationsproblem des Wassers unterhalb der keramischen Platte bzw. in der Tensiometerkerze nicht mehr besteht. Diese Verschiebung des Messbereiches der Saugspannung wird als „Axis-translation“ bezeichnet.

Der Gesamtmessbereich ist durch den Lufteintrittspunkt der verwendeten Keramik festgelegt. Eine Keramik mit einem Lufteintrittspunkt von  $(u_a - u_w)_d = 350$  kPa besitzt somit einen Messbereich für Saugspannungen  $0 \leq (u_a - u_w) \leq 435$  kPa. In wissenschaftlichen Untersuchungen werden keramische Platten mit Lufteintrittspunkten bis zu 1520 kPa (ca. 15 bar) verwendet.

Die Anwendung der ATM hat nach [BOCKING und FREDLUND 1980] ihre Grenzen in der Struktur des Porensystems. Um eine homogene Druckverteilung im teilgesättigten Boden zu gewährleisten, ist die Existenz eines kontinuierlichen

<sup>56</sup>Siehe dazu [HILF 1956] und [FREDLUND und RAHARDJO 1993].

Luftporensystems erforderlich. Die ATM bleibt somit strenggenommen auf Böden im Übergangszustand (Zustand (2): bi-opened system nach Abschnitt 2.1) beschränkt. Für Sättigungsgrade  $S_r \leq 85\%$  kann davon ausgegangen werden, dass die in der Bodenprobe vorhandenen Luftporen miteinander in Verbindung stehen und sich somit der Zusatzluftdruck  $\Delta u_a$  homogen in der Probe verteilt [WROTH und HOULSBY 1985].

### 2.3.2 Messung des Spannungs-Verformungsverhaltens

Triaxialversuche gelten heute als Standardversuche bei der Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens von Böden. Im Bereich der teilgesättigten Böden gehört die Triaxialzelle mit integrierter Saugspannungsmessung mit keramischen Platten in Verbindung mit der ATM zum Stand der Messtechnik. Die ersten Entwicklungen dieser modifizierten Triaxialzellen gehen auf [BISHOP et al. 1960] sowie [BISHOP und DONALD 1961] zurück. Neuere Entwicklungen, wie z.B. von [GENS und OLIVELLA 2001] und [ROMERO et al. 1997], berücksichtigen zusätzlich die Temperatur als unabhängige Zustandsgröße und erlauben die experimentelle Untersuchung dreifach gekoppelter Systeme<sup>57</sup> an Elementproben.

Die Ausführung zyklischer Triaxialversuche am teilgesättigten Boden stellt weitere Anforderungen an die Messtechnik. Im Rahmen dieser Arbeit wird darauf in Abschnitt ?? detailliert eingegangen. Neben Triaxialversuchen kommen im Bereich kleiner Dehnungsamplituden und hochfrequenter Belastungen vor allem die bereits erwähnten Resonant-Column-Tests (RC-Versuche) zur Anwendung. Beide Versuchsarten werden nachfolgend kurz beschrieben.

#### 2.3.2.1 Zyklischer Triaxialversuch

Triaxialversuche werden im Allg. als Zylinderversuche mit konstantem Seitendruck  $\sigma_3$  oder mit konstanter Spannungssumme  $I_\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  ausgeführt<sup>58</sup>. Deviatorische Triaxialversuche mit konstanter Spannungssumme erfordern eine aufwendige Regelungstechnik zur Einhaltung des geforderten, zyklischen Spannungspfades. Diese Versuche haben jedoch den Vorteil, dass die gemessenen Verformungen unter reiner Scherbeanspruchung entstehen und in einen volumetrischen und einen deviatorischen Anteil aufgeteilt werden können, was sich bei der Entwicklung von Stoffmodellen als Vorteil erweist.

---

<sup>57</sup>Es handelt sich um mechanisch-hydraulisch-thermisch gekoppelte Systeme, wie sie z.B. zur Simulation der Einkapselung nuklearer Reststoffe eine Rolle spielen.

<sup>58</sup>Erstere werden als konventionelle Triaxialversuche, letztere als deviatorische Triaxialversuche bezeichnet. Beiden Versuchsarten liegt eine vereinfachte Messtechnik und die Ausnutzung von Symmetrieeigenschaften zugrunde.



Die üblichen Lastfrequenzen bei Versuchen mit konstantem Seitendruck liegen bei  $0,02 \leq f \leq 2$  Hz. In deviatorischen Versuchen können aus messtechnischen Gründen nur Frequenzen  $f \leq 0,1$  Hz realisiert werden. Als Messwerte während eines zyklischen Triaxialversuches werden die äußeren (totalen) Einwirkungen auf die Probe (Spannungen in x-, y- und z- Richtung, Frequenz, Lastamplitude und Lastzyklus) und die Verformungen in axialer und radialer Richtung sowie der Porenwasserdruck bzw. die Saugspannungen gemessen.

Im Versuch werden sog. Schwell- und Wechselbelastungen simuliert. Die entsprechenden Spannungspfade sind in Abbildung 2.25 dargestellt. Versuch (a) kennzeichnet einen konventionell-zyklischen Druckschwellversuch (*engl.: one - way - test*), bei dem eine axiale Spannungsamplitude  $\sigma_{1,c}$  unter konstanter Seitenspannung auf die Bodenproben appliziert wird. Die zyklische Spannungsamplitude ist kleiner als die Seitenspannung, so dass der Boden während der Belastung im kompressiven Zustand verbleibt.

Der konventionell-zyklische Wechsellversuch (b) (*engl.: two - way - test*) ist durch eine Spannungsamplitude gekennzeichnet, die größer als die konstante Seitenspannung ist. Damit gerät der Boden bei betragsmäßiger Unterschreitung der Seitenspannung in axialer Richtung in einen Wechsel zwischen einer Extensions- und Kompressionsbelastung.

Abbildung 2.25 (c) charakterisiert den zyklischen Schubwechsellversuch mit einem Phasenwinkel von  $180^\circ$ . Hält man für Versuch (c) noch zusätzlich die Bedingung  $I_\sigma = \textit{konstant}$  ein, so spricht man vom deviatorisch-zyklischen Schubwechsellversuch.

In Abbildung 2.25 sind die aufgetragenen Spannungsgrößen für den axial-symmetrischen Spannungszustand gewählt. Der axialsymmetrische Spannungszustand unterliegt der Annahme der Mohrschen Bruchhypothese, wonach die mittlere Hauptspannung  $\sigma_2$  ohne Einfluss auf das Spannungs-Verformungsverhalten, d.h. von gleicher Größe wie die kleinste Hauptspannung  $\sigma_3$  ist. Bei bindigen Böden kann diese Hypothese nach [VON SOOS 2001] zugrunde gelegt werden.

Untersuchungen von dreidimensionalen Spannungszuständen in sog. „wahren“ Triaxialgeräten<sup>59</sup> zeigen jedoch insbesondere bei nichtbindigen Böden einen Einfluss der mittleren Hauptspannung auf die Scherfestigkeit sowie auf das Verformungsverhalten. Untersuchungen zum Einfluss der mittleren Hauptspannung wurden z.B. von [SHIBATA und KARUBE 1965] durchgeführt.

---

<sup>59</sup>Im „wahren“ Triaxialversuch wirkt auf einen würfelförmigen Probekörper ein beliebiger Kraftvektor (unabhängige Steuerung der Spannungen in allen drei Richtungen des Hauptachsensystems) ein, so dass sich beliebige Spannungszustände realisieren lassen. Der wahre Triaxialversuch erfordert jedoch einen erheblich höheren Messaufwand. Für zyklischen Einwirkungen sind diesem Versuch apparative Grenzen gesetzt. Siehe dazu auch [BECKER 2002].

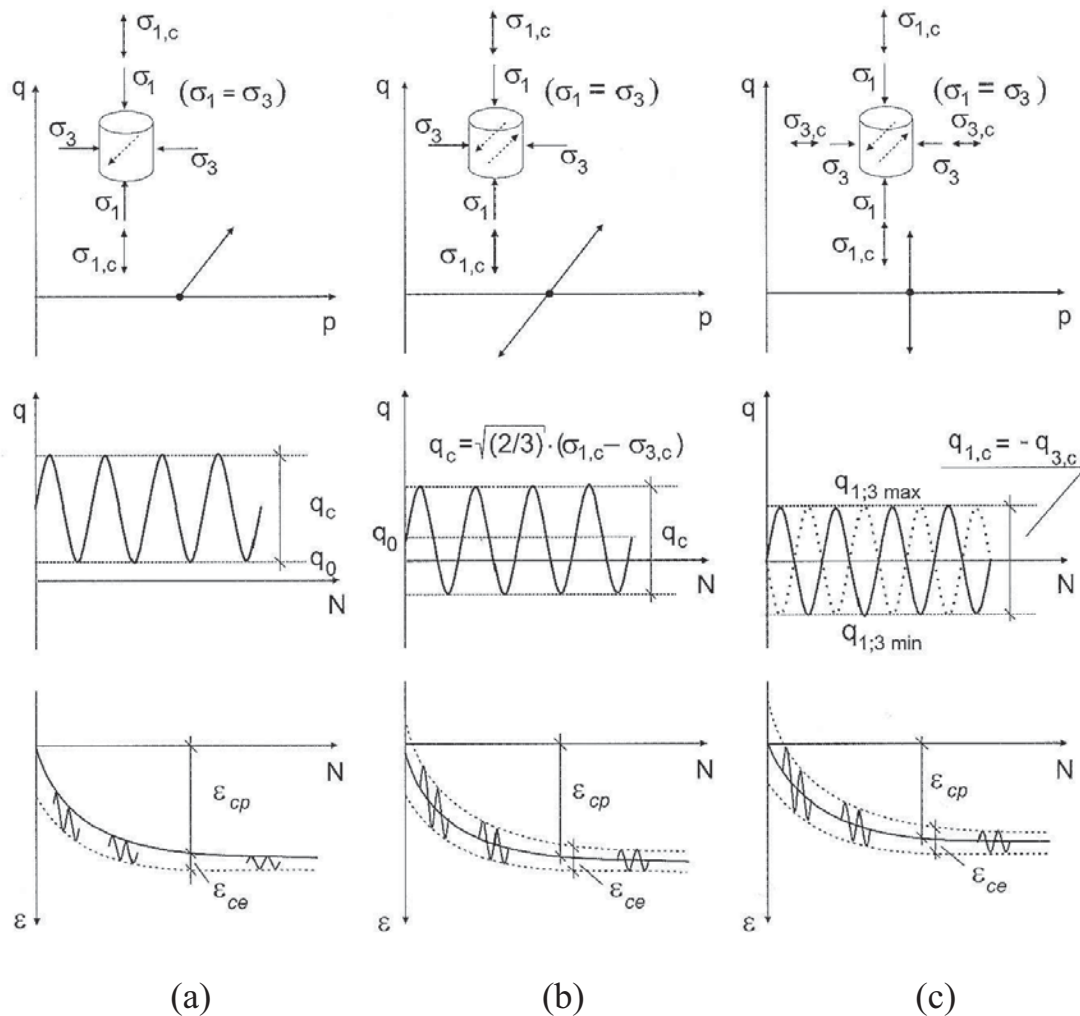


Abbildung 2.25: Spannungspfade sowie Spannungs-Dehnungsverlauf in zyklischen Triaxialversuchen aus [GOTSCHOL 2002]

### 2.3.2.2 Resonant-Column-Test

Der Resonant-Column-Test (RC-Test) wird heute standardmäßig zur Ermittlung dynamischer Deformationsmoduli sowie der Materialdämpfung eingesetzt und basiert auf der Ausbreitung eindimensionaler, elastischer Kompressionswellen und Scherwellen sowie deren Resonanz im Boden. Die linear äquivalenten Bodenkennziffern<sup>60</sup> werden aus der gemessenen Resonanzfrequenz und der Geometrie der Versuchsprobe nach der Elastizitätstheorie bestimmt. Die Dämpfung lässt sich aus der Resonanzkurve, dem Verstärkungsfaktor bei Resonanz oder dem logarithmischen Dekrement<sup>61</sup> bestimmen.

<sup>60</sup>Dies sind der Elastizitätsmodul und der dynamische Schubmodul des Bodens. Siehe dazu auch Abschnitt 2.2.3.

<sup>61</sup>Siehe dazu auch [STUDER und KOLLER 1997].



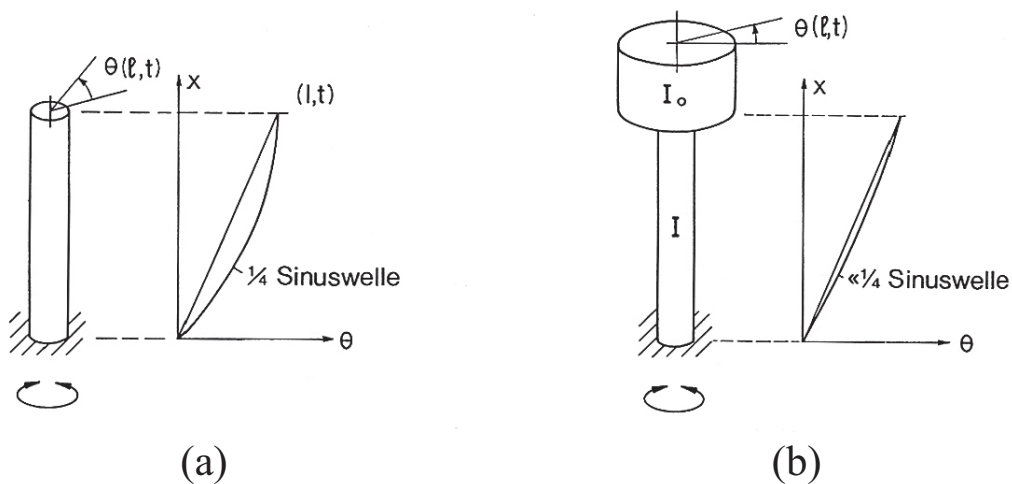


Abbildung 2.26: Modell für den RC-Test aus [STUDER und KOLLER 1997]: (a) Versuch ohne Endmasse, (b) Versuch mit Endmasse

Man unterscheidet Versuche mit und ohne Endmasse am freien Ende der Probe und einseitiger Einspannung sowie Versuche mit beidseitiger, drehfreier Lagerung. Die Versuche mit Fuß einspannung sind schematisch in Abbildung 2.26 dargestellt. Rechts neben dem Versuchsschema ist die Verteilung der Verdrehung  $\theta$  über die Probenhöhe abgebildet. Bei freier Kopfführung ohne Endmasse entspricht die Verteilung einer  $\frac{1}{4}$ -Sinuswelle. Die Endmasse am freien Ende bewirkt dagegen eine Linearisierung der Sinusverteilung. Die Versuche werden an zylindrischen Probekörpern oder an Hohlzylinderproben ausgeführt.

Die Untersuchungsbereiche von RC-Geräten sowie zyklischen Triaxialzellen sind i.Allg. in Abhängigkeit von den dynamischen Scherdehnungsamplituden angegeben ([STUDER und KOLLER 1997] oder [BECKER 2002]). Ein Nachteil an der Durchführung von RC-Tests am Boden sind nach [FLEUREAU et al. 2002] die geringen realisierbaren Dehnungsamplituden ( $\Delta\varepsilon \leq 0,1\%$ ) und die Tatsache, dass die erzeugten konstanten Lastfrequenzen meist höher liegen als es für geotechnischen Anwendungen erforderlich ist.

Des Weiteren werden auch zyklische Torsionsversuche im Kreisringschergerät ausgeführt. Wie der RC-Test dienen diese Versuche vorwiegend der Ermittlung linear äquivalenter Bodenkennziffern.

## 2.4 Zustandsgrößen und Materialfunktionen

Zustandsgrößen dienen der Beschreibung eines Material- oder Systemzustandes, unabhängig von den jeweiligen Materialeigenschaften. Es handelt sich dabei um eine objektive Beschreibung des Materialzustandes<sup>62</sup>. Die minimale Anzahl von Zustandsgrößen zur vollständigen Charakterisierung eines Systems wird als Anzahl der Freiheitsgrade des Systems bezeichnet [GRÄSLE 1999]. Im mechanischen System eines vollkommen gesättigten oder eines vollkommen trockenen Bodens ist beispielsweise die effektive Spannung eine Spannungszustandsgröße und die Porenzahl eine Zustandsgröße für die Porenvolumenverteilung. Zur Charakterisierung des Systemzustandes eines teilgesättigten Bodens ist neben den Zustandsgrößen für die Spannungs- und Volumenverteilung eine weitere Zustandsgröße erforderlich, welche die Porenraumverteilung zwischen der flüssigen und gasförmigen Bodenphase berücksichtigt. Dies kann z.B. der Wassergehalt oder der Sättigungsgrad des Bodens sein.

Im Gegensatz dazu sind Materialfunktionen an ein bestimmtes Material gebunden. Sie sind abhängig von den Materialeigenschaften und beschreiben das materialspezifische Systemverhalten in Abhängigkeit der räumlichen Verteilung und zeitlichen Änderung von Zustandsgrößen. Der Wert einer Materialfunktion muss für jeden Systemzustand eindeutig festgelegt sein. Materialfunktionen im bodenmechanischen Sinne sind z.B. die elastischen Moduli (Kompressionsmodul und Schermodul), die Durchlässigkeit oder die Wasserspannungskurve (SWCC). Vom Systemzustand unabhängige Materialfunktionen werden als Materialparameter bezeichnet.

### 2.4.1 Konzept der effektiven Spannungen

Nach [TERZAGHI 1936] wird eine Verformung im gesättigten Boden (Zweiphasengemisch) ausschließlich durch den Korn-zu-Korndruck, die sog. „effektive“ Spannung erzeugt<sup>63</sup>:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij}. \quad (2.30)$$

Darin bedeuten:

$\sigma_{ij}$  = „totale“ durch externe Auflasten und/oder Gravitationskräfte erzeugte Spannungen (auch als „Gesamtspannung“ bezeichnet),

---

<sup>62</sup>Beispielsweise ist die Dichte eines Materials eine Zustandsgröße. Sie beschreibt die Masse pro Volumeneinheit ohne Bezug auf Materialeigenschaften.

<sup>63</sup>Voraussetzung für die Gültigkeit von Gl. 2.30 ist die Inkompressibilität der Bodenpartikel und der Porenflüssigkeit.

- $u_w$  = Porenwasserdruck (auch als „neutrale“ Spannung bezeichnet, da  $u_w$  isotrop auf alle Phasen einwirkt und keine Verformungen hervorruft),
- $\sigma'_{ij}$  = „effektive“ Spannung, d.h. der Verformungserzeugende Korn-zu-Korndruck an den Kornkontaktflächen der Bodenpartikel.

Gleichung 2.30 ist die Zustandsfunktion des gesättigten Bodens und beschreibt das mechanische Verhalten des Zweiphasengemisches. Alle mechanischen Prozesse lassen sich vollständig durch die Wirkung der effektiven Spannungen erklären. Der Vorteil dieses Konzepts liegt somit in der Verwendung einer einzigen Spannungszustandsgröße bei der numerischen Beschreibung des Materialverhaltens.

Das Konzept der effektiven Spannungen ist von [BISHOP 1959] auf teilgesättigte Böden erweitert. Seine Definition der effektiven Spannungen lautet:

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + \chi(u_a - u_w) \delta_{ij}, \quad (2.31)$$

mit

- $(\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij})$  = Netto-Normalspannung, auch als  $\sigma_{ij}^{net}$  bezeichnet,  
 $\chi$  = Zustandsfaktor der Teilsättigung:  $\chi = 0 \rightarrow$  trockene Böden ( $S_r = 0$ );  $\chi = 1 \rightarrow$  gesättigte Böden ( $S_r = 1$ ),  
 $(u_a - u_w)$  = Differenz aus Porenluft- und Porenwasserdruck (Saugspannung bzw. Matrixpotential des Bodens).

Der  $\chi$ -Faktor in Gleichung 2.31 ist ein skalarwertiger Parameter der den Umstand berücksichtigt, dass die neutralen Spannungen (Porendrücke) nicht mehr wie beim gesättigten Boden gleichmäßig über den Porenraum übertragen werden, sondern mit abnehmendem Sättigungsgrad zunehmend an Einfluss auf das Materialverhalten verlieren.

Der Schwerpunkt bisheriger Untersuchungen im Rahmen des Effektivspannungskonzeptes für teilgesättigte Böden lag auf der Ermittlung des  $\chi$ -Faktors sowie der Einflüsse auf diesen Faktor. Eine lineare Abhängigkeit von der Sättigungszahl wird allgemein angenommen, trifft aber vor allem für feinkörnige Böden nicht in ausreichendem Maße zu [BLIGHT 1961]. In Ermangelung einer genaueren Beschreibung des  $\chi$ -Faktors ist man jedoch dazu übergegangen, diesen der Sättigungszahl gleichzusetzen. Daraus ergibt sich folgende Form des Bishop-Ansatzes:

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + S_r(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (2.32)$$

Gleichung 2.32 findet in vereinfachter Form Anwendung in den Materialgesetzen einiger FE-Codes. Das Programm ABAQUS<sup>64</sup> z.B. berücksichtigt die Teilsätti-

---

<sup>64</sup>ABAQUS ist ein eingetragenes Warenzeichen der ABAQUS Inc., Rhode Island, USA

gung unter atmosphärischen Bedingungen, d.h. für den Fall  $u_a = 0$  wie folgt:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + S_r(-u_w)\delta_{ij} \quad (2.33)$$

Unter Beachtung der klassischen Bodenmechanik, nach der die Deformationen eines Bodens durch Krafteinwirkungen und in Abhängigkeit der konstitutiven Eigenschaften an den Kornkontaktpunkten hervorgerufen werden, leitet [LI 2003] anhand einer mikro-mechanischen Analyse eine quasi-effektive Spannung ab:

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a\delta_{ij}) + (u_a - u_w) [S_r\delta_{ij} + \xi'_{ij} + \xi''_{ij}], \quad (2.34)$$

mit

$[S_r\delta_{ij} + \xi'_{ij} + \xi''_{ij}]$  = isotroper Strukturtensor  $F_{ij}$ ; repräsentiert die Verteilung der Porenfluide (Porengas und Porenflüssigkeit) im Boden.

$F_{ij}$  ist eine von der Bodenstruktur abhängige Größe. Aus diesem Grund ist  $\sigma'_{ij}$  keine echte Spannungszustandsgröße im Sinne der Kontinuumsmechanik und daher nur als quasi spannungswertig zu bezeichnen.  $\sigma'_{ij}$  nach Gleichung 2.34 spielt im teilgesättigten Boden jedoch die gleiche Rolle wie die effektive Spannung im gesättigten Boden. Infolgedessen besteht auch keine allgemeine Koaxialität zwischen der Netto-Normalspannung (in der ersten runden Klammer in Gl. 2.34) und der quasi-effektiven Spannung. Die Terme  $\xi'_{ij}$  und  $\xi''_{ij}$  repräsentieren statistische Mittelwerte der Verteilung der Porenfluide auf den Partikeloberflächen sowie den Einfluss der Wasser-Luft-Grenzfläche (Menisken) zwischen den Partikeln des Bodens.

[LI 2003] zeigt, dass es aus mechanisch-theoretischer Sicht *nicht* möglich ist, die effektiven Spannungen in einem teilgesättigten Boden anhand kontinuumsmechanischer Spannungszustandsgrößen zu beschreiben und den Einfluss der Saugspannungen als skalare Größe aufzufassen. Nur durch eine Anisotropie von  $F_{ij}$  können Saugspannungsinduzierte Scherbeanspruchungen, wie sie in Experimenten festgestellt werden, theoretisch korrekt erfasst werden. Dies gilt insbesondere für Böden im Übergangszustand (bi-opened-system, siehe Abschnitt 2.1).

Die Ausführungen des Autors decken sich demnach mit den Angaben von [JENNINGS und BURLAND 1962], die als Anwendungsbereich des Effektivspannungskonzeptes einen Sättigungsgrad von  $S_r > 85\%$  angeben. Die effektive Spannung nach Gleichung 2.32 kann somit nicht mehr als „echte“ Zustandsgröße bezeichnet werden.

Unter Berücksichtigung der Gleichungen 2.13 und 2.32 und den vorgenannten Einschränkungen hinsichtlich des Sättigungsgrades lässt sich das inkrementell linear elastische Materialverhalten des teilgesättigten Bodens in „effektiven

Spannungen“ jedoch wie folgt beschreiben:

$$d\varepsilon_{kl} = E'_{ijkl} d\sigma'_{ij} \quad (2.35)$$

$$= E'_{ijkl} [d(\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + [S_r d(u_a - u_w) + (u_a - u_w) dS_r] \delta_{ij}] \quad (2.36)$$

Darin bezeichnet  $E'_{ijkl}$  einen symmetrischen, elastischen Stofftensor 4. Stufe. Die Komponenten dieses Stofftensors sind experimentell unter Berücksichtigung der effektiven Spannungen zu ermitteln.

Der Vorteil der Anwendung des Effektivspannungskonzeptes liegt im geringeren Parameterbedarf bei der Ermittlung des Stofftensors in Gleichung 2.35. Die Anwendung dieses Konzeptes sollte daher Böden mit geringen Quelleigenschaften im Kapillarzustand (Zustand (1): closed air system) vorbehalten sein.

## 2.4.2 Unabhängige Spannungszustandsgrößen

Aus der Feststellung, dass einerseits für variierende Saugspannungen und konstante totale Spannungen sowie für variierende totale Spannungen und konstante Saugspannungen keine vergleichbaren Volumenänderungen gemessen werden, schlossen [MATYAS und RADHAKRISHNA 1968], dass die effektive Spannung als einzige Spannungszustandsgröße nicht ausreicht, um die beobachteten Phänomene umfassend zu beschreiben. Es stellte sich heraus, dass den Volumenänderungen im teilgesättigten Boden eine wesentlich größere Bedeutung zukommt als bisher angenommen, da sich offensichtlich signifikante saugspannungsabhängige Volumenänderungen bereits weit vor Erreichen eines (totalen) Grenzspannungszustandes einstellen.

Bezogen auf die Gleichung 2.31 bedeutet dies, dass der  $\chi$ -Faktor signifikant vom Spannungspfad abhängig und somit nicht eindeutig festgelegt ist. Die effektive Spannung kann daher keine objektive Zustandsgröße sein. Als Konsequenz daraus schlagen die Autoren vor, Spannungs- und Verformungszustände teilgesättigter Böden mit zwei unabhängigen Spannungszustandsgrößen und zwar dem Tensor der Netto-Normalspannung (Gl. 2.37) und dem davon unabhängigen, isotropen Tensor der Saugspannung bzw. der neutralen Spannungen (Gl. 2.38) zu beschreiben:

$$\sigma_{ij}^{net} = \begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \quad (2.37)$$

$$(u_a - u_w)_{ij} = \begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (2.38)$$

Die Netto-Normalspannung  $\sigma_{ij}^{net}$  in Gleichung 2.37 geht für Systeme, die mit der freien Atmosphäre in Verbindung stehen in die totale Spannung  $\sigma_{ij}$  über. Beide Spannungstensoren sind symmetrisch. Während im gesättigten Zweiphasengemisch die Anzahl der Freiheitsgrade aufgrund der Komponenten des effektiven Spannungstensors auf insgesamt 6 festgelegt ist, erhöht sich infolge des Saugspannungstensor die Zahl der Freiheitsgrade im teilgesättigten Boden auf insgesamt 7.

Da es sich beim Netto-Normalspannungstensor um einen symmetrischen Spannungstensor handelt, kann der Spannungszustand durch Drehung des Bezugskordinatensystems durch die Hauptwerte des Spannungstensors beschrieben werden. Damit reduziert sich die Anzahl der Freiheitsgrade für den triaxialen Spannungszustand<sup>65</sup> von 7 auf 4:

$$\sigma_{ij}^{net} = \begin{bmatrix} (\sigma_1 - u_a) & 0 & 0 \\ 0 & (\sigma_2 - u_a) & 0 \\ 0 & 0 & (\sigma_3 - u_a) \end{bmatrix} \quad (2.39)$$

Mit den Gleichungen 2.37 - 2.39 wird das linear elastische Materialverhalten nach *Hooke* wie folgt beschrieben:

$$d\varepsilon_{kl} = E_{net}^{-1} d\sigma_{ij}^{net} + E_{sw} d(u_a - u_w), \quad (2.40)$$

darin bezeichnen

- $E_{net}$  = symmetrischer Stofftensor 4. Stufe für Netto-Normalspannungsänderungen,
- $E_{sw}$  = symmetrischer Stofftensor 2. Stufe für Saugspannungsänderungen.

Im Gegensatz zu Gleichung 2.36 tritt bei der Verwendung unabhängiger Spannungszustandsgrößen der zusätzliche Stofftensor  $E_{sw}$  auf, dessen Komponenten es in Abhängigkeit der Saugspannungen experimentell zu ermitteln gilt. Der Nachteil bei der Verwendung dieses Konzeptes besteht somit in der aufwendigen Bestimmung entsprechender Parameterfunktionen für die unterschiedlichen Stofftensoren in Gleichung 2.40<sup>66</sup>.

---

<sup>65</sup>Im triaxialen Spannungszustand entspricht die erste Hauptrichtung des kartesischen Koordinatensystems der lotrechten Lastrichtung im Triaxialversuch. Der Seitendruck entspricht der 2. und 3. Hauptrichtung der Spannungen. Im Experiment wird durch Schmierung der Endflächen bzw. durch ein ausreichendes Verhältnis von Probenhöhe zu Probendurchmesser (i.Allg.  $h/d > 2$ ) die Entstehung von Schubspannungen an den Probenendflächen vermieden. In diesem Fall wird das Koordinatensystem der Spannungen als Hauptachsensystem (HAS) bezeichnet.

<sup>66</sup>Ein weiterer Nachteil der Verwendung unabhängiger Spannungszustandsgrößen ist die Implementierung eines geeigneten Stoffansatzes in bestehende, vor allem kommerzielle FEM-Programme. Ohne größeren Programmieraufwand ist lediglich der Verwendung einer einzigen Spannungszustandsgröße, der effektiven Spannung oder der totalen Spannung, möglich.



Zur Beschreibung des Materialverhaltens von Böden mit zwei kontinuierlichen Fluidphasen (Zustand (2): bi-opened systems) ist die Verwendung unabhängiger Spannungszustandsgrößen unumgänglich. Die signifikante Abhängigkeit der Volumenänderungen von den Saugspannungsänderungen erfordert hier eine differenzierte Betrachtung. Dies gilt insbesondere für quellfähige Böden mit hohen Tonmineralanteilen.

### 2.4.3 Weitere Zustandsgrößen

Das Porenvolumen eines Bodens wird durch die Porenzahl  $e$  gemäß Abschnitt 2.1 beschrieben. Daraus errechnet sich das spezifische Volumen<sup>67</sup> des Bodens zu

$$v = (1 + e). \quad (2.41)$$

Die Volumenänderung entspricht somit der Porenzahländerung, beschrieben durch

$$\Delta e = \varepsilon_v = I_\varepsilon = \varepsilon_{kk}. \quad (2.42)$$

Die Porenzahl  $e$  repräsentiert das aktuelle Volumen eines Bodenausschnittes. Beziehen sich die Betrachtungen auf einen definierten Ausgangszustand der Bodenmatrix und gelten für den Spannungspfad eindeutig umkehrbare Beziehungen<sup>68</sup> ist es durchaus üblich die Anfangsporenzahl  $e_0$  eines Materialausschnittes als Zustandsgröße zu verwenden.

Während in trockenen und vollgesättigten Böden die Porenzahl  $e$  neben dem Spannungszustand zur Beschreibung des Systemzustandes ausreicht, ist es in teilgesättigten Böden zusätzlich notwendig, den Anteil des flüssigkeitsgefüllten Porenraumes zu erfassen. Dies kann entweder über den Wassergehalt  $w$  oder die Sättigungszahl  $S_r$  des Bodens in Verbindung mit der Porenzahl  $e$  geschehen. Mindestens zwei der drei Parameter sind neben der Spannungszustandsgröße zur vollständigen Beschreibung des Systemzustandes teilgesättigter Böden erforderlich. Zwischen dem Wassergehalt<sup>69</sup>, der Porenzahl und der Sättigungszahl gelten folgende Beziehungen:

$$S_r = \frac{w}{e} \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{\theta}{e} \frac{\rho_s}{\rho_d}, \quad (2.43)$$

---

<sup>67</sup>Spezifisches Volumen: auf das Feststoffvolumen bezogene Gesamtvolumen des Betrachtungsausschnittes.

<sup>68</sup>Eine eindeutig umkehrbare Spannungs-Dehnungsbeziehung bedeutet die Unabhängigkeit der Verformungen vom Spannungspfad. Diese Forderung wird i.Allg. nur von nicht vorbelasteten kohäsionslosen Böden erfüllt.

<sup>69</sup>In der Bodenmechanik wird allgemein der massenbezogene (gravimetrische) Wassergehalt verwendet, während in der Boden- und Pflanzenkunde der volumenbezogenen (volumetrische) Wassergehalt Anwendung findet. Zwischen beiden Größen gilt:  $\theta = w \frac{\rho_d}{\rho_w}$ .



mit

- $w$  = gravimetrischer Wassergehalt des Bodens,
- $\theta$  = volumetrischer Wassergehalt des Bodens,
- $\rho_s$  = Feststoffdichte (Korndichte des Bodens),
- $\rho_w$  = Dichte der Porenflüssigkeit,
- $\rho_d$  = Dichte der Trockenmasse bezogen auf das Gesamtvolumen (Trockendichte des Bodens).

Wie aus den Ausführungen in Abschnitt 2.2.1 hervorgeht, besteht aufgrund der hydraulischen Hysterese in der Wasserspannungscharakteristik (SWCC) keine eindeutig umkehrbare Beziehung zwischen dem volumetrischen Wassergehalt bzw. dem Sättigungsgrad des Bodens und der Saugspannung. Die Verwendung dieser Parameter als Zustandsgrößen ist daher strenggenommen nur zulässig, wenn sich die Richtung der Wassergehaltsänderung nicht ändert, d.h. wenn eine monotone Be- oder Entwässerung stattfindet.

#### 2.4.4 Kopplungsmechanismen

Die Kopplung der zuvor beschriebenen mechanischen und hydraulischen Effekte im Boden vollzieht sich im Wesentlichen auf zwei Ebenen:

1. Änderung des Spannungszustandes durch hydraulische Effekte im Boden. Dadurch bedingte Volumenänderungen ändern das Porensystem und beeinflussen ihrerseits den hydraulischen Zustand im Boden und umgekehrt.
2. Änderung des hydraulischen Flusses durch hydraulisch und mechanisch bedingte Spannungsänderungen und die daraus resultierenden Verformungen im Boden.

##### 2.4.4.1 Volumenänderungen durch hydraulische Effekte

Während sich bei einer volumenkonstanten Verformung<sup>70</sup> lediglich die Porengrößenverteilung und die Porenkontinuität in der Bodenmatrix ändert, entsteht bei einer volumetrischen Verformung eine Änderung des Porenvolumens, die mit Gleichung 2.41 eindeutig beschreibbar ist. Dieser Einfluss ist in der hydraulischen Materialfunktion (SWCC) zu berücksichtigen. Die Sensibilität der SWCC in Bezug auf die Porenzahl des Bodens geht aus Abschnitt 2.2.1 hervor. Eine Vernachlässigung des Einflusses der Porenzahl auf die Form der SWCC führt bei mechanisch-hydraulisch gekoppelten Systemen zu signifikanten Fehleinschätzungen.

---

<sup>70</sup>Im gesättigten Boden ist eine volumenkonstante Verformung unter undrainierter Belastung möglich. Im teilgesättigten Zustand kann diese aufgrund der Kompressibilität des Porengases experimentell praktisch nicht erreicht werden.

Als geeignete Parametrisierung der hydraulischen Materialfunktion kommt z.B die Van Genuchten Approximation [VAN GENUCHTEN 1980] in Frage. Diesen Ansatz hat [GRÄSLE 1999] unter Berücksichtigung der Porenzahl wie folgt erweitert:

$$\theta(h, e) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[ \frac{1}{[1 + [\alpha(e) h]^{n(e)}]^{m(e)}} \right], \quad (2.44)$$

mit

- $\theta_r$  = volumetrischer Restwassergehalt des Bodens bei maximal messbarer Saugspannung,
- $\theta_s$  = volumetrischer Wassergehalt des gesättigten Bodens,
- $\alpha(e), n(e)$  = porenzahlabhängige Parameterfunktionen,
- $m(e)$  = porenzahlabhängige Parameterfunktion, nach [GRÄSLE 1999] durch die Beziehung  $m(e) = 1 - \frac{1}{n(e)}$  vereinfacht,
- $h$  = Saugspannung ( $u_a - u_w$ ) bzw. Matrixpotential des Bodens.

Gleichung 2.44 berücksichtigt empirische Ansätze für die porenzahlabhängigen Parameterfunktionen. Die Verwendung solcher Parameterfunktionen bleibt auf einen zu definierenden Porenzahlbereich beschränkt, da sich nach Angabe des Autors unter Grenzwertbetrachtungen unphysikalische und nicht interpretierbare Ergebnisse einstellen.

#### 2.4.4.2 Änderung des hydraulischen Flusses

In ähnlicher Weise unterliegt die Durchlässigkeit eines Bodens dem Einfluss der Porenzahländerung. Nach [GRÄSLE 1999] besteht für gesättigte isotrope Materialien folgende Beziehung:

$$k_s(e) = 10^{pk_0 + pk_1 e} k_{s0}. \quad (2.45)$$

mit

- $k_s(e)$  = Beiwert der gesättigten Durchlässigkeit,
- $pk_0, pk_1$  = logarithmische Koeffizienten,
- $k_{s0}$  = Skalenfaktor (= 1 m/s).

Die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit wird ebenfalls mit den potenzahl-abhängigen Parameterfunktionen aus Gleichung 2.45 beschrieben:

$$k_u(h, e) = k_s(e) \frac{\left[1 - [\alpha(e)h]^{n(e)-1} [1 + [\alpha(e)h]^{n(e)}]^{-m(e)}\right]^2}{[1 + [\alpha(e)h]^{n(e)}]^{\frac{m(e)}{2}}}. \quad (2.46)$$

Der hydraulische Fluss des starren Porensystems in Gleichung 2.12, der die Änderung des volumetrischen Wassergehaltes durch hydraulische Fließprozesse in der Bodenmatrix beschreibt, ist somit durch einen zweiten Term zu erweitern, der den Einfluss der Volumenänderungen des Bodens auf den Wassergehalt berücksichtigt:

$$\frac{d\theta(h)}{dt} = \nabla (k_u(h, e) \nabla \psi_h) - \theta(h) \frac{d\varepsilon_v}{dt}. \quad (2.47)$$

## 2.5 Materialbeziehungen und Stoffmodelle

Das Spannungs-Verformungsverhalten eines Materials wird mathematisch durch ein sogenanntes Stoffmodell beschrieben. Die zutreffende Beschreibung einzelner Messkurven stellt dabei nach [KOLYMBAS 1998] nicht das alleinige Maß der Güte eines Stoffmodells dar; vielmehr spiegelt sich diese in einer mindestens ausreichenden Erfassung aller erdenklicher Spannungs-Dehnungszustände unter Berücksichtigung der möglichen Anfangs- und Randbedingungen des Systems Boden.

Wesentliche mechanische Merkmale eines Bodens die im Stoffmodell implementiert sein sollten, sind

- eine nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung;
- plastisches Fließen bei Erreichen des Grenzzustandes;
- Entfestigung nach Erreichen eines maximalen Spannungszustandes bei vorbelasteten Böden;
- ein asymptotisches Spannungs-Dehnungsverhalten bei ödometrischer Kompression;
- spannungsabhängige Steifigkeiten und Festigkeiten und
- die Abhängigkeit der Spannungen von der Dehnungsvorgeschichte (Pfadabhängigkeit, d.h. Änderung der Steifigkeiten für Be-, Ent- und Wiederbelastungspfade).

Die Berücksichtigung der genannten Eigenschaften lässt sich durch das linear-elastische Stoffmodell nach Hooke nicht mehr bewerkstelligen. Statt dessen sind höhere Ansätze mit Erfassung elastischer und plastischer Verformungen erforderlich. Treten wie bei teilgesättigten Böden zusätzliche Phänomene in Erscheinung sind die Kopplungsmechanismen zur Beschreibung der mechanisch-hydraulischen Prozesse im Stoffgesetz zu berücksichtigen.

Zur Formulierung höherwertiger Stoffgesetze ist es zunächst unerlässlich, im dreidimensionalen Spannungs- und Dehnungsraum entsprechende Tensoren und Invarianten zur Beschreibung des Materialverhaltens zu definieren. Anschließend sind die wichtigsten Stoffgesetze der Bodenmechanik kurz beschrieben.

### 2.5.1 Zur Verwendung von Tensoren und Invarianten

Das mathematische Werkzeug zur Beschreibung physikalischer Prozesse in einem Stoffmodell im mehrdimensionalen Raum bildet die Kontinuumsmechanik mit ihren Gesetzen zur Vektor- und Tensorrechnung. Um die physikalischen Gleichungen unabhängig von der Wahl eines Koordinatensystems formulieren zu können, bedient man sich der Invarianten der Spannungs- und Dehnungstensoren<sup>71</sup>. Für die nachfolgenden Darstellungen gelten folgende Symbole:

$a, b, \dots$  Tensor 0. Stufe oder Skalar (Kleinbuchstaben in Normaldruck);

$\mathbf{a}, \mathbf{b}, \dots$  Tensor 1. Stufe oder Vektor  $a_{ij}, b_{ij}$  (Kleinbuchstaben in Fettdruck);

$\mathbf{A}, \mathbf{B}, \dots$  Tensor 2. Stufe oder Dyade  $A_{ij}, B_{ij}$  (Großbuchstaben in Fettdruck);

Ein kartesischer Tensor 2. Stufe<sup>72</sup> kann als lineare Abbildung einer Vektortransformation oder als dyadisches Produkt zweier Vektoren bezeichnet werden. In der Bodenmechanik verwendet man den symmetrischen Cauchy-Spannungstensor  $\mathbf{T}$  und den symmetrischen Green-Lagrangischen Verzerrungstensor  $\mathbf{E}$  in der Lagrangeschen Betrachtungsweise<sup>73</sup>. Der Spannungstensor besitzt neun Kompo-

---

<sup>71</sup>Die Invarianten der Spannungs- und Dehnungstensoren gewährleisten die räumliche und zeitliche Objektivität eines Systems. In der Kontinuumsmechanik fester Körper ist i.Allg. ein kartesisches Koordinatensystem als Bezugssystem zugrundegelegt.

<sup>72</sup> $A_{ij}$ : ist die Indexschreibweise eines Tensors 2. Stufe, die eine eindeutige Rechenvorschrift darstellt;  $\mathbf{A}$ : ist die symbolische Schreibweise eines Tensors 2. Stufe zur übersichtlichen Darstellung komplexer Beziehungen. Zu den Rechenregeln der Tensoralgebra siehe z.B. [ALTENBACH und ALTENBACH 1994].

<sup>73</sup>Der Lagrangeschen oder auch materiellen oder referenzbezogenen Betrachtungsweise liegt die Vorstellung zugrunde, dass der Beobachter mit einem materiellen Teilchen verbunden ist und Veränderungen der jeweiligen Eigenschaften des Systems misst. Die Änderungen der Systemeigenschaften werden in tensoriellen Funktionen beschrieben und finden vor allem in der Festkörpermechanik ihre Anwendung.

nenten:

$$\mathbf{T} = \sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (2.48)$$

Für die Summation der Komponenten gilt die folgende Rechenregel<sup>74</sup>:

$$\text{tr } \mathbf{T} = \sigma_{kk} = \sum_{k=1}^3 \sigma_{kk} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (2.49)$$

$$\mathbf{T}^2 = \sigma_{ik}\sigma_{kj} = \sum_{k=1}^3 \sigma_{ik}\sigma_{kj} = \sigma_{i1}\sigma_{1j} + \sigma_{i2}\sigma_{2j} + \sigma_{i3}\sigma_{3j} \quad (2.50)$$

Gleichung 2.49 kann auch wie folgt in Indexschreibweise angegeben werden:

$$\text{tr } \mathbf{T} = \sigma_{kk} = \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad \text{mit} \quad \delta_{ij} \begin{cases} 0, & i \neq j; \\ 1, & i = j. \end{cases} \quad (2.51)$$

$\delta_{ij}$  bezeichnet den Einheitstensor<sup>75</sup>. Tensoren lassen sich in einen deviatorischen Anteil (Deviator) und einen volumetrischen Anteil (Kugeltensor) zerlegen. Daraus ergibt sich für den Verzerrungstensor

$$\mathbf{E} = \varepsilon_{ij} = e_{ij} + \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (2.52)$$

und für den Spannungstensor

$$\mathbf{T} = \sigma_{ij} = s_{ij} + \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (2.53)$$

In der kontinuumsmechanischen Interpretation beschreibt der Verzerrungsdeviator<sup>76</sup>  $e_{ij}$  die reine Gestaltänderung und der Kugeltensor  $\varepsilon_{kk}$  die reine Volumenänderung eines Materials. Respektive gibt der Spannungsdeviator  $s_{ij}$  die reine Scherspannung und der tensorielle Anteil  $\sigma_{kk}$  den isotropen Spannungsanteil (reine Kompression) an. Für kleine Verschiebungen gilt:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (2.54)$$

<sup>74</sup>*Einsteinsche Summenkonvention*: Tritt in einem Ausdruck eines oder mehrerer Symbole ein Index doppelt auf und steht dieser Index gegenständig, so ist über diesem Index zu summieren.

<sup>75</sup>In der Kontinuumsmechanik auch als *Kronecker-Delta* bezeichnet und in der symbolischen Schreibweise als  $\mathbf{I}$  dargestellt.

<sup>76</sup>In vielen Fällen auch als Dehnungsdeviator bezeichnet.

Um der allgemeinen Pfadabhängigkeit eines Bodens Rechnung zu tragen, ist es erforderlich das Stoffgesetz in inkrementeller Form zu definieren:

$$d\sigma_{ij} = f(d\varepsilon_{ij}) \quad (2.55)$$

Betrachtet man an Stelle der Verschiebungen die zeitlichen Ableitungen (also das Geschwindigkeitsfeld), so erhält man die Ratenform eines Stoffansatzes. Der Gradient  $\frac{\partial v_i}{\partial x_j}$  beinhaltet dann einen symmetrischen und einen antimetrischen Anteil<sup>77</sup>:

$$\text{symmetrischer Anteil: } \mathbf{D} = d_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right) \quad (2.56)$$

$$\text{antimetrischer Anteil: } \mathbf{W} = w_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_i}{\partial x_j} - \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right) \quad (2.57)$$

Der antimetrische Anteil repräsentiert die Rate der Rotationsdeformation. Für rotationsfreie Verformungen  $\mathbf{W} = 0$  ist der symmetrische Anteil  $\mathbf{D}$  identisch mit  $\mathbf{E}$  bzw.  $\varepsilon_{ij}$  nach Gleichung 2.52.

Gemäß der St. Venantschen Annahme soll Koaxialität zwischen den plastischen Verformungsinkrementen und den Spannungen im Kontinuum herrschen. In diesem Fall weisen die Spannungen und plastischen Verformungen das gleiche Hauptachsensystem (HAS) auf. Die Invarianten des Spannungs- und Verzerrungstensors gewährleisten im Hauptachsensystem die materielle Objektivität<sup>78</sup> und stellen geometrisch interpretierbare Größen dar (siehe Abb. 2.27).

Die Invarianten des Spannungs- und Verzerrungstensors sind im dreidimensionalen Hauptachsensystem wie folgt definiert:

$$I_\sigma = \text{tr } \mathbf{T} = \sigma_{kk} \quad (2.58)$$

$$II_s = s_{ij}s_{ij} \quad (2.59)$$

$$III_s = s_{ij}s_{jk}s_{kl} \quad (2.60)$$

$$I_\varepsilon = \text{tr } \mathbf{E} = \varepsilon_{kk} \quad (2.61)$$

$$II_e = e_{ij}e_{ij} \quad (2.62)$$

$$III_e = e_{ij}e_{jk}e_{kl} \quad (2.63)$$

<sup>77</sup>Der symmetrische Anteil wird in der Materialtheorie auch als Streckgeschwindigkeitstensor bezeichnet; der antimetrische Anteil bezeichnet man als Spintensor. Siehe [ALTENBACH und ALTENBACH 1994].

<sup>78</sup>Materielle Objektivität: Die zustandsbeschreibenden Größen (Stoffgleichungen) müssen unabhängig von der Wahl des Bezugssystems sowie den Bewegungen des Beobachtersystems im Raum sein. Eine geeignete Größe stellen die Invarianten des Spannungs- und Verzerrungstensors dar.



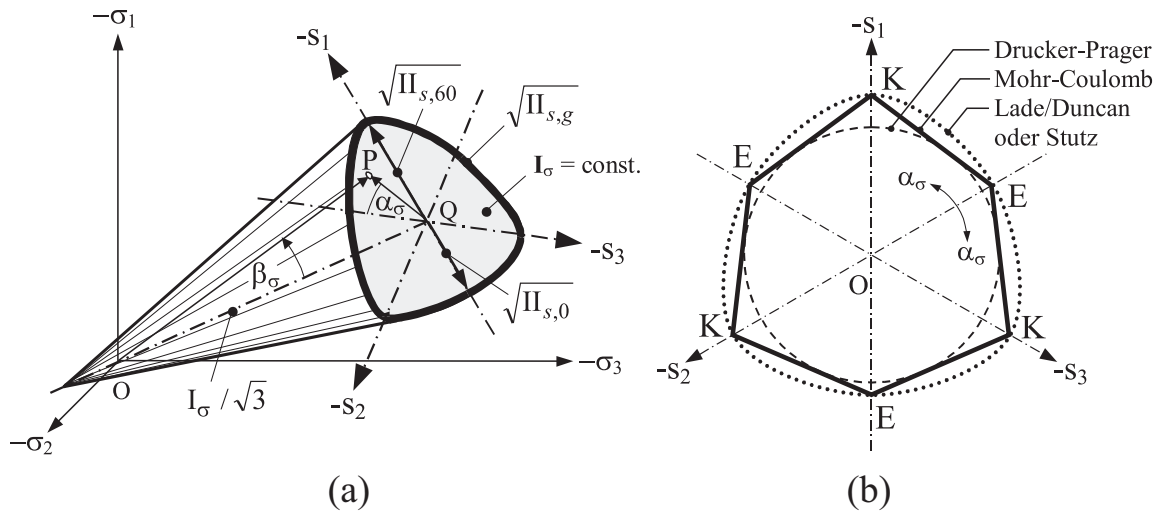


Abbildung 2.27: Hauptachsensystem (HAS) der Spannungen: (a) geometrische Interpretation der Spannungsinvarianten, (b) mögliche Grenzkurven in der Deviatorenebene (K = Kompressionszustand; E = Extensionszustand)

Die Bedeutung der Invarianten des Spannungstensors ist in Abbildung 2.27 dargestellt. Die Invarianten des Verzerrungstensors sind in gleicher Weise zu interpretieren. Zur eindeutigen Beschreibung des Spannungspunktes P im Hauptachsensystem in Abbildung 2.27 gelten somit die folgenden geometrischen Beziehungen:

$$\overline{OQ} = \frac{I_\sigma}{\sqrt{3}} \quad (2.64)$$

$$\overline{QP} = \sqrt{\Pi_s} \quad (2.65)$$

$$\alpha_\sigma = \frac{1}{3} \arccos \left( \sqrt{6} \frac{III_s}{\sqrt{\Pi_s}^3} \right) \quad (2.66)$$

$$\beta_\sigma = \arctan \left( \frac{\sqrt{3} \sqrt{\Pi_s}}{I_\sigma} \right) \quad (2.67)$$

In einer Deviatorenebene<sup>79</sup> (Abb. 2.27b) bezeichnet der Winkel  $\alpha_\sigma$  (sog. „Lodewinkel“) die Richtung des deviatorischen Spannungspfad. Für  $\alpha_\sigma = 60$  handelt es sich um einen Kompressionsversuch und für  $\alpha_\sigma = 0$  um einen Extensionsversuch<sup>80</sup>. Andere Winkel ( $\alpha_\sigma \neq 0, 60$ ) können nur im „wahren“ Triaxialversuch realisiert werden.

<sup>79</sup>Deviatorebenen im Hauptachsensystem bezeichnen Ebenen mit der Raumachse als Flächennormalen; es gilt die Bedingung  $I_\sigma = \text{konstant}$ , d.h. es herrscht eine konstante Hauptspannungssumme auf allen Punkten dieser Ebene.

<sup>80</sup>Im Kompressionsversuch (Zylinderversuch) beträgt die vertikale Spannung  $\sigma_1 = I_\sigma - 2\sigma_3$ , mit  $\sigma_1 \geq \sigma_3$  und  $I_\sigma = \text{konst.}$ , im Extensionsversuch gilt  $\sigma_1 \leq \sigma_3$  und  $I_\sigma = \text{konst.}$

## 2.5.2 Nicht gekoppelte Stoffmodelle

In nicht gekoppelten Stoffmodellen werden mechanische Prozesse unabhängig von hydraulischen oder thermischen Prozessen betrachtet und umgekehrt. Solche Modelle finden ihre Berechtigung in Fragestellungen in denen die wechselseitigen Einflüsse eine untergeordnete Rolle spielen. Als Beispiel ist das Verhalten weitgehend trockener Böden unter äußeren Beanspruchungen oder die Transportvorgänge in einem mechanisch unbelasteten bzw. unter konstanter Spannung stehenden, grobkörnigen Boden bei konstanten Temperaturbedingungen zu nennen.

Das mechanische Verhalten wird i.Allg. mit elastischen, elastoplastischen oder hypoplastischen Stoffmodellen beschrieben. In der heutigen Terminologie der Stoffgesetze unterscheidet man vier Klassen<sup>81</sup>:

- **Hyperelastizität:**  
Die Verzerrungen werden durch die partiellen Ableitungen einer Potentialfunktion dargestellt. Die Spannungs - Verformungsbeziehungen sind pfadunabhängig und somit eindeutig umkehrbar;
- **Hypoelastizität:**  
Die Spannungen sind pfadabhängig und es werden keine Potentialfunktionen verwendet. Das Stoffmodell ist zeitabhängig in Ratenform formuliert; die Spannungsrate kann linear oder nichtlinear vom Spannungstensor  $\mathbf{T}$  abhängen, muss jedoch linear im Streckgeschwindigkeitstensor  $\mathbf{D}$  formuliert sein;
- **Hyperplastizität<sup>82</sup>:**  
Die Verzerrungen werden in elastische und anelastische (plastische) Anteile aufgeteilt und mit Hilfe einer oder mehrerer Potentialfunktionen beschrieben. Dabei sind die Be- und Entlastungen in unterschiedlichen inkrementellen linearen Stoffgleichungen formuliert; das mechanische Verhalten insgesamt ist inkrementell nichtlinear;
- **Hypoplastizität:**  
Analog zur Hypoelastizität werden keine Potentialfunktionen, sondern eine Ratenformulierung der Spannungen als tensorielle Funktion der Spannungen  $\mathbf{T}$  und der Verzerrungsgeschwindigkeit  $\mathbf{D}$  verwendet. Das Stoffgesetz ist pfadabhängig und infolge der Nichtlinearität in  $\mathbf{D}$  inkrementell nichtlinear, wodurch bei Be- und Entlastungen unterschiedliche Steifigkeiten mit einer einzigen Stoffgleichung beschrieben werden.

---

<sup>81</sup>Eine detaillierte Zusammenstellung findet sich z.B. in [HÜGEL 1995].

<sup>82</sup>Die Hyperplastizität wird allgemein auch als Elastoplastizität bezeichnet.

Die genannten Modelle basieren im Wesentlichen auf der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie und sind zweckmäßigerweise an bodenmechanische Basisgrößen gekoppelt, die sich mit entsprechendem Aufwand aus Standardversuchen - zumindest für den Bereich der gesättigten Böden - ermitteln lassen.

Die Modellierung des hydraulischen Verhaltens besteht aus der Beschreibung der Strömungsprozesse der Fluidphase in Abhängigkeit der Porenzahl und der Anfangssättigung bzw. des aktuellen Sättigungsgrades des Bodens<sup>83</sup>. Die in der Bodenmechanik geläufigsten Stoffgesetze werden nachfolgend erläutert.

### 2.5.2.1 Elastoplastizität (Hyperplastizität)

Festkörper reagieren modellhaft bis zum Erreichen der sog. Elastizitätsgrenze makroskopisch mit elastischen Verformungen auf einwirkende mechanische Spannungen. Das Spannungs-Verformungsverhalten wird für den linear elastischen Fall mit dem Hooke'schen Gesetz (Abschnitt 2.2.2.1) beschrieben.

Übersteigt die aus der äußeren Belastung resultierende Spannung die Elastizitätsgrenze ergeben sich zusätzlich irreversible, plastische Verformungen. Für bindige, erstbelastete Böden ist die Elastizitätsgrenze<sup>84</sup> praktisch nicht vorhanden, d.h. plastische Verformungen treten bereits bei sehr kleinen Belastungen auf. Das Spannungs-Verformungsverhalten kann in diesem Fall nicht mehr alleine mit dem Hooke'schen Gesetz beschrieben werden, vielmehr muss die Spannungsvorgeschichte des Bodens im Stoffgesetz berücksichtigt werden. Daraus ergibt sich, dass die Stoffmatrix nicht nur eine Funktion des aktuellen Spannungszustandes, sondern auch der bereits früher erfahrenden plastischen Verformungen<sup>85</sup> des Bodens wird, [KALISZKY 1984].

Abbildung 2.28 zeigt die Arbeitslinien verschiedener Werkstoffe. Während (a) das Spannungs-Verformungsverhalten eines rein elastischen Materials wiedergibt, ist in (b) ein linear elastisch-ideal plastisches Materialverhalten dargestellt. Die Verformungen verhalten sich unterhalb der Elastizitätsgrenze  $\sigma_f$  linear elastisch und bei Erreichen von  $\sigma_f$  resp.  $\varepsilon_f$  treten rein plastische Verformungen auf. Elastoplastisches Verhalten (c) zeigt unterschiedliche Kurvenverläufe bei der Erstbelastung sowie der Ent- und Wiederbelastung. Die Arbeitslinien sind i.d.R. nichtlinear und beinhalten elastische und plastische Verformungsanteile. Stellen sich zeitabhängige Verformungsprozesse bzw. Spannungsänderungen im Werkstoff ein, spricht man von einem elasto-viskoplastischen Materialverhalten (d).

---

<sup>83</sup>Siehe Abschnitt 2.4.4

<sup>84</sup>Nach [BETTEN 1985] existiert bei Festkörpern explizit keine Elastizitätsgrenze, da Verformungen in Abhängigkeit der Messgenauigkeit immer einen irreversiblen Verformungsanteil aufweisen. Dieser irreversible Verformungsanteil ist makroskopisch jedoch in vielen Fällen vernachlässigbar, so dass eine Elastizitätsgrenze vereinfachend angenommen wird.

<sup>85</sup>Man bezeichnet dieses Phänomen auch als das „Erinnerungsvermögen“ eines Bodens.

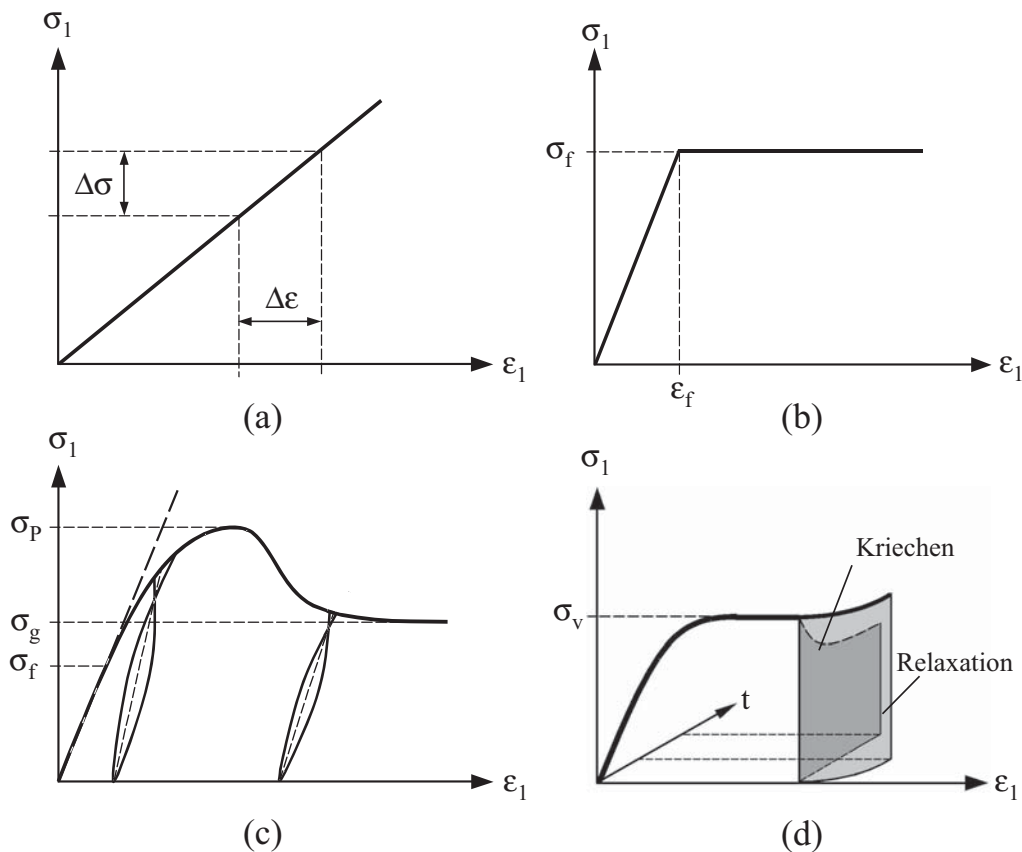


Abbildung 2.28: Arbeitslinien verschiedener Werkstoffe: (a) elastische Werkstoffe; (b) elastisch-ideal plastische Werkstoffe; (c) elastoplastische (ver- und endfestigende) Werkstoffe und (d) elasto-viskoplastische Werkstoffe

Die Grundidee der Elastoplastizität besteht in der Aufteilung der Verformungen in einen elastischen (reversiblen) und einen plastischen (irreversiblen) Anteil<sup>86</sup>:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2.68)$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung 2.68 ergibt sich aus Gleichung 2.13 die elastoplastische Stoffgleichung zu

$$\sigma = C^e (\varepsilon - \varepsilon^p), \quad (2.69)$$

in der die plastischen Deformationen  $\varepsilon^p$  zunächst unbekannt sind und die es zu bestimmen gilt. Der Übergang von den elastischen zu den plastischen Verformungen wird bei linear elastisch - ideal plastischem Materialverhalten (Abb. 2.28b) durch die Grenzbedingung

$$g(\sigma) = |\sigma| - |\sigma_f| = 0 \quad (2.70)$$

<sup>86</sup>Im Folgenden werden die Hochindizes **e** für elastisch und **p** für plastisch eingesetzt.

festgelegt.  $g = g(\boldsymbol{\sigma})$  ist die nur vom Spannungszustand abhängige Grenzfunktion und stellt im Hauptspannungsraum (HAS) eine dreidimensionale Grenzfläche dar. Der Schnitt der Grenzfläche mit einer Deviatorebene wird als Grenzkurve bezeichnet (siehe Abb. 2.27b).

An die Stelle der Grenzbedingung tritt bei elastoplastischen Werkstoffen<sup>87</sup> zunächst die Fließbedingung. Anhand der Fließbedingung wird der Beginn plastischer Verformungen im Verlauf eines Belastungsprozesses festgelegt. In Abbildung 2.28c ist dieser Spannungszustand ebenfalls durch die Elastizitätsgrenze  $\sigma_f$  gekennzeichnet. Für  $\sigma_f > 0$  besteht eine sog. Anfangsfließfläche. Die Fließbedingung lautet

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) = 0. \quad (2.71)$$

$\kappa$  ist eine skalare Größe, welche die Elastizitäts- oder Fließgrenze des Werkstoffes berücksichtigt. Die Festigkeitseigenschaften elastoplastischer Werkstoffe hängen somit neben dem Spannungszustand auch von den aktuellen plastischen Verformungen ab.  $f = f(\boldsymbol{\sigma}, \kappa)$  bezeichnet die sog. Fließfunktion, die im HAS eine dreidimensionale Fließfläche<sup>88</sup> darstellt und die elastischen von den elastoplastischen Spannungszuständen abgrenzt. Für ideal plastische Werkstoffe geht Gleichung 2.71 in Gleichung 2.70 über<sup>89</sup>. In der Elastoplastizität werden Ent- und Wiederbelastungspfade allgemein als elastisch angenommen, so dass die Fließfunktion zwei Zustände voneinander abgrenzt:

- $f(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) < 0$ : Der aktuelle Spannungszustand liegt innerhalb der Fließfläche: es treten rein elastische Verformungen auf;
- $f(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) = 0$ : Der aktuelle Spannungszustand liegt auf der Fließfläche: es treten elastische *und* plastische Verformungen auf.

Spannungszustände  $f(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) > 0$  existieren nicht. Statt dessen ist die Erhöhung des Spannungszustandes durch die Bedingung  $f(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) = 0$  an eine Aufweitung der Fließfläche gekoppelt. Die maximale Aufweitung der Fließfläche entspricht dem Erreichen des Grenzzustandes, welcher in Abbildung 2.28c mit der Peakspannung<sup>90</sup>  $\sigma_p$  gekennzeichnet ist. Dieser Zustand wird dann wieder durch die Grenzfläche beschrieben, wobei angenommen wird, dass die Grenzfläche der Fließfläche geometrisch ähnlich ist. In diesem Fall lautet die Grenzbedingung

$$g(\boldsymbol{\sigma}) = |\boldsymbol{\sigma}| - |\boldsymbol{\sigma}_p| = 0. \quad (2.72)$$

<sup>87</sup>Dies sind in der Bodenmechanik vor allem lockergelagerte nichtbindige oder normalkonsolidierte bindige Böden.

<sup>88</sup>Die Fließfläche wird in der bodenmechanischen Literatur auch als Belastungsfläche (*engl.: loading surface*) bezeichnet.

<sup>89</sup>In diesem Fall entfällt die Abhängigkeit der von der Größe  $\kappa$ .

<sup>90</sup>Der Peakspannungszustand ist definiert als maximale aufnehmbare Scher- bzw. Deviatorspannung eines Werkstoffes.

Im Grenzzustand sind somit Grenzfunktion und Fließfunktion identisch. Typische Grenzbedingungen für Böden sind die Grenzfunktion von Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Stutz oder Lade/Duncan<sup>91</sup>. So lautet z.B. die Mohr-Coulomb'sche Grenzfunktion<sup>92</sup> unter Berücksichtigung der Spannungsinvarianten

$$g(\boldsymbol{\sigma}) = \sqrt{II_s} - \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 \pm \sin \varphi)} I_\sigma - \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 \pm \sin \varphi)}. \quad (2.73)$$

Gleichung 2.73 stellt in der Deviatorebene ein regelmäßiges Sechseck (Abb. 2.27b) mit unterschiedlichen Peakfestigkeiten für die triaxiale Kompressionspfade (Punkt K für  $\alpha_\sigma = 60$ ) und Extensionspfade (Punkt E für  $\alpha_\sigma = 0$ ) dar. Da bei dieser Grenzfunktion die numerische Differentiation der Eckpunkte an den Deviatorachsen zu Singularitäten führt, werden zur Abrundung dieser Punkte entsprechende Funktionen in Abhängigkeit des Lodewinkels  $\alpha_\sigma$  definiert<sup>93</sup>.

Die Aufweitung der Fließfläche durch eine aktive Spannungserhöhung wird durch die Konsistenzbedingung gewährleistet

$$df = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial \kappa} d\kappa = 0. \quad (2.74)$$

Damit ist die Fließfläche bei einer Erstbelastung<sup>94</sup> stets an den aktuellen Spannungszustand gebunden. Bei einer Laststeigerung, d.h. einer Aufweitung der Fließfläche, entstehen elastische und plastische Verformungsinkremente. Die plastischen Verformungen werden dabei aus einer Potentialfunktion

$$g_p = g_p(\boldsymbol{\sigma}) \quad (2.75)$$

abgeleitet, dem sog. *plastischen Potential*. Die Richtung der plastischen Verformungsinkremente ist durch die Fließregel festgelegt. Aus der Fließregel ergeben sich die plastischen Verformungen zu

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = d\lambda \frac{\partial g_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} d\boldsymbol{\sigma}. \quad (2.76)$$

<sup>91</sup>In der speziellen Stoffgesetzliteratur werden eine Vielzahl von Grenzbedingungen angegeben. Die Grenzbedingungen von Mohr-Coulomb und Drucker-Prager haben den Vorteil, dass sie mit einfach zu ermittelnden Materialparametern (Reibungswinkel und Kohäsion sowie Dilatanzwinkel) definiert sind. Eine Zusammenstellung weiterer Grenzbedingungen findet sich z.B. in [KALISZKY 1984], [CHEN und MIZUNO 1990] oder [HÜGEL 1999].

<sup>92</sup>Das obere Vorzeichen in den Klammerausdrücken im Nenner der Gl. 2.73 steht für den triaxialen Extensionsversuch, das untere für den Kompressionsversuch.

<sup>93</sup>Die bekanntesten Ansätze dazu stammen u.a. von [ARGYRIS ET AL. 1973], [STUTZ 1972] und [GUDEHUS 1973].

<sup>94</sup>D.h. auch bei einer Weiterbelastung nach einer Ent- und Wiederbelastung über das Niveau der Vorbelastung hinaus.



In Gleichung 2.76 ist  $d\lambda$  ein skalarer Proportionalitätsfaktor, der sog. *plastische Multiplikator*, der die Größe der plastischen Verformungssinkremente festlegt und somit die Verfestigung des Materials, d.h. den allmählichen Übergang vom elastischen zum plastischen Verhalten bis hin zum Grenzzustand beschreibt. Infolge einer Belastung ändert die Fließfläche (Belastungsfläche) ihre Lage und Größe solange der Grenzzustand noch nicht erreicht ist. Diese Änderungen werden durch die Verfestigungsregel beschrieben. Es wird zwischen einer isotropen Verfestigung, die entsprechend Abbildung 2.29a mit einer reinen Aufweitung der Belastungsfläche verbunden ist; einer kinematischen Verfestigung (Abb. 2.29c) die einer reinen Verschiebung der konstant aufgeweiteten Belastungsfläche entspricht und einer kombinierten Verfestigung (Abb. 2.29d), die sowohl eine Aufweitung wie auch eine Verschiebung innerhalb der Grenzfläche beinhaltet, unterschieden.

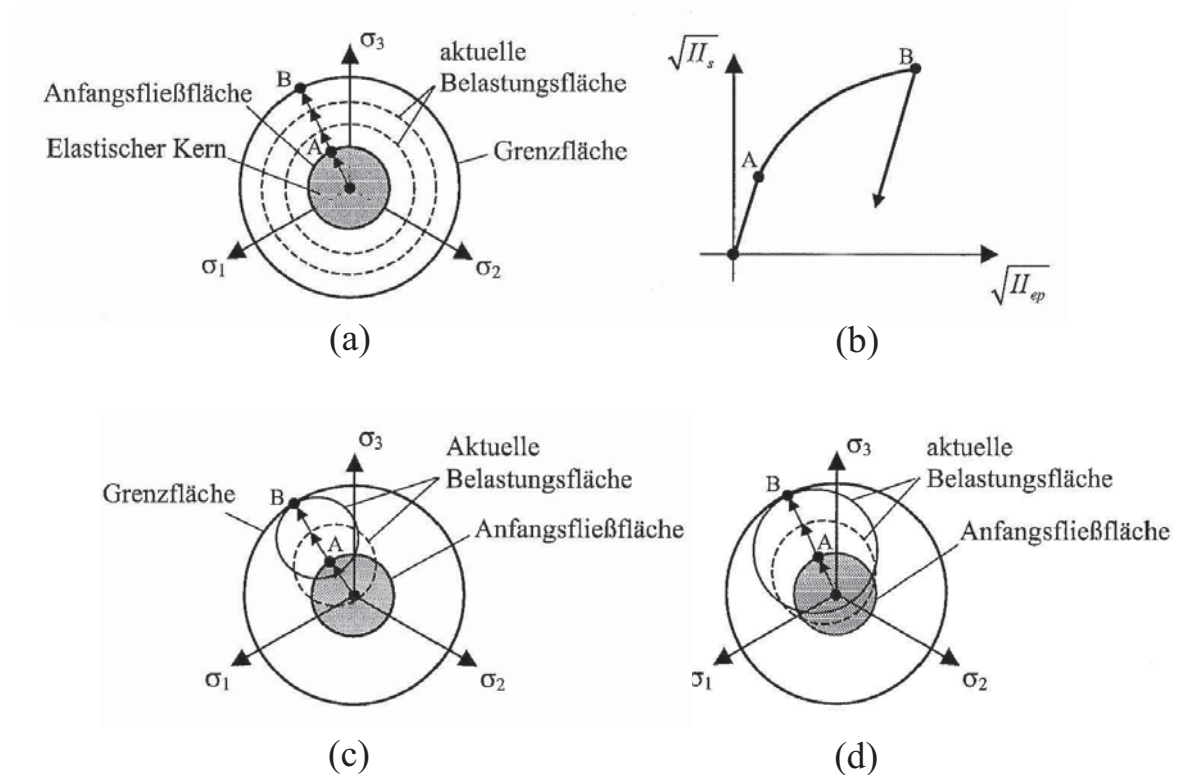


Abbildung 2.29: Verfestigungsgesetze elastoplastischer Werkstoffe aus [LI 2002]: (a) Isotrope Verfestigung, (b) Spannungs-Dehnungspfad, (c) Kinematische Verfestigung und (d) Kombinierte Verfestigung

Als Verfestigungsparameter werden die volumetrischen oder deviatorischen plastischen Verformungen  $\varepsilon_{kk}^p$  bzw.  $e_{ij}^p$  (sog. Dehnungsverfestigung, engl.: *strain hardening*) oder die Arbeit  $W_p$  der plastischen Verformungen (sog. Arbeitsverfe-

stigung<sup>95</sup>, engl.: *work hardening*) verwendet<sup>96</sup>. Die Funktionen der Dehnungsverfestigung nehmen dann folgende Formen an:

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) = f(\boldsymbol{\sigma}) - \kappa(\boldsymbol{\varepsilon}^p) : \text{Isotrope Verfestigung;} \quad (2.77)$$

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) = f(\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\alpha}) - \kappa : \text{Kinematische Verfestigung;} \quad (2.78)$$

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \kappa) = f(\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\alpha}) - \kappa(\boldsymbol{\varepsilon}^p) : \text{Kombinierte Verfestigung.} \quad (2.79)$$

Die Lageänderung der Fließfläche wird bei der kinematischen Verfestigung über den Mittelpunktstensor  $\boldsymbol{\alpha}$  beschrieben, der den lokalen Koordinatenursprung der Fließfläche darstellt<sup>97</sup>.

Die Koaxialität zwischen Spannungen und Verzerrungen liefert plastische Verformungssinkremente die proportional zu den Spannungssinkrementen in Richtung  $\partial f / \partial \boldsymbol{\sigma}$  sind. Dies führt zu

$$d\lambda = \frac{1}{h} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} d\boldsymbol{\sigma}. \quad (2.80)$$

$h = h(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\varepsilon}^p)$  ist der *plastische Modul*<sup>98</sup>, der allgemein vom Spannungszustand, dem Spannungsverlauf (Spannungspfad) und den Dehnungen abhängig ist und aus der Konsistenzbedingung bestimmt wird.

Für das plastische Potential  $g_p$  in Gleichung 2.75 werden zwei Fälle unterschieden:

1.  $g_p \equiv f$ : Assoziierte Fließregel: die Richtung der plastischen Verformungssinkremente ist normal zur Fließfläche;
2.  $g_p \neq f$ : Nichtassoziierte Fließregel: die Richtung der plastischen Verformungssinkremente ist normal zum plastischen Potential und unabhängig von der Fließfläche.

Beide Fälle beruhen auf der Normalitätsbedingung nach [DRUCKER 1956]<sup>99</sup>. Die Einhaltung dieser Bedingung führt insbesondere bei nichtbindigen Böden zu

<sup>95</sup>Die Arbeit definiert sich aus  $W_p = \int \boldsymbol{\sigma} d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ .

<sup>96</sup>In Invarianten formulierte Stoffgesetze benutzen an Stelle der plastischen Verformungen  $\varepsilon_{kk}^p$  bzw.  $e_{ij}^p$  die zweite Invariante der plastischen Verformungen  $\sqrt{II_{ep}}$ , welche auch als plastische Gestaltänderung bezeichnet wird (siehe dazu auch [MEISSNER 1983]).

<sup>97</sup>Für eine rein kinematische Verfestigung ändert sich die Größe der Fließfläche nicht, d.h. der Skalar  $\kappa$  ist eine Konstante, während  $\kappa(\boldsymbol{\varepsilon}^p)$  für isotrope oder kombinierte Verfestigung eine monotone Funktion des Verfestigungsparameters ist.

<sup>98</sup>In der Literatur auch als Verfestigungsmodul  $h$  bezeichnet.

<sup>99</sup>Neben der Normalitätsbedingung besteht zusätzlich die Konvexitätsbedingung, nach der die Fließfläche immer konvex gekrümmt sein muß. Beide Bedingungen ergeben sich aus dem Druckerschen Stabilitätspostulat, nach dem die Arbeit in einem stabilen und indifferenten Material immer positiv ist. Letztere Bedingung gilt im übrigen auch für das plastische Potential.

unrealistischen Volumenänderungen<sup>100</sup> und eignet sich daher nicht für die Anwendung auf solche Böden.

Durch die Zerlegung des Verzerrungstensors in Gleichung 2.52 kann auch der plastische Verformungsanteil in Gleichung 2.68 in gleicher Weise aufgeteilt werden. Im allgemeinen Fall unterscheidet man eine deviatorische und eine volumetrische Fließregel für die Richtung der plastischen Verzerrungsinkremente  $de_{ij}^p$  und  $d\varepsilon_{kk}^p$ . Mit der nicht assoziierten deviatorischen Fließregel<sup>101</sup>

$$de_{ij}^p = d\lambda \left( \frac{\partial g_p}{\partial s_{ij}} - \frac{1}{3} \frac{\partial g_p}{\partial s_{kk}} \delta_{ij} \right) \quad (2.81)$$

und der volumetrischen Fließregel in der nach [MEISSNER 1983] angegebenen Form

$$d\varepsilon_{kk}^p = d\lambda D_L, \quad (2.82)$$

wobei  $D_L$  einen Dilatationsparameter bzw. eine Dilatationsfunktion darstellt, die aus Volumenänderungskurven triaxialer Kompressions- und Extensionsversuche zu bestimmen ist, erhält man das gesamte plastische Verzerrungsinkrement für drainierte Randbedingungen zu

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \left[ \frac{\partial g_p}{\partial s_{ij}} - \frac{1}{3} \left( \frac{\partial g_p}{\partial s_{kk}} - D_L \right) \delta_{ij} \right]. \quad (2.83)$$

In der assoziierten Form entspricht das plastische Potential  $g_p$  der Fließfunktion  $f$

$$g_p = g_p(\boldsymbol{\sigma}) = f(\boldsymbol{\sigma}), \quad (2.84)$$

so dass sich mit den plastischen Verzerrungsinkrementen nach Gleichung 2.76 das inkrementelle elastoplastische Stoffgesetz nach Gleichung 2.69 wie folgt ergibt:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}^{ep} d\varepsilon. \quad (2.85)$$

Darin bezeichnet  $\mathbf{C}^{ep}$  die allgemeine elastoplastische Stoffmatrix<sup>102</sup> für isotrope, dehnungsverfestigende Materialien

$$\mathbf{C}^{ep} = \mathbf{C}^e - \mathbf{C}^e \frac{\mathbf{h}_e \left\{ \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^e}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^e \mathbf{h}_e - \left\{ \frac{\partial f}{\partial e_p} \right\}^T \mathbf{h}_e}, \quad (2.86)$$

<sup>100</sup>Eine Aufweitung der Fließfläche hätte aufgrund der Normalitätsbedingung stets eine gleichgerichtete, dilatante Volumenänderung zur Folge, was dem beobachteten Verhalten bei Sanden nicht entspricht, [MEISSNER 1983].

<sup>101</sup>Zur übersichtlichen Darstellung ist nachfolgend die Indexschreibweise verwendet.

<sup>102</sup>Auf eine detaillierte Herleitung der elastoplastischen Stoffmatrix für drainierte Randbedingungen wird an dieser Stelle verzichtet und auf [MEISSNER 1983] verwiesen. Zu beachten ist, dass in der Herleitung nach [MEISSNER 1983] der Proportionalitätsfaktor  $d\lambda$  nicht der Definition in Gl. 2.80 entspricht!

mit der Substitution

$$\mathbf{h}_e = \left\{ \frac{\partial f}{\partial s_{ij}} - \frac{1}{3} \left( \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} - D_L \right) \delta_{ij} \right\}. \quad (2.87)$$

Für undrainierte Randbedingungen, d.h für rein deviatorische plastische Verformungen, ergibt sich das Inkrement der plastischen Gesamtverzerrungen für eine assoziierte Fließregel zu

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma}. \quad (2.88)$$

Gleichung 2.88 zusammen mit Gleichung 2.80 führt dann zur vereinfachten inkrementellen Form der elastoplastischen Stoffmatrix für dehnungsverfestigende Werkstoffe mit isotroper bzw. kombinierter Verfestigung<sup>103</sup>:

$$\mathbf{C}^{ep} = \mathbf{C}^e - \mathbf{C}^e \frac{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \mathbf{C}^e}{h + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \mathbf{C}^e \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}}. \quad (2.89)$$

Der Ausdruck  $h$  in obiger Gleichung kennzeichnet den plastischen Modul, wie bereits in Gleichung 2.80 angegeben, und steuert die Entwicklung der plastischen Verformungen.

Die Gleichung 2.86 kommt bei gesättigten oder ungesättigten Böden unter drainierten Randbedingungen und die Gleichung 2.89 bei gesättigten Böden unter undrainierten Randbedingungen zur Anwendung.

### 2.5.2.2 CamClay Theorie

Ein spezielles elastoplastisches Stoffgesetz für gesättigte bindige Böden ist das modifizierte CamClay Modell von [SCHOFIELD und WROTH 1968]. Es basiert auf den Ergebnissen von Triaxialversuchen an normal- und leicht überkonsolidierten, gesättigten Tonen und der „Critical state soil mechanics (CSSM)“ die in den fünfziger Jahren in Cambridge entwickelt wurde. Das Stoffgesetz gilt unter Annahme der Haar-von Karmannschen Hypothese<sup>104</sup> strenggenommen nur für axialsymmetrische Spannungszustände wie sie im Experiment an Zylinderproben appliziert werden und weist eine assoziierte Fließregel auf<sup>105</sup>.

<sup>103</sup>Die vollständige Herleitung der Stoffmatrix findet sich in [LI 2002]. Der interessierte Leser wird an dieser Stelle auf die Originalliteratur verwiesen.

<sup>104</sup>Die Haar-von Karmann Hypothese findet Anwendung in axialsymmetrischen Grenzspannungsfeldern. Danach entspricht die Ringspannung  $\sigma_2$  (mittlere Hauptspannung) bei Bewegungen von der Rotationsachse weg der kleinsten Hauptspannung  $\sigma_1$  und bei Bewegungen zur Achse hin der größten Hauptspannung  $\sigma_3$ . Es gilt also immer:  $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$ .

<sup>105</sup>Gerade weil sich die erforderlichen Materialparameter aus wenigen Triaxialversuchen bestimmen lassen hat sich das CamClay Modell in der Bodenmechanik etabliert.

Als Verfestigungsparameter wird die Porenzahl  $e$  resp. die Volumendehnung  $\varepsilon_v$  verwendet<sup>106</sup>. Elastische deviatorische Dehnungen werden vernachlässigt ( $e^e = 0$ ), statt dessen ist eine isotrope Verfestigung zur Beschreibung plastischer Volumenänderungen berücksichtigt. Das Modellkonzept beruht auf der Beobachtung, dass ein Boden unter kontinuierlicher Scherbeanspruchung einem Grenzzustand entgegenstrebt und in diesem Zustand unter einer kritischen Dichte ein volumenkonstantes plastisches Fließen entsteht.

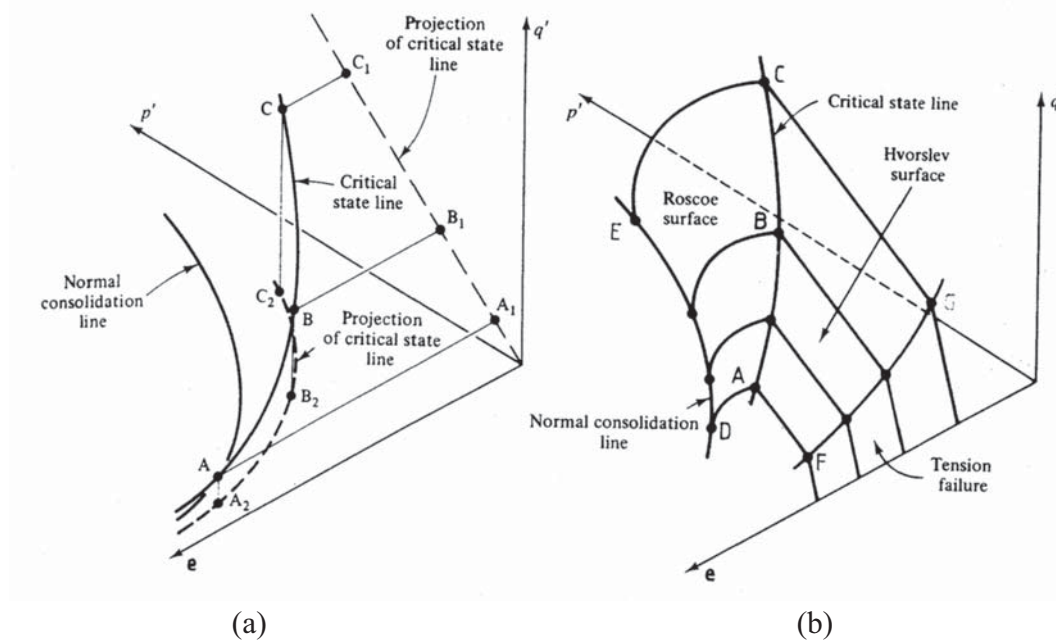


Abbildung 2.30: Critical state theory: (a) Critical state line (CSL) und Projektion in der  $p'$  -  $e$  Ebene; (b) State boundary line oder Roscoe-Fläche (Grenzzustandsfläche) nach [ATKINSON und BRANSBY 1978] aus [MUTH 1989]

Der kritische Zustand ( $e_c$ ) wird durch die „Critical state line (CSL)“ repräsentiert (siehe Abb. 2.30) und durch folgende Gleichungen mathematisch beschrieben:

$$e = e_c = e_{cr} - \lambda \ln(p'/p_r), \quad (2.90)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = q_c = Mp' = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} p', \quad (2.91)$$

$$q_p = 2c' + \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} p'. \quad (2.92)$$

$e_{cr}$  ist die kritische Porenzahl  $e_c$  für den Referenzdruck  $p_r$ ,  $p'$  ist die effektive mitt-

<sup>106</sup>In diesem Fall spricht man von einer volumetrischen Verfestigung.



lere Druck<sup>107</sup>.  $\lambda$  ist hier ein Kompressionsbeiwert und  $\varphi_c$  der kritische Reibungswinkel im Grenzzustand.  $M$  charakterisiert die Steigung der CSL in der  $p' - q$  Spannungsebene (siehe Abb.2.32). Die kritische Scherspannung ist bei normal-konsolidierten Böden  $q_c$  nach Gleichung 2.91 und bei überkonsolidierten Böden  $q_p$  nach Gleichung 2.92<sup>108</sup> definiert.

Für  $e > e_c$  verhält sich der Boden kontraktant und es entstehen im undrainierten Zustand Porenwasserüberdrücke (unterkritischer Zustand). Ist  $e < e_c$  zeigt der Boden zunächst ein dilatantes Verhalten, im undrainierten Zustand entstehen solange Porenwasserunterdrücke bis die kritische Porenzahl erreicht ist (überkritischer Zustand).

Die möglichen Übergänge zu den kritischen Zuständen sind in Abbildung 2.31 dargestellt. In den Spannungspfaden  $A$  und  $B$  nähert sich die Spannung einmal vom unterkritischen Bereich ( $A$ ) und vom überkritischen Bereich ( $B$ ) unter konstantem mittleren Druck dem Grenzzustand (drainierter Versuch). Im Spannungspfad  $C$  die normalkonsolidierte Probe und im Pfad  $D$  die überkonsolidierte Probe undrainiert in den Grenzzustand überführt.

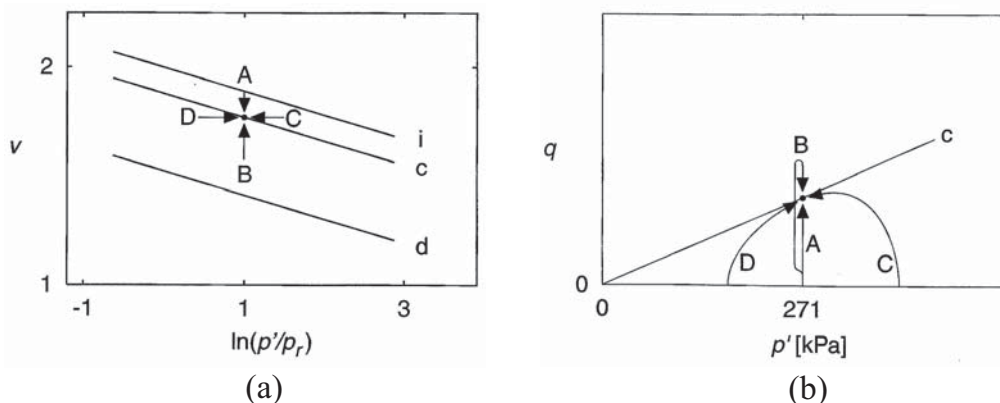


Abbildung 2.31: Kritische Zustände der CSSM-Theorie: a) Änderung des spez. Volumens ( $v = 1+e$ ); b) Änderung des Spannungsdeviators ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) bei konstantem Druck ( $A, B$ ) bzw. konstantem Volumen ( $C, D$ ) aus [GUDEHUS 2003a]

Isotrope Spannungszustände sind durch die „State boundary surface (SBS)“ oder auch „Roscoe-Fläche“ als Zustandsfläche begrenzt<sup>109</sup>. Im überkritischen Be-

<sup>107</sup>Für rotationssymmetrische Spannungszustände gilt:  $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ .

<sup>108</sup>Der Index  $p$  kennzeichnet den Peakwert der Arbeitslinie. Die CSSM berücksichtigt Böden bis zu einem Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR < 2$ . In diesem Fall wird die Scherfestigkeit durch die effektiven Scherparameter Reibungswinkel  $\varphi'$  und Kohäsion  $c'$  beschrieben.

<sup>109</sup>Die Begrenzung isotroper Spannungszustände im Stoffmodell trägt dem plastischen Fließen unter hohen isotropen Spannungszuständen Rechnung, welches bei Böden experimentell beobachtet wird. Diese Modelle werden im bodenmechanischen Sprachgebrauch auch als „Kappenmodelle“ bezeichnet.



reich ist die SBS durch die „Hvorslev-Fläche“ begrenzt, die den Peakwert  $q_p$  der Scherfestigkeit markiert (siehe Abb. 2.30).

Die Fließflächen des CamClay Modells ergeben sich entlang der Entlastungskurven in der  $p' - e$  Ebene (Abb. 2.32b). In Abbildung 2.32 ist noch die ursprüngliche, logarithmische Form der Fließflächen dargestellt, während es sich beim modifizierten CamClay Modell um elliptische Fließflächen handelt:

$$f(\sigma, e) = p'^2 - p'p_r + \frac{q_c^2}{M^2} = 0. \quad (2.93)$$

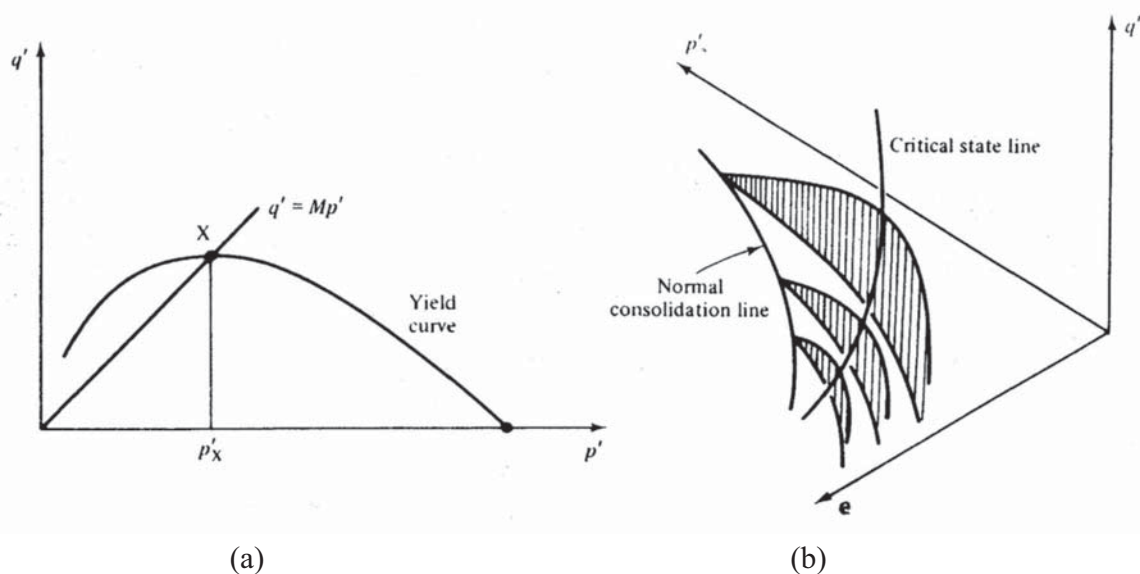


Abbildung 2.32: Fließflächen des ursprünglichen CamClay Modells aus [ATKINSON und BRANSBY 1978]

Nach einer Modifikation von [BURLAND 1967] sind die Fließflächen für den Kompressions- und den Extensionsversuch unterschiedlich und bestehen aus Ellipsen mit unterschiedlichen Steigungen. In der ursprünglichen Form des CamClay Modells bestand eine Diskontinuität im Bereich  $q = 0$ , die zu einer Überschätzung der plastische Dehnungsinckremente bei rein isotropen Spannungszuständen und zu großen  $K_0$ -Werten bei normalkonsolidierten Böden führte. Die Erweiterung nach Gleichung 2.93 führte vor allem im unterkritischen Bereich zu einer erheblichen Verbesserung des Modells.

Weitere Änderungen und Modifikationen dieses Modells beinhalten die Berücksichtigung plastischer Schubverformungen, die Verallgemeinerung auf dreidimensionale Spannungszustände [ROSCOE und BURLAND 1968], die Verwendung nicht assoziierter Fließregeln [BANERJEE und STIPHO 1978] sowie die Ver-

wendung der Hvorslev-Fläche bzw. flacher verlaufender Fließflächen zur Vermeidung der Überschätzung der Scherfestigkeit im überkritischen Bereich<sup>110</sup>.

### 2.5.2.3 Hypoplastizität

Das hypoplastische Stoffgesetz wurde ursprünglich von [KOLYMBAS 1977] für nichtbindige Erdstoffe aus Karlsruher Sand entwickelt. Die Spannungen sind objektiv in der Jaumann-Spannungsrate formuliert, wobei  $\dot{\mathbf{T}}$  die zeitliche Ableitung des Spannungstensors bezeichnet<sup>111</sup>:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \dot{\mathbf{T}} - \mathbf{W} \mathbf{T} + \mathbf{T} \mathbf{W}. \quad (2.94)$$

Zur Beschreibung der in Abschnitt 2.5 angegebenen Eigenschaften eines Stoffgesetzes wird in der Hypoplastizität die folgende Form verwendet<sup>112</sup>:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = (\mathbf{T}, \mathbf{D}, e). \quad (2.95)$$

Der Parameter  $e$  ist die Porenzahl des Bodens<sup>113</sup>. Das in  $\mathbf{D}$  nichtlinear formulierte Stoffverhalten wird durch eine einzige tensorielle Gleichung, nämlich

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = A_1 \mathbf{D} + A_2 \mathbf{T} + A_3 \mathbf{T}^* \quad (2.96)$$

beschrieben (siehe hierzu [KOLYMBAS 1998]).  $\mathbf{T}^*$  ist der Spannungsdeviator. Für die skalarwertigen Komponenten  $A_1$ ,  $A_2$  und  $A_3$  gilt:

$$A_1 = f_s F^2 \frac{(\text{tr } \mathbf{T})^2}{\text{tr } \mathbf{T}^2}, \quad (2.97)$$

$$A_2 = \frac{f_s a}{\text{tr } \mathbf{T}^2} \left( a \text{tr } (\mathbf{T} \mathbf{D}) + f_d F \text{tr } \mathbf{T} \sqrt{\text{tr } \mathbf{D}^2} \right), \quad (2.98)$$

$$A_3 = f_s f_d F a \frac{\text{tr } \mathbf{T}}{\text{tr } \mathbf{T}^2} \sqrt{\text{tr } \mathbf{D}^2}. \quad (2.99)$$

Die Substitutionen  $a$ ,  $F$ ,  $f_d$  und  $f_s$  beinhalten insgesamt sechs Stoffkonstanten ( $\varphi_c$ ,  $e_{co}$ ,  $e_{do}$ ,  $h_s$ ,  $\alpha$  und  $n$ ) die durch Versuche identifizierbar sind, [HERLE 1997].  $\varphi_c$  und  $e_{co}$  repräsentieren den Reibungswinkel und die Porenzahl im Grenzzustand, während  $e_{do}$  die asymptotisch kleinste Porenzahl nach zyklischer Scherung

<sup>110</sup>Zu nennen sind hier vor allem die Arbeiten von [MRÒZ et al. 1979], [DAFALIAS und HERRMANN 1980] sowie [HOULSBY et al. 1982]

<sup>111</sup>Zur Definitionen tensorieller Größen wird auf Abschnitt 2.5.1 sowie auf die entsprechende Literatur ([DE BOER 1982] oder [ALTENBACH und ALTENBACH 1994]) verwiesen.

<sup>112</sup>Zur Formulierung der angegebenen Tensoren siehe Abschnitt 2.5.1.

<sup>113</sup>Die Berücksichtigung der Porenzahl im hypoplastischen Stoffmodell wird allgemein als Pyknotropie bezeichnet.

darstellt.  $h_s$  steht für die Granulathärte des Feststoffs. Die Werte  $\alpha$  und  $n$  wurden nach Erfahrungswerten für die entsprechenden Böden festgelegt.

Aus Gleichung 2.96 ergeben sich Spannungs-Dehnungskurven durch Multiplikation mit hinreichend kleinen Zeitinkrementen<sup>114</sup>. Infolge der Nichtlinearität von  $\mathbf{D}$  bilden sich für Be- und Entlastungspfade unterschiedliche Materialsteifigkeiten aus, so dass die Eignung dieses Stoffgesetzes zur Beschreibung zyklischer Prozesse erklärtermaßen implementiert ist. Physikalisch ist dieses Verhalten durch eine intergranulare Dehnung zu erklären. Verschwindet diese, geht das Materialverhalten in die hypoelastische Form über.

Durch Anpassung der Stoffkonstanten ist das hypoplastische Stoffgesetz nach [GUDEHUS 2003a] auch auf die CSSM-Theorie für nichtbindige und bindige Böden übertragbar. Es werden trockene und wassergesättigte Zustände erfasst. Für körnige Böden kann Gleichung 2.90 nach [BAUER 1996] durch eine objektivere Beziehung wie folgt ersetzt werden:

$$e_c = e_{co} \exp \left[ - \left( \frac{3p'}{h_s} \right)^n \right] \quad (2.100)$$

Die Grenzwerte der Porenzahl sind druckabhängig und können als Dichteindex Werte zwischen  $0 < I_d \leq 1$ , d.h. dem kritischen und dem dichtesten Zustand des Bodens annehmen (siehe Abb. 2.33). Für körnige Erdstoffe ist die effektive Spannungsrate eine Funktion der Dichte (und damit der Porenzahl  $e$ ) sowie des mittleren Effektivdruckes  $p'$ . Bei bindigen Erdstoffen kommt eine Abhängigkeit vom Konsolidierungsverhältnis  $OCR$  sowie vom Zähigkeitsindex  $I_{v\alpha}$  hinzu.

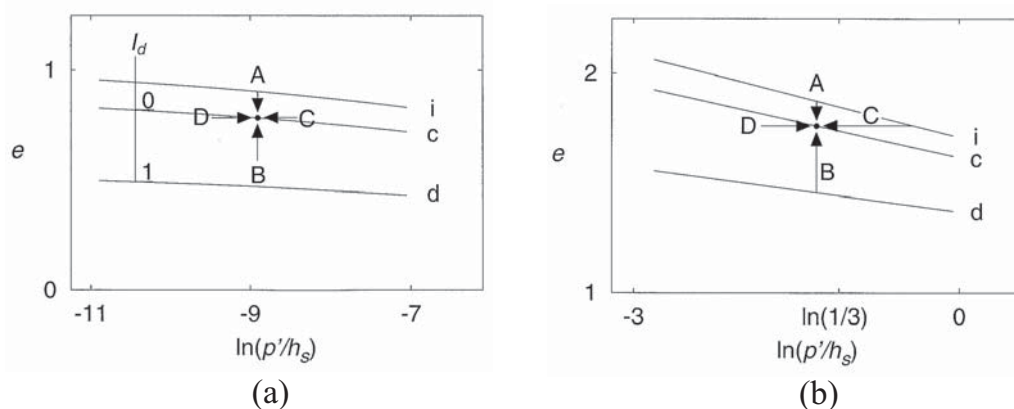


Abbildung 2.33: Druck-Porenzahl-Verläufe des hypoplastischen Stoffmodells aus [GUDEHUS 2003a]: a) nichtbindige Böden; b) bindige Böden

<sup>114</sup>Die numerische Vorgehensweise wird als Vorwärtsintegrationsverfahren nach EULER bezeichnet.

Die Hypoplastizität stellt eine elegante Methode zur Beschreibung des Stoffverhaltens von Böden dar. Sie kommt mit Verzicht auf physikalisch nicht definierte, geometrische Hilfskonstrukte (wie z.B. die Fließ- und Potentialfunktionen in der Elastoplastizität) aus und beinhaltet aufgrund der Nichtlinearität des Deformationstensors per Definition bereits bodentypische Effekte, wie beispielsweise unterschiedliche Steifigkeiten für Be- und Entlastungspfade.

Es existieren mittlerweile mehrere Versionen des hypoplastischen Stoffgesetzes, die sowohl monotone, wie auch zyklische Belastungen sowie zeitabhängiges, viskoplastisches Verhalten von körnigen und bindigen Erdstoffen berücksichtigen<sup>115</sup>. Die weiteren Ausführungen zum untersuchten Materialverhalten (Abschnitte 3 und 4) beziehen sich ausschließlich auf elastoplastische Stoffmodelle, wie sie in Abschnitt 2.5.2.1 vorgestellt wurden. Hypoplastische Stoffgesetze werden in diesem Zusammenhang nicht weiter verfolgt.

### 2.5.3 Gekoppelte Stoffmodelle

Im Gegensatz zu nicht gekoppelten Berechnungsmodellen für Böden stellen gekoppelte Stoffmodelle eine Verbindung bzw. Wechselwirkung zwischen den einzelnen physikalischen Feldern eines Stoffkonglomerates her. Die Güte einer solchen Mehrfeldbetrachtung ist wesentlich von der zutreffenden Beschreibung der Kopplungsmechanismen abhängig (siehe dazu Abschnitt 2.4.4). In der Bodenmechanik spielen vor allem die Felder Feststoffmechanik, Fluidhydraulik und Temperatur eine entscheidende Rolle.

#### 2.5.3.1 Theorie poröser Medien (TPM)

Zur Beschreibung solcher Mehrfeldprobleme<sup>116</sup> eignet sich die Theorie Poröser Medien (TPM) auf Basis der allgemeinen Mischungstheorie. Während die Mischungstheorie zur theoretischen Beschreibung von Mischprozessen idealer Gase entwickelt wurde, hat man durch die Einführung des Konzeptes der Volumenanteile und damit der Betrachtung verschiedener, makroskopisch abgegrenzter Materialien die Basis für die Theorie Poröser Medien geschaffen. Im Gegensatz zur makroskopischen Betrachtungsweise eines Einkomponentenmediums in der klassischen Kontinuumsmechanik wird das mit Fluiden gefüllte poröse Medium als heterogener Körper in einem „verschmierten“ Modell (siehe Abb. 2.34) beschrieben und die Relativbewegung der Einzelphasen im Gesamtkörper sowie die gegenseitige Beeinflussung von Festkörper und Fluiden betrachtet.

---

<sup>115</sup>In diesem Zusammenhang sind vor allem [KOLYMBAS 1988], [NIEMUNIS und HERLE 1997] und [GUDEHUS 2004] sowie die weiterführende Literatur zu nennen.

<sup>116</sup>Mehrfeldprobleme behandeln die Kopplung mechanischer, hydraulischer und thermischer Zusammenhänge auf Basis der allgemeinen Thermodynamik, siehe z.B. [EHLERS 1989].

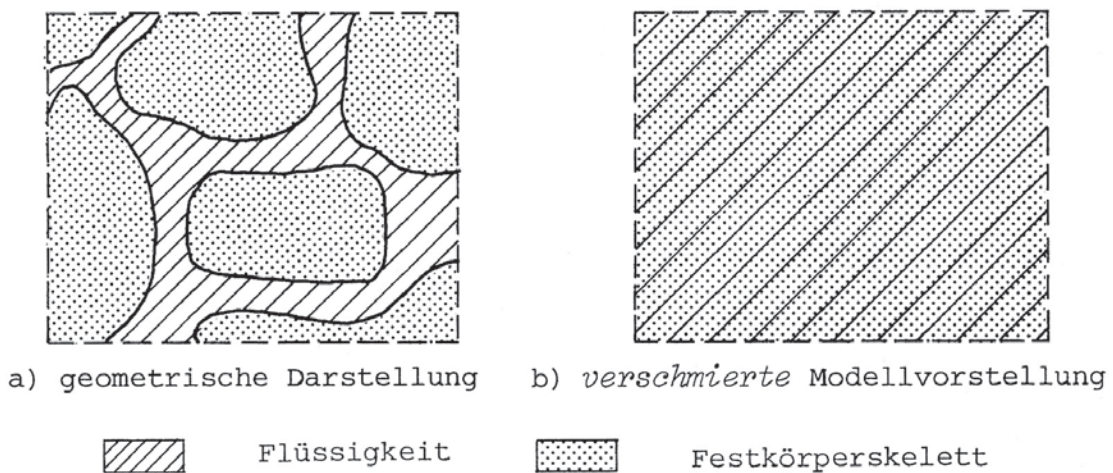


Abbildung 2.34: Modell eines porösen Mediums nach [EHLERS 1989]

Die Modellentwicklung auf Basis der Mischungstheorie ist thermodynamisch konsistent, d.h. sie trägt dem 1. und 2. Hauptsatz der Thermodynamik Rechnung, und stellt alle physikalisch relevanten Kopplungsmechanismen zur Beschreibung der Wechselbeziehungen zwischen einem porösen Feststoff und den Porenhalten zur Verfügung. Die Nachteile der TPM bestehen einerseits in der Identifikation der für die Beschreibung des Materialverhaltens erforderlichen Parameter<sup>117</sup> und andererseits in der Voraussetzung, dass für den Betrachtungsausschnitt eine isotrope Verteilung der „unvermischbaren“ Konstituierenden notwendig ist<sup>118</sup>.

Nachfolgend werden kurz die Grundlagen der konstitutiven Theorie Poröser Medien dargestellt. Zur Vertiefung dieser Ansätze wird auf die Spezialliteratur verwiesen<sup>119</sup>.

Basierend auf dem Konzept der Volumenanteile  $n_i = n_i(x, t)$ , wobei  $x$  der räumliche Punkt der Momentankonfiguration und  $t$  die aktuelle Zeit darstellen, kann das Partialvolumenelement einer Konstituierenden<sup>120</sup> wie folgt angegeben werden:

$$dv_i = n_i dv. \quad (2.101)$$

<sup>117</sup>Dieser Punkt stellt insbesondere für die praktische Anwendung in der Bodenmechanik wegen der aufwendigen Ermittlung der Materialparameter und der Diskrepanz zu bekannten und gängigen, bodenmechanischen Kenngrößen ein Problem dar.

<sup>118</sup>Materialien mit anisotropen Eigenschaften, wie z.B. sedimentierte Lockergesteinsböden oder tektonisch beanspruchte Felszonen, können dadurch nicht ohne weiteres abgebildet werden. Dies bezieht sich allerdings nicht auf anisotrope Permeabilitätseigenschaften, die durch eine geänderte Auflösung des Porenraumes eines Partialvolumenanteiles beschrieben werden können.

<sup>119</sup>Hier geben u.a. [DE BOER 2000], [EHLERS 1989] oder [EHLERS et al. 2003] einen umfassenden Überblick.

<sup>120</sup>Die Konstituierenden bezeichnen die Medien, die im Sinne der Mischungstheorie die Einzelstoffe des Gesamtkörpers bilden.



Daraus ergibt sich mit  $k$  als Anzahl der Konstituierenden das Gesamtvolumen eines Betrachtungsausschnittes  $B$  zu

$$V = \int_B \sum_{i=1}^k dv_i \quad (2.102)$$

Die Volumenanteile in einem gesättigten Medium genügen der Bedingung

$$\sum_{i=1}^k n_i = 1, \quad (2.103)$$

während für ungesättigte Medien der linke Teil von Gleichung 2.103  $< 1$  gilt (siehe [EHLERS 1989]). Die in Abbildung 2.34 dargestellte, statistische („verschmierte“) Modellbildung in Verbindung mit Gleichung 2.101 bedingt, dass die Beschreibung der inneren Struktur eines porösen Mediums auf die Angabe der Partialvolumina beschränkt bleibt. Im Rahmen der Mischungstheorie sind folgende Freiheitsgrade zulässig:

- eigener Bewegungszustand für jede Konstituierende (Phase);
- Massenaustauschprozesse zwischen den Konstituierenden sowie
- physikalisch oder chemisch initiierte Kopplungsmechanismen in Bewegungsgrößen, Drall und Energie.

Unter Berücksichtigung der kinematischen und thermodynamischen Grundgleichungen (Beschreibung des Bewegungs- und Temperaturzustandes eines Materials), der Kontinuumstheoretischen Bilanzgleichungen (Masse, Bewegung, Drall und Energie) sowie der konstitutiven Gleichungen für die einzelnen Konstituierenden, die an dieser Stelle nicht vertiefter dargestellt werden, und unter Einhaltung der „Materiellen Objektivität“<sup>121</sup> kann die Momentankonfiguration eines porösen Mediums aus der Referenzkonfiguration (Ausgangszustand) beschrieben werden. Dabei können für die Konstituierenden unterschiedliche Materialverhalten (Elastizität, Elastoplastizität, Viskosität o.a.) beliebig kombiniert und verknüpft werden.

Eine derartig geschlossene Beschreibung des Materialverhaltens eines Mediums, insbesondere des Mediums Boden, ist wünschenswert, entzieht sich jedoch bisher unter ingenieurmäßigen Gesichtspunkten weitgehend der Praktikabilität in der Anwendung. Die dargestellten Ansätze der Theorie Poröser Medien (TPM) stellen somit derzeit vor allem eine akademisch elegante Möglichkeit zur Erfassung und Beschreibung des Stoffverhaltens dar.

---

<sup>121</sup>Darunter ist die Unabhängigkeit aller konstitutiven Gleichungen (Stoffgesetze der Einzelkonstituierenden) von einer der Momentankonfiguration überlagerten Starrkörperrotation zu verstehen (siehe ebenso [EHLERS 1989]).



### 2.5.3.2 Das Barcelona Basic Model (BBM)

Zunehmende Bedeutung und wachsende Verbreitung bei der Modellierung von teilgesättigten Böden findet das von [ALONSO et al. 1990] in Barcelona auf Basis der CamClay Theorie entwickelte Stoffgesetz. Der wesentliche Vorteil dieses Modells liegt in der Formulierung der Stoffgleichungen mit zwei unabhängigen Spannungszustandsgrößen. Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass die Modellparameter anhand von Triaxialversuchen bestimmbar sind.

Dieses Modell beinhaltet die wesentlichsten, unter Abschnitt 2.2 beschriebenen Eigenschaften des teilgesättigten Bodens und geht für gesättigte Zustände in das konventionelle Critical-State Modell (Abschnitt 2.5.2.2) über. Das BBM wurde in seiner Basisform zunächst für schwach bis mäßig schwellfähige Böden, wie z.B. teilgesättigte Sande und Schluffe sowie tonige Sande bzw. sandige Tone und leichtplastische Tone entwickelt.

Das Kollapsphänomen teilgesättigter Böden ist in Abschnitt 2.2.2.3 beschrieben. Dieses Volumenänderungsverhalten stellt den Schlüsseleffekt für die Anwendung der unabhängigen Spannungszustandsgrößen dar. In experimentellen Untersuchungen hat sich insbesondere gezeigt, dass die Volumenänderungen einer Bodenprobe, die zuerst einer Sättigungsänderung unterliegt und anschließend durch äußere Beanspruchungen in einen neuen Spannungszustand gebracht wird, nicht die Gleichen sind wie bei einer Probe die zuerst äußeren Beanspruchungen (mechanischen Spannungsänderungen) unterliegt und anschließend in gleicherweise hydraulisch durch Sättigungsänderungen belastet wird. Lediglich Spannungsänderungen ohne Änderung des Saugspannungszustandes scheinen nach den bisher vorliegenden Versuchsergebnissen pfadunabhängig zu sein. Das BBM wurde ebenso wie das Critical-State Modell für den triaxialen Spannungszustand entwickelt. Im Gegensatz zum Modell von [MATYAS und RADHAKRISHNA 1968] trägt es der ausgeprägten Pfadabhängigkeit teilgesättigter Böden unter mechanischer und hydraulischer Beanspruchung verstärkter Rechnung.

Neben dem Kollapsverhalten stellt die durch Saugspannungsänderungen hervorgerufene plastische Volumenänderung des Bodens ein weiteres, wesentliches Merkmal dieses Modells dar. Die plastischen Verformungen treten dabei während des Entwässerungsprozesses (Trocknung) auf. Die Grundzüge des Modells werden nachfolgend erläutert.

Als Zustandsgrößen sind die Netto-Normal- und die Scherspannungen  $p$  und  $q$ , die Saugspannung  $s$  sowie die Porenzahl  $e$  bzw. das spezifische Volumen  $v$  (Gl. 2.41) gewählt und wie folgt definiert:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - u_a \quad (2.104)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.105)$$

$$s = (u_a - u_w) \quad (2.106)$$

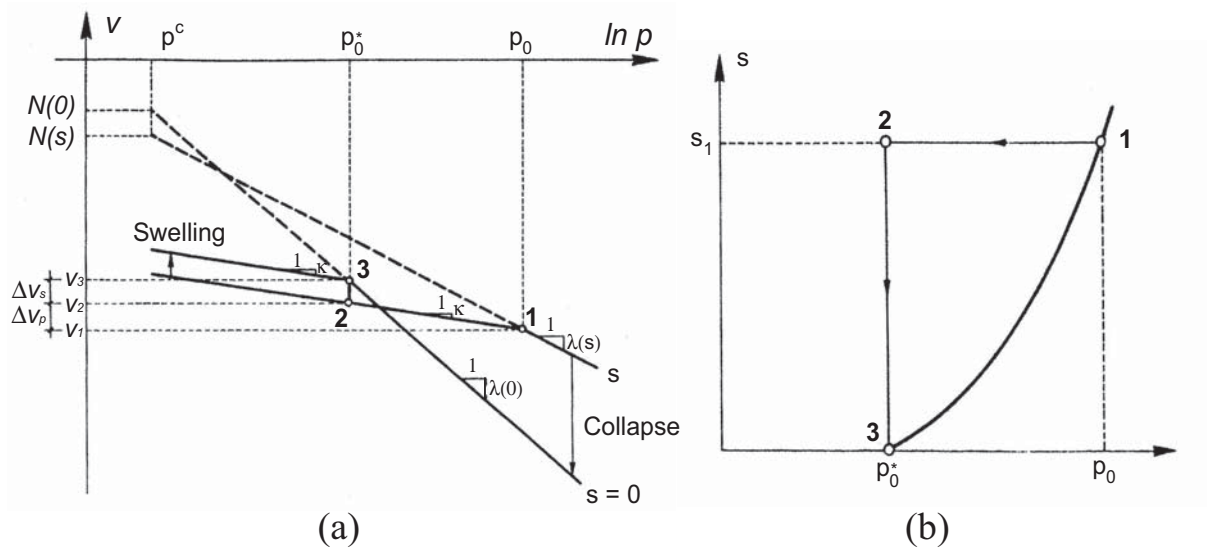


Abbildung 2.35: Mechanische Vorbelastung eines gesättigten und teilgesättigten Bodens im Ödometerversuch: a) Druck-Setzungsdiagramm; b) Spannungspfad im Druck-Saugspannungsdiagramm aus [ALONSO et al. 1990]

Unter ödometrischer Belastung zeigt das Modell das in Abbildung 2.35 dargestellte Verhalten. Ein mit einem Referenzdruck ( $p^c$ ) belasteter, gesättigter Boden zeigt unter Erstbelastung eine Steifigkeit  $\lambda_{(0)}$  die geringer ist als die Steifigkeit des gleichen, jedoch teilgesättigten Bodens  $\lambda_{(s)}$ . Die Steifigkeiten der Ent- und Wiederbelastung beider Böden werden als annähernd gleich ( $\kappa = \kappa_{(0)} = \kappa_{(s)}$ ) angenommen<sup>122</sup>. Die isotrope Spannung  $p_0$  bezeichnet die Vorbelastung des teilgesättigten Bodens und  $p_0^*$  die Vorbelastung des gleichen, jedoch gesättigten Bodens. Für das spezifische Volumen gilt mit den Bezeichnungen in Abbildung 2.35a allgemein:

$$v = N_{(s)} - \lambda_{(s)} \ln \frac{p}{p^c} \quad (2.107)$$

Eine isotrope Entlastung unter konstanter Saugspannung (bis  $p = p_0^*$ ) mit anschließender Reduktion der Saugspannungen durch Bewässerung der Probe gemäß dem in Abb. 2.35b dargestellten Spannungspfad (Punkte 1-2-3), führt die Probe von der Vorbelastung des teilgesättigten Zustandes in die Vorbelastung des gesättigten Zustandes. Beide Punkte (1 und 3) liegen im Druck-Saugspannungsdiagramm auf einer Kurve, der sogenannten Load-Collapse-Grenzkurve (LC). Die mit diesem Spannungspfad einhergehende Volumenänderung setzt sich aus einem mechanisch initiiertem und einem hydraulisch initiiertem Anteil zusammen:

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3, \quad (2.108)$$

<sup>122</sup>Diese Annahme ist nicht zwingend notwendig, vereinfacht aber die folgenden Darstellungen.

wobei der hydraulische Anteil  $\Delta v_s$  als reversible Schwellverformung gemäß Gleichung 2.107 mit

$$dv = -\kappa_{(s)} \frac{ds}{s + p_{at}} \quad (2.109)$$

beschrieben ist<sup>123</sup>. Aus den vorgenannten Gleichungen ergibt sich dann für die LC-Kurve folgender Zusammenhang:

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{\lambda_{(0)} - \kappa}{\lambda_{(s)} - \kappa}} \quad (2.110)$$

In gleicher Weise wie für die mechanische Beanspruchung ist angenommen, dass für eine hydraulische Belastung (Saugspannungsänderung) eine Vorbelastung  $s_0$  besteht, innerhalb derer Volumenänderungen rein elastischer Natur sind und erst bei deren Überschreitung  $s \geq s_0$  plastische Volumenänderungen entstehen (Abb. 2.36). Diese maximale Saugspannungsvorbelastung des teilgesättigten Bodens wird im s-p-Spannungsdiagramm durch die Suction-Increase-Kurve (SI) repräsentiert. Der Bereich innerhalb der LC- und SI-Kurve begrenzt die Region aller Spannungszustände mit elastischen Verformungen, die sog. elastische Region (Abb. 2.37b). Die Position der LC- und SI-Kurve wird durch die irreversiblen, pla-

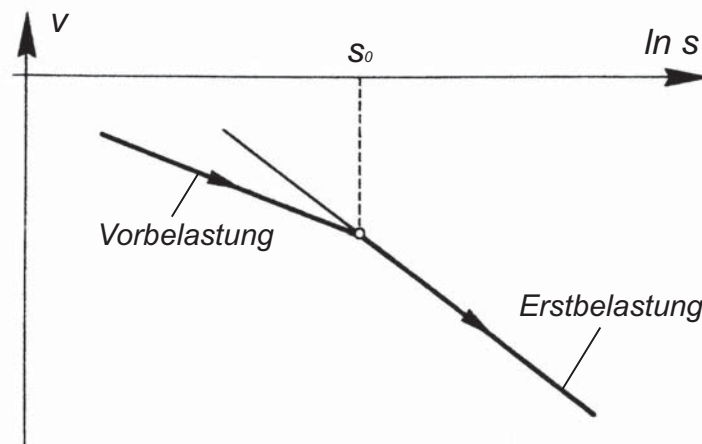


Abbildung 2.36: Hydraulische Vorbelastung eines teilgesättigten Bodens im Saugspannungs-Setzungsdiagramm aus [ALONSO et al. 1990]

stischen Verformungen kontrolliert. Die volumetrische Verfestigung wird einerseits durch die plastischen, volumetrischen Verformungen infolge mechanischer Spannungen

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda_{(0)} - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (2.111)$$

<sup>123</sup>  $p_{at}$  bezeichnet den atmosphärischen Referenzdruck ( $p_{at} > 0$ ). Die Einführung eines Referenzdruckes in Gleichungen der o.g. Form ist zur Vermeidung von Singularitäten erforderlich.



Scherbeanspruchungen<sup>124</sup> werden zusätzlich durch die Zustandsgröße  $q$  gemäß Gleichung 2.105 repräsentiert. Der Verzerrungszustand unter einem triaxialen Spannungszustand ist durch die volumetrische Verformung  $\varepsilon_v$  und die Scherverzerrung  $\varepsilon_s$  wie folgt definiert:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \varepsilon_3, \quad (2.118)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3). \quad (2.119)$$

Wie bereits dargestellt, geht das BBM für gesättigte Zustände in das modifizierte CamClay Modell über: die Grenzfunktion des CamClay Modells in der Hauptspannungsebene wird durch eine Ellipsenform repräsentiert. Die Grenzfunktionen des BBM für Spannungszustände  $s > 0$  wird durch geometrisch ähnliche Ellipsen beschrieben. Der Grenzzustand des teilgesättigten Bodens wird dabei in gleicher Weise von einer Critical-State-Line (CSL) erfasst wie beim gesättigten Boden. Der Effekt der zunehmenden Saugspannung auf die CSL kann dabei als eine Zunahme der Scherfestigkeit verstanden werden. Im Modell äußert sich dieser Effekt als Saugspannungsabhängige Kohäsion.

Unter Berücksichtigung der Bezeichnung in Abbildung 2.37a lautet die Grenzfunktion

$$q^2 - M^2 (p + p_s)(p_0 - p) = 0. \quad (2.120)$$

In Abbildung 2.38 ist das BBM im dreidimensionalen, um die Saugspannung erweiterten Hauptspannungsraum dargestellt. Wie aus der Abbildung zu erkennen ist, erweitert sich auch die SI-Grenzkurve für Spannungszustände  $q > 0$  dergestalt, dass diese durch die Grenzkurve nach Gleichung 2.120 im Spannungsraum begrenzt wird.

Dem Modell liegt eine nichtassoziierte Fließregel für Spannungszustände mit konstanter Saugspannung ( $s = konst.$ ) zugrunde. Zur Vermeidung der bei Critical-State Modellen bekannten Überbewertung der  $K_0$ -Spannungszustände<sup>125</sup> ist in die Fließregel ein Korrekturfaktor  $\alpha$  eingeführt, der diesem Umstand Rechnung trägt und für  $K_0$ -Spannungszustände eine vernachlässigbare Seitendehnung erzeugt. Damit nimmt die Fließregel folgende Form an:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)}. \quad (2.121)$$

Die Verzerrungsinkremente  $d\varepsilon_s^p$  und  $d\varepsilon_{vp}^p$  bezeichnen die plastischen Verformungen aus Scherbeanspruchungen, die sich durch eine Aufweitung der Grenzfunk-

<sup>124</sup>In Sinne des BBM's der triaxiale bzw. rotationssymmetrische Spannungszustand mit  $\sigma_2 = \sigma_3$ .

<sup>125</sup>Der  $K_0$ -Zustand wird im Allg. durch den empirischen Ansatz  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$  erfasst. Nach JAKY 1948 in [ALONSO et al. 1990] gilt für die Critical-State Modelle:  $K_0 = 1 - \sin \varphi' = \frac{6-2M}{6+M}$ .

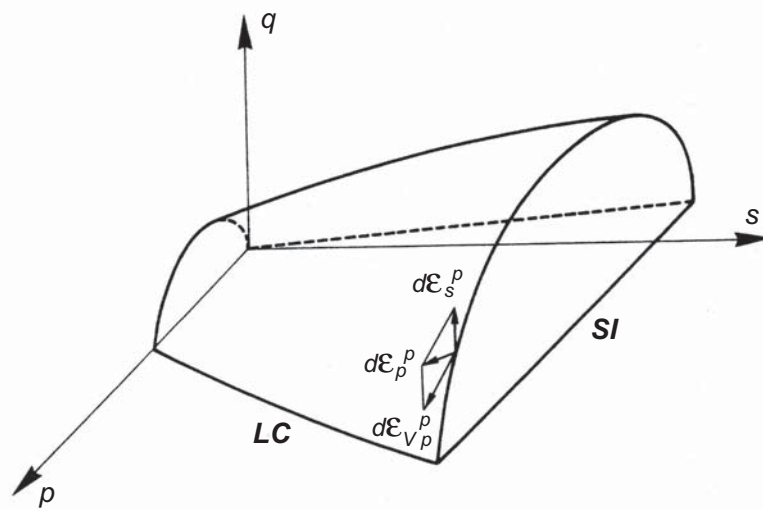


Abbildung 2.38: Darstellung der Grenzflächen des BBM im dreidimensionalen p-q-s-Spannungsraum

tion (Gl. 2.120) ergeben<sup>126</sup>. Weitere plastische Verzerrungsincremente  $\varepsilon_{vs}^p$  folgen aus der Erhöhung der Saugspannungen gemäß Gleichung 2.112.

Die inkrementell elastischen Verformungsanteile aus einer Scherbeanspruchung ergeben sich aus Gleichung 2.119 unter Verwendung des Schubmoduls zu

$$d\varepsilon_s^e = \left( \frac{1}{3} G \right) dq. \quad (2.122)$$

Die Modellgüte ist durch Nachrechnung unterschiedlicher mechanischer und hydraulischer Spannungspfade nachgewiesen. In Abbildung 2.39b sind z.B. drei Arbeitslinien für jeweils unterschiedliche, aber konstante Saugspannungen dargestellt. Die dazugehörigen Spannungspfade sind in Abbildung 2.39a im erweiterten Hauptspannungsraum zu sehen. Erwartungsgemäß zeigt sich eine Erhöhung der Scherfestigkeit mit zunehmender Saugspannung.

Als weiteres Beispiel ist das Kollapsphänomen in Abbildung 2.40 dargestellt. Im links dargestellten Spannungspfad ist die Probe zunächst durch Trocknung mit einer Erhöhung der Saugspannungen (Punkt B) und anschließend (unter einer konstanten Saugspannung) durch eine isotrop-mechanische Spannungserhöhung (Punkt C) und eine Scherbeanspruchung (Punkt D) belastet. Die darauffolgende Reduktion der Saugspannungen erfolgt durch eine Bewässerung der Probe<sup>127</sup> (Spannungszustand fällt auf Punkt E ab).

<sup>126</sup>Die Ableitung der entsprechenden Ausdrücke ergibt sich auf Basis der Plastizitätstheorie dehnungsverfestigender Werkstoffe und kann in der Originalliteratur nachgelesen werden.

<sup>127</sup>Eine solche Beanspruchungsgeschichte liegt typischerweise bei der Herstellung von Böschun-



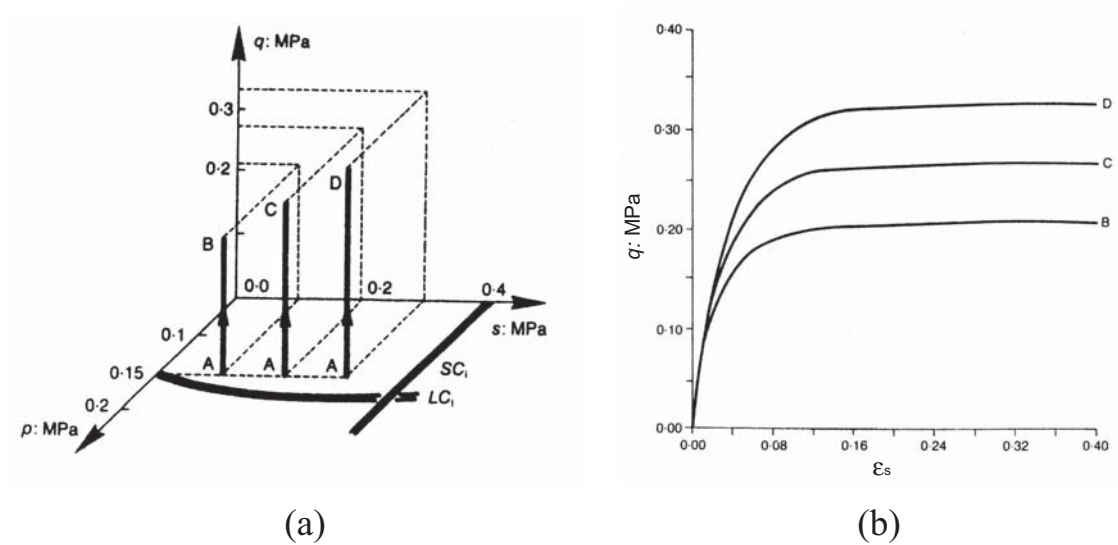


Abbildung 2.39: Reaktion des BBM auf Scherbeanspruchungen mit unterschiedlichen Anfangssaugspannungen: a) Spannungspfad; b) Arbeitslinien der Scherverversuche im Scherspannungs-/Scherverzerrungsdiagramm

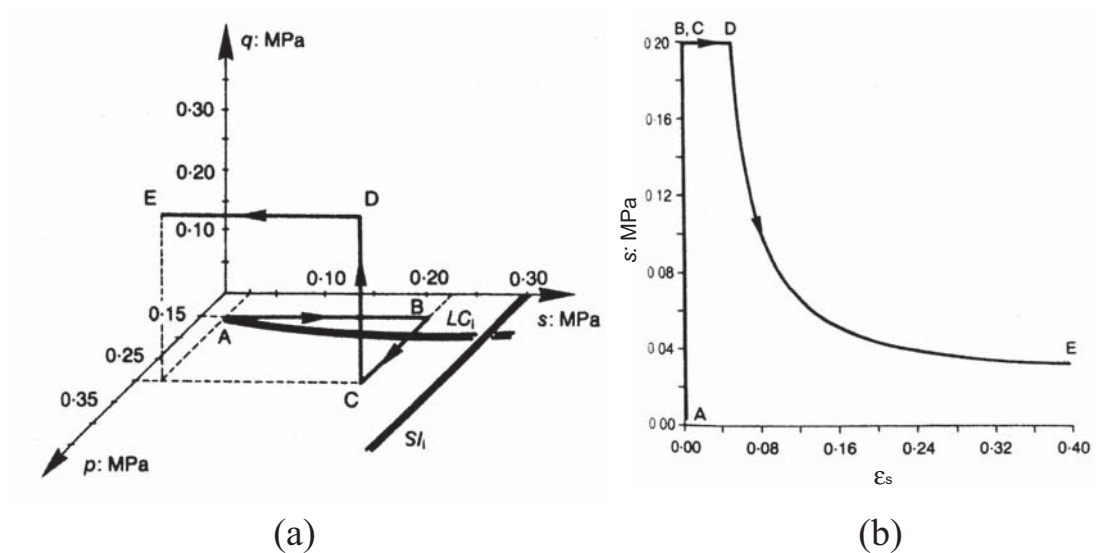


Abbildung 2.40: Modellantwort des BBM auf Verringerung der Saugspannung durch Bewässerung: a) Spannungspfad; b) Saugspannungs-/Scherverzerrungsdiagramm

In Abbildung 2.40a sind die Anfangszustände der Grenzkurven (LC- und SI-Kurven) dargestellt. Mit dem Spannungspfad BC weitet sich die LC-Kurve in der s-p-Ebene und mit dem Pfad CD im s-p-q-Spannungsraum auf. Die Bewässerung führt zu einem deutlichen Spannungsabfall außerhalb der elastischen Region der LC-Kurve und damit verbunden zu irreversiblen plastischen Verformungen bzw. zum Kollaps des Bodens.

Bereits mit der Arbeit von [GENS und ALONSO 1992] wurde das Modell auf quellfähige Tonböden (mittel- und hochplastische Tone) erweitert. Das Barcelona Basic Modell stellt derzeit den Stand der Wissenschaft zur Modellierung teilgesättigter Böden dar. Dieses Modell wurde im Rahmen einer Vielzahl von Untersuchungen verbessert und weiterentwickelt<sup>128</sup>. Nicht möglich ist es bisher, im Gegensatz zu hydraulisch-zyklischen Beanspruchungen auch mechanisch-zyklisch motivierte Spannungszustände und die daraus resultierenden Einflüsse auf das Materialverhalten ausreichend zutreffend zu modellieren.

## 2.5.4 Modellierung zyklischer Einwirkungen

Zur Modellierung des beobachteten Materialverhaltens unter zyklischen Lasteinwirkungen ist die Berücksichtigung plastischer Verformungen bei wiederholter Ent- und Wiederbelastung erforderlich. Dazu wurden u.a. elastoplastische Stoffgesetze mit kinematischer bzw. kombinierter Verfestigung<sup>129</sup> auf Basis plastischer und viskoplastischer Stoffansätze entwickelt.

### 2.5.4.1 Elastoplastische Mehrflächenmodelle

Die durch zyklische Einwirkungen erzeugten Spannungs-Verzerrungs-Hysteresen lassen sich durch sog. „Mehrflächenmodelle“, die zunächst von [IWAN 1967] und [MRÒZ 1967] für Metalle entwickelt wurden und die später von [PRÈVOST 1977], [MRÒZ et al. 1978] und [MRÒZ et al. 1981] auch auf bindige Böden übertragen wurden, abbilden. Die Modelle zeichnen sich durch mehrere, innerhalb einer Konsolidierungsfläche verschachtelte Fließflächen aus, welche in Abhängigkeit des Spannungspfades ihre Lage ändern, sich jedoch nicht überschneiden können. Die Zwischenräume der einzelnen Fließflächen charakterisieren konstante Verfestigungseigenschaften und passen sich dadurch den durch die zyklische Belastung hervorgerufenen Steifigkeitsänderungen an.

Abbildung 2.41 zeigt die Funktionsweise eines Mehrflächenmodells für kompressible Be- und Entlastung (Pfad O-D-E) sowie eine daran anschließende ex-

---

gen in teilgesättigten Böden und der anschließenden Infiltration von Niederschlagswasser in die Böschungsoberfläche vor.

<sup>128</sup>Entsprechende Veröffentlichungen dazu sind in Abschnitt 1.2 angegeben.

<sup>129</sup>Siehe dazu auch Abschnitt 2.5.2.1.

tensible Be- und Entlastungsphase (Pfad E-H-I). Der graue gefärbte Kern der inneren Fließfläche  $f_0$  (sog. Anfangsfließfläche) umschließt den elastischen Bereich und ändert seine Größe während der Belastung nicht. Durch die Änderung der Einwirkungen verschiebt sich die Anfangsfließfläche entlang des jeweiligen Spannungspfades. Bei Berührung einer weiteren Fließfläche wird diese „mitgenommen“ und es kommt, wie in den Arbeitslinien dargestellt, zur Änderung der Materialsteifigkeit, die durch den Verfestigungsmodul repräsentiert wird. Die plastischen Verformungen werden dann inkrementell aus den Verfestigungsmoduln der berührten Fließflächen ermittelt. Für die Belastungsumkehr gilt zunächst der Verfestigungsmodul der Anfangsfließfläche (Pfad D-E ist parallel zu O-A).

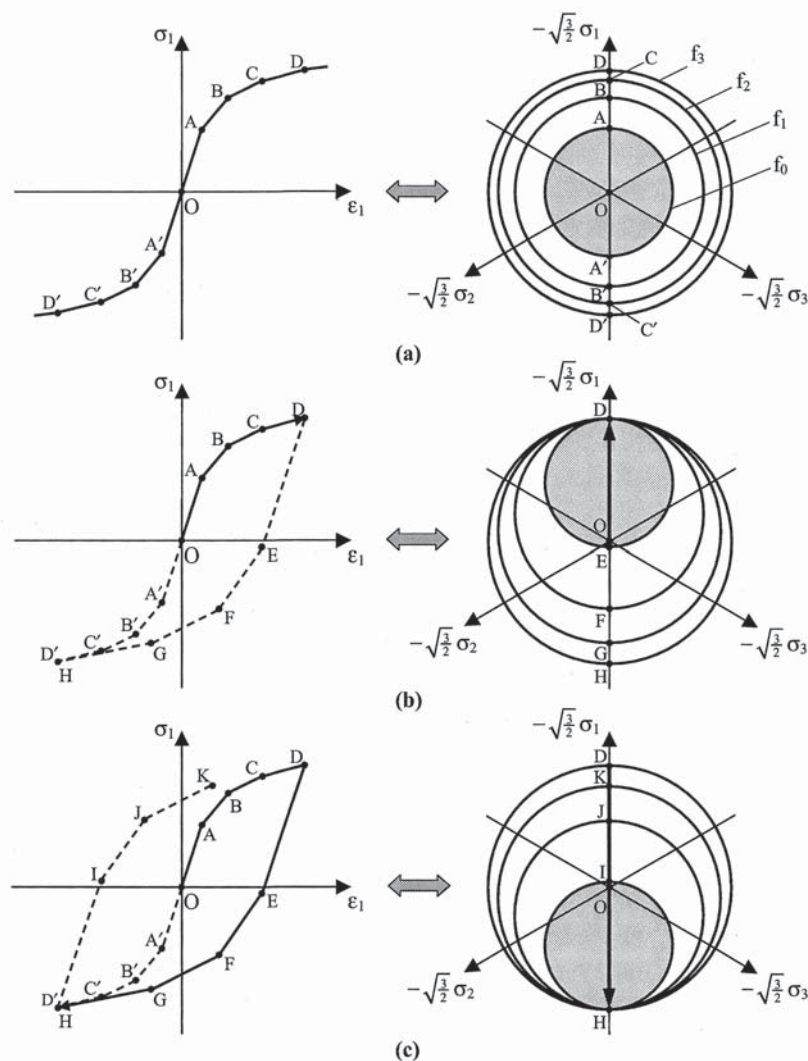


Abbildung 2.41: Mehrflächenmodell nach [MRÖZ 1969]: a) Ausgangsspannungszustand; b) Kompressionspfad (O-D); c) Extensionspfad (D-H) aus [LI 2002]

Die gute Anpassungsfähigkeit der Mehrflächenmodelle wird jedoch mit einem hohem numerischen Aufwand zur Beschreibung der geometrischen Beziehungen

aller Fließflächen und der damit verbundenen Komplexität erkaufte. Daneben lassen sich durch eine kinematische Verfestigung nur Belastungshysteresen gleicher Form und Größe abbilden. Um die Akkumulation plastischer Verformungen durch anhaltende zyklische Belastungen zu beschreiben, ist die Kombination von kinematischer und isotroper Verfestigung erforderlich.

Eine Verbesserung der Mehrflächenmodelle in dieser Hinsicht stellen die Zweiflächenmodelle<sup>130</sup> von [DAFALIAS und POPOV 1975] dar. Des Weiteren sind die Arbeiten von [KRIEG 1975] und [DAFALIAS und HERRMANN 1980] sowie von [DAFALIAS und HERRMANN 1982] zu nennen. Im Gegensatz zu den Mehrflächenmodellen wird die Verfestigung durch den räumlichen Abstand zweier konjugierender Punkte auf der äußeren Konsolidierungsfläche (*engl.: yield surface*) und der inneren Belastungsfläche (*engl.: bounding surface*) festgelegt. Die mit zunehmender Zyklenzahl entstehende Veränderung des Abstandes dieser Punkte erzeugt eine Änderung der Bodensteifigkeit, die zur Beschreibung der plastischen Verformungen herangezogen wird. Dabei werden die zyklisch bedingten, plastischen Verformungen mit einer Interpolationsfunktion für den sog. plastischen Modul (Gl. 2.80) beschrieben.

Als weiterer Unterschied zum Mehrflächenmodell existiert im Zweiflächenmodell kein rein elastischer Bereich (Anfangsfließfläche). Damit setzt sich jegliche Verformung aus einem elastischen und plastischen Anteil zusammen. Erweiterungen zu diesem Modelltyp finden sich in [GAJO und MUIR WOOD 1999] und [LI 2002].

[RUSSELL und KHALILI 2005] präsentieren ein Zweiflächenmodell für teilgesättigte Sande auf Basis der o.g. Modelle. Das Modell ist für effektive Spannungen nach Gleichung 2.31 formuliert.

Die Saugspannungen sind über den  $\chi$ -Faktor in der Form

$$\chi = \left( \frac{s}{s_e} \right)^{0.55} \quad (2.123)$$

berücksichtigt.  $s_e$  bezeichnet dabei die Saugspannungen beim Übergang vom gesättigten in den teilgesättigten Zustand des Bodens. Eine Kopplung der hydraulischen und mechanischen Effekte ist nicht berücksichtigt.

Der wesentliche Vorteil der Zweiflächenmodelle liegt in der Anpassungsfähigkeit der plastischen Dehnungsinkremente an die einzelnen Belastungsschritte sowie die korrekte Erfassung der Verformungen bei einer Belastungsumkehr. Die Zweiflächenmodelle stellen einen guten Kompromiß zwischen der phänomenologischen Exaktheit und dem numerischen Aufwand dar. Diese Modelle eignen sich besonders für kohäsive Böden unter undrainierten Bedingungen.

---

<sup>130</sup>*engl.: bounding-surface-model*

### 2.5.4.2 Hypoplastisches Stoffgesetz

Wie bereits in Abschnitt 2.5.2.3 dargestellt, eignen sich Hypoplastische Stoffgesetze aufgrund ihrer einfachen Modellstruktur besonders zur Beschreibung zyklischer Lastereignisse, da hier, im Gegensatz zu elastoplastischen Stoffgesetzen, nicht zwischen Belastungen und Entlastungen unterschieden werden muss<sup>131</sup>. Eine Aufspaltung in elastische und plastische Verformungsanteile findet nicht statt.

Ein wesentlicher Aspekt für die Modellierung zyklisch bedingter Verformungen ist die im Stoffmodell berücksichtigte Dichteabhängigkeit des Materialverhaltens. Des Weiteren wurde durch die Implementierung der sog. „intergranularen Dehnung“ von [NIEMUNIS und HERLE 1997] eine Möglichkeit geschaffen elastische Verformung bei Änderung der Belastungsrichtung zuzulassen. Dadurch wurde die Abbildung zyklischer Beanspruchung deutlich verbessert<sup>132</sup>.

Mit dem Konzept der intergranularen Dehnung wird ein kleiner elastischer Bereich (Interface) an den Kornkontaktflächen eingeführt, der bei einer Richtungsänderung des Spannungspfades durchschritten wird. Dabei machte man sich die Beobachtung zunutze, dass sich granulare Materialien bei sehr kleinen zyklischen Verformungen quasi-elastisch verhalten. Das Prinzip der intergranularen Dehnung ist in Abbildung 2.42 dargestellt. Hier bezeichnet  $R$  den intergranularen Scherdehnungsbereich, in dem bei Lastrichtungsänderungen zunächst elastische Verformungen erzeugt werden. Die Ellipsen (Abb. 2.42 links) grenzen diesen elastischen Bereich für verschiedene Lastrichtungsänderungen exemplarisch ein und sind in gewisser Weise mit den Fließflächen elastoplastischer Stoffgesetze vergleichbar. Die Änderung der Lastrichtung über den Bereich  $R$  hinaus ist mit einer Änderung der Materialsteifigkeit verbunden (Abb. 2.42 rechts). Durch diese Erweiterung werden neben den 8 bestehenden Materialparametern des Hypoplastischen Stoffgesetzes 5 weitere eingeführt, deren versuchstechnische Bestimmung nur mit entsprechendem Aufwand möglich ist.

Durch die Arbeit von [FESTAG 2003] wurde im Stoffmodell der Kornabrieb unter fortdauernder zyklischer Belastung (Lastzyklenzahl  $N \geq 10^6$ ) implementiert, da sich zeigte, dass auch nach Einführung der intergranularen Dehnung die Verformungen bei einer großen Anzahl an Lastzyklen überschätzt werden. Zur Erfassung des Kornabriebs untersuchte der Autor die Abhängigkeit der Materialparameter von der Kornform und führt basieren auf seinen experimentellen Untersuchungen den sog. Rundungskoeffizient als zusätzlichen Einfluss auf die

---

<sup>131</sup>Diese Unterscheidung, die bei elastoplastischen Stoffgesetzen durch das Konstrukt der Fließ- und Potentialfunktionen vorgenommen werden muss, hat ihre historische Begründung in der ursprünglichen Entwicklung dieser Stoffgesetze für metallische Werkstoffe. Solche Materialien weisen sehr wohl eine gewisse Grenze zwischen elastischem und plastischem Verhalten auf.

<sup>132</sup>In der Formulierung des Hypoplastischen Stoffgesetzes bis 1997 führten zyklische Belastungen schon bei einer geringen Anzahl von Lastzyklen zu einer unrealistischen Akkumulation plastischer Verformungen.



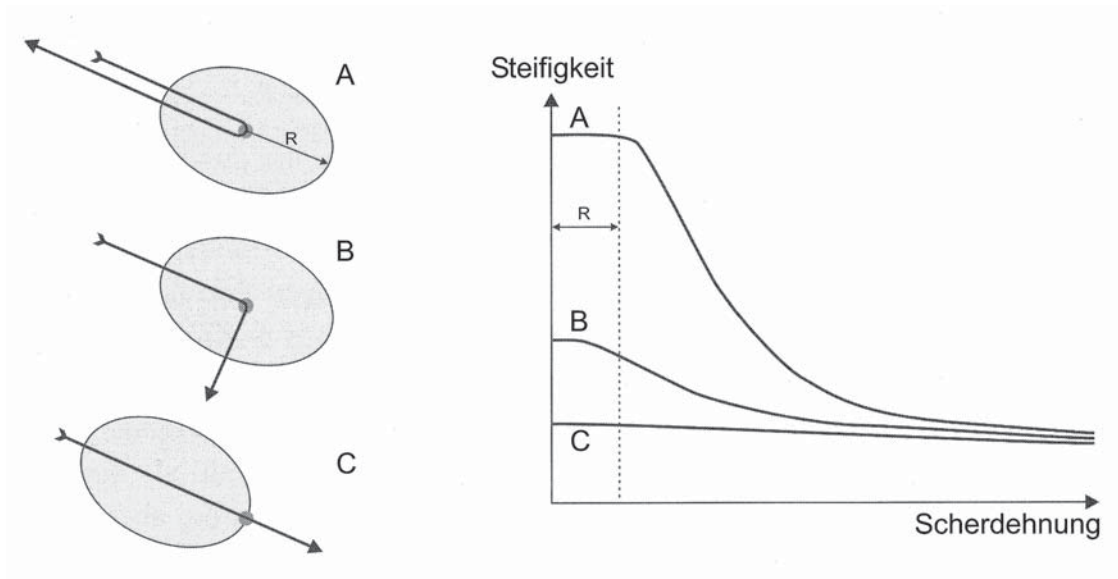


Abbildung 2.42: Steifigkeitsanpassung im Hypoplastischen Stoffgesetz mittels intergranularer Dehnung, aus [FESTAG 2003]

Materialparameter ein.

Anzumerken bleibt, dass das Hypoplastische Stoffgesetz auf der Grundlage von Untersuchungsergebnissen an verschiedenen kohäsionslosen Sanden entwickelt und weiterentwickelt wurde und hier eine sehr gute Übereinstimmung mit dem gemessenen Materialverhalten zeigt. Das Konzept der intergranularen Dehnung lässt sich jedoch nicht ohne weiteres auf kohäsive und teilgesättigte Böden übertragen. Hier wirken außer den mechanischen Kräften an den Kornkontaktflächen zusätzlich elektro-chemische Bindungskräfte an den Einzelkörnern, die mechanischen und hydraulischen Einflüssen unterliegen.

Eine Übertragung der Ergebnisse kohäsionsloser Erdstoffe auf teilgesättigte, bindige Böden ist nur bedingt möglich und bedarf weiterer Untersuchungen und Forschungsarbeit.

### 2.5.4.3 Weitere Modellansätze

Neben den vorgenannten Stoffmodellen existieren weitere, vor allem explizite Modellansätze für wiederholte Belastungen, die auf den Ansätzen der Viskoplastizität basieren<sup>133</sup>. Diese Ansätze beruhen i.W. auf empirischen Beobachtungen und lassen sich im Allg. nicht einheitlich physikalisch interpretieren.

Als weitere Möglichkeit zur Beschreibung zyklischer Beanspruchung erwähnt [FESTAG 2003] das „shakedown“ Konzept von [SHARP und BOOKER 1984]. Die-

<sup>133</sup>Einen Überblick über diese Arbeiten gibt z.B. [FESTAG 2003]. Bei den expliziten Modellansätzen sind insbesondere die Arbeiten von [NIEMUNIS 2000] und [GOTSCHOL 2002] zu nennen



ses Modell eignet sich für granulare Materialien und unterscheidet insgesamt 3 Belastungszustände: rein elastische Verformungen („elastic shakedown“), stagnierende plastische Verformungen („plastic shakedown“) und bis zum Grenzzustand fortschreitende plastische Verformungen („ratcheting“). Für bindige Böden und die Berücksichtigung von Porenwasserdruckänderungen eignen sich diese Modell nach dem derzeitigen Kenntnisstand nicht.

## **2.6 Folgerungen für die experimentellen Untersuchungen**

Die konsequente Erfassung des vollständigen Materialverhaltens teilgesättigter bindiger Böden erfordert die getrennte Messung, Regelung und Steuerung sowohl der äußeren Belastungen (totale Spannungen) wie auch der „inneren“ Saugspannung nach dem Konzept der unabhängigen Spannungszustandsgrößen. Der Mess- und Regelaufwand für entsprechende Versuchsstände ist extrem aufwendig und erfordert langwierige Entwicklungsarbeiten.

Die Erfassung der Saugspannungen erfolgt standardmäßig über keramische Platten. Insbesondere bei zyklisch-mechanischen Belastungen erweist sich diese Messmethode als schwierig und führt infolge von Wassergehaltsänderungen und der Akkumulation von Wasser an der Platte zu nicht reproduzierbaren Versuchsergebnissen. Um dennoch aussagekräftige Untersuchungsergebnisse zu erzielen, besteht unter bestimmten Einschränkung die Möglichkeit, Tensiometer zu verwenden. Mit entsprechenden Modifizierungen an einer bestehenden Triaxialzelle für zyklisch/ dynamische Belastungen sowie an einem Ödometer kann eine Saugspannungsmessung mit verhältnismäßig geringem Aufwand realisiert werden. Eine Saugspannungssteuerung im Sinne unabhängiger Spannungszustandsgrößen ist dennoch nicht möglich.

Durch die Verwendung solcher modifizierter Versuchsstände lässt sich das Spannungs-Verformungsverhalten unter Berücksichtigung der Veränderungen der Saugspannungen ermitteln. Die Grundlage für die modellhafte Erfassung ist dann die Gültigkeit des Effektivspannungskonzeptes und die Verwendung elastoplastischer Stoffansätze. Hypoplastische Stoffmodelle werden in diesem Zusammenhang nicht weiter verfolgt.

Das Ziel der nachfolgenden experimentellen Untersuchungen ist es daher, das Materialverhalten unter Berücksichtigung der Saugspannungen des Bodens so zu erfassen, dass der Einfluss der Teilsättigung auf die zyklisch induzierten Verformungen beschrieben werden kann.

# Kapitel 3

## Experimentelle Untersuchungen zum Materialverhalten

In den experimentellen Untersuchungen werden die Einflüsse einer mechanisch-zyklisch initiierten Beanspruchung auf die Zustandsgrößen des teilgesättigten bindigen Bodens untersucht. Diese Untersuchungen beziehen sich somit auf die Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens unter Berücksichtigung der Saugspannungscharakteristik. Als Modellboden ist ein gut reproduzierbares Gemisch aus 97 Gew.-% Steinmehl und 3 Gew.-% Bentonit gewählt.

Die im Rahmen dieser Forschungsarbeit verwendeten Versuchsapparaturen wurden zum größten Teil am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der TU Kaiserslautern entwickelt bzw. vom Autor weiterentwickelt. Die gerätespezifischen Modifikationen, die verwendete Messtechnik sowie die variierten Versuchsparameter werden nachfolgend erläutert und die erzielten Versuchsergebnisse vorgestellt. Zunächst wird das generelle Untersuchungskonzept beschrieben und das gewählte Bodenmaterial sowie die Probenvorbereitung erläutert.

### 3.1 Untersuchungskonzept

Das Materialverhalten des Modellbodens ist für teilgesättigte und gesättigte Zustände in statischen und zyklischen Triaxialversuchen (Scherverhalten) sowie in ödometrischen Kompressionsversuchen (Volumenänderungsverhalten) untersucht. In den experimentellen Untersuchungen der vorliegenden Arbeit wird die Saugspannung des Bodens im jeweiligen Versuchsstand direkt erfasst. Für das Korngerüst des Bodens wird die Porenzahl als Zustandsgröße verwendet. Die Kopplung beider Größen erfolgt über die Saugspannungscharakteristik (SWCC oder  $pF$ -Kurve), wobei die SWCC eine Funktion der Porenzahl des Bodens darstellt.

Die Messung der Saugspannungen ist mit einem erhöhten experimentellen Aufwand verbunden. Wie in Abschnitt 2.3 bereits dargestellt, kommen zur direkten Messung der Saugspannung keramische Platten sowie Tensiometer in Frage. Hinsichtlich der zyklisch/dynamischen Belastung teilgesättigter Bodenproben in einer Triaxialzelle stellen sich zusätzlich besondere Anforderungen an die Mess- und Versuchstechnik. Dies sind u.a.:

- Repräsentative Messung der im Probeninnern herrschenden Saugspannung;
- ausreichende Reaktionsgeschwindigkeit der Keramik während der zyklischen Lastphasen zur Erfassung der Einflüsse aus den zyklischen Lastparametern (Lastamplitude, Frequenz und Zyklenzahl);
- Gewährleistung eines ständigen Kontakts zwischen Boden und Messkeramik bei Spannungspfaden mit wechselnden Lastpfaden und Lastumkehr;
- Vermeidung mechanischer Einflüsse infolge von Probenverformungen auf die eingebaute Saugspannungsmesstechnik.

Ein wesentlicher Punkt ist die Gewährleistung eines vollflächigen Kontaktes zwischen der Bodenprobe und der Keramik für den Fall der zyklischen Belastung mit wechselnden Lastrichtungen (Kompressions- und Extensionsbelastungen, konventionell-zyklische Wechselversuche). Daneben stellt sich bei teilgesättigten Böden unter zyklischer Belastung eine Relativbewegung der Einzelphasen (Feststoff - Flüssigkeit - Gas) zueinander ein, wobei vor allem die Flüssigkeit dem Einfluss der Erdanziehung unterliegt. Somit können an der Oberfläche einer im Probensockel angeordneten Keramik Flüssigkeitsansammlungen akkumulieren, die eine Fehlmessung der Saugspannung des Bodens begünstigen. In eigenen Messungen konnten [FREDLUND und RAHARDJO 1993] feststellen, dass der Messwert der Saugspannungen über die Probenhöhe ungleichmäßig verteilt ist. So ergaben sich in der Probenmitte andere Saugspannungswerte als am Probenfuß und am Probenkopf.

Der scheinbare Vorteil einer keramischen Platte mit Hilfe produktionsbedingter, hoher Lufteintrittspunkte ( $300 \text{ kPa} \leq u_{a0} \leq 1500 \text{ kPa}$ ) weite Spannen von Sättigungsbereichen im Boden zu erfassen, steht einer Anwendung unter zyklischen Belastungen aufgrund der erheblich höheren Reaktionszeiten dieser Keramiken auf Laständerungen entgegen. Unter Beachtung der o.g. Punkte ist eine Verwendung von keramischen Platten im Sockel- bzw. Kopfbereich der Triaxialzelle gemäß der herkömmlichen Bauarten solcher Zellen ([ROMERO et al. 1997]) ausgeschlossen.

Demgegenüber zeigen Tensiometer aufgrund der vergleichsweise kleinen keramischen Spitze mit niedrigen Lufteintrittspunkten ( $u_{a0} \leq 350 \text{ kPa}$ ) eine sehr

kurze Reaktionszeit ( $t \leq 1\text{ s}$ ) und können in beliebiger Probenhöhe appliziert werden. [ZAKOWICZ und GARBULEWSKI 1995] wendeten bereits Miniaturtensiometer an, die in der Kopfplatte der Zelle appliziert wurden. Der Einsatz von Tensiometern stößt jedoch an drei Punkten an seine Grenzen:

1. Der Messbereich der Saugspannungen ist aus physikalischen Gründen auf Werte  $(-u_w) \leq 85\text{ kPa}$  begrenzt, was den Bereich der erfassbaren Anfangs-sättigungsgrade des Bodens einschränkt.
2. Mit der Verwendung von Tensiometern geht eine Störung des Probengefüges einher, da die keramischen Spitze mit dem Boden vollflächig in Kontakt gebracht werden muss.
3. Letztlich muss das Tensiometer zur Messung repräsentativer Saugspannungen beim Einbau reibungsfrei in die Bodenprobe eingeführt werden, um eine Fehlmessung durch mechanische Beanspruchungen der Acrylglaskerze zu vermeiden.

Der erste Punkt kann aufgrund des physikalischen Prinzips und der herrschenden atmosphärischen Luftdruckbedingungen nicht modifiziert werden. Die beiden letzten Punkte sind durch eine genau definierte Probenvorbereitung und einen festgelegten Einbaumodus relativ einfach zu realisieren.

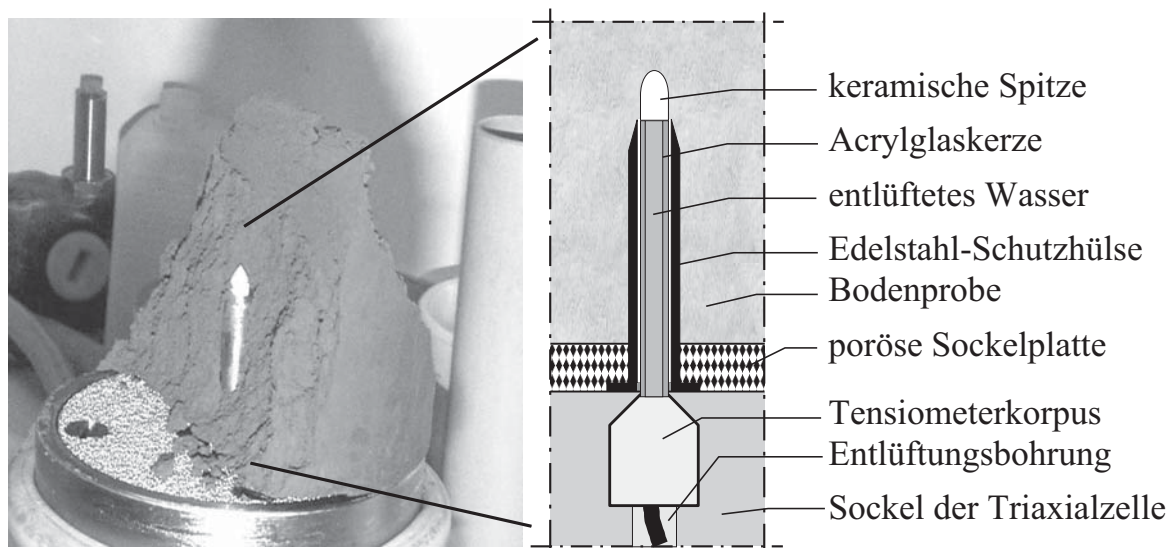


Abbildung 3.1: Ausschnitt aus einer Zylinderprobe (nach einem Triaxialversuch) mit Detailskizze zur Tensiometeranordnung

Neben diesen Erwägungen wurde in Vorversuchen die prinzipielle Eignung der Tensiometermesstechnik geprüft und darauf aufbauend ein Konzept zur Saugspannungsmessung in einer Triaxialzelle sowie in einem Ödometer entwickelt.

Die Saugspannungen werden als negative Porenwasserdrücke über ein Tensiometer im Zentrum der Probe erfasst (Abbildung 3.1). Bei dem verwendeten Tensiometer handelt es sich um das Miniaturtensiometer T 5 der Fa. UMS, München (siehe Abb. 2.22). Dieses ist so angeordnet, dass die keramische Spitze an der Tensiometerkerze vom Probensockel aus etwa 40 mm tief in die Probe hinein reicht. An der Rückseite des Tensiometers (Korpus) ist im Probensockel eine Bohrung durch die gesamte Sockelhöhe des Versuchsstandes angeordnet, welche mit dem Zellenfuß und über diesen mit dem atmosphärischen Luftdruck des Laborraumes in Verbindung steht. Diese Bohrung stellt einen gleichmäßigen Referenzdruck am Tensiometerkorpus sicher und ist absolut druckdicht für Luft und Wasser ausgeführt. Die Tensiometerkerze selbst ist durch ein dünnes Edelstahlrohr vor den Deformationen des Bodens geschützt, so dass eine Beanspruchung der Acrylglaskerze und damit eine Beeinflussung des angezeigten Messwertes ausgeschlossen ist. Durch die Kombination des Tensiometers mit der Axis-Translation-Methode (ATM) nach [HILF 1956] gemäß Abschnitt 2.3.1.2 kann der Messbereich der Saugspannungen auf max. 285 kPa erweitert werden. Der Versuchsablauf eines Triaxialversuches mit integrierter ATM ist in Abschnitt 3.4 detailliert beschrieben.

Analog zu den Modifikationen des Triaxialversuchsstandes wurde auch ein Bishop-Ödometer zur Erfassung der Saugspannungen mit der Tensiometermesstechnik ausgerüstet. Weitere Ausführungen dazu siehe Abschnitt 3.5.1.

Im Versuch werden neben der Saugspannungsmessung die äußeren Einwirkungen, d.h. die totalen Hauptspannungen im Triaxialversuch bzw. die axiale Hauptspannung im Ödometerversuch, auf die Bodenprobe kontrolliert aufgebracht und die jeweiligen Hauptdehnungen kontinuierlich gemessen. In Tabelle 3.1 sind die Boden- und Lastparameter sowie die Messgrößen für die durchgeführten Untersuchungen zusammengefasst.

Tabelle 3.1: Boden- und Lastparameter der experimentellen Untersuchungen

	<i>Triaxialversuche</i>	<i>Ödometerversuche</i>	<i>SWCC</i>
Bodenparameter:	$e_0, S_{r0}$	$e_0, S_{r0}$	$e_0$
Lastparameter:	$I_\sigma, \Delta\sigma_{zykl}, f, N$	$\sigma_1$	$w$
Messgrößen:	$\varepsilon_1, \varepsilon_3, (u_a - u_w)$	$\varepsilon_1, (u_a - u_w)$	$(u_a - u_w)$

In den untersuchten Bodenproben wurden gemäß Tabelle 3.1 die Anfangsporenzahl  $e_0$  sowie die Anfangsprobensättigung  $S_{r0}$  variiert. Zyklische Belastungen wurde nur in Triaxialversuchen aufgebracht. Dazu wurden die Lastparameter Spannungssumme  $I_\sigma$ , zyklische Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$ , Frequenz  $f$  und die Zyklenzahl  $N$  untersucht.



### 3.2 Bodenmaterial und Probenvorbereitung

Die Laboruntersuchungen sind an einem Modellboden ausgeführt, der aus einer Mischung von 97 Gew.-% Steinmehl und 3 Gew.-% Bentonit besteht. Das Steinmehl fällt in der Natursteinindustrie bei der mechanischen Zerkleinerung eines Phorphyrits (Tongrube Juchem, Idar-Oberstein) an und weist eine sehr homogene Kornverteilung im Schluffkornbereich auf. Zur Erhöhung des Tongehaltes ist Natrium-aktiviertes Bentonit verwendet. Die Kornverteilung des Ausgangsmaterials (Stm) sowie des Modellbodens (Stm 3/97) sind in Abbildung 3.2 dargestellt.

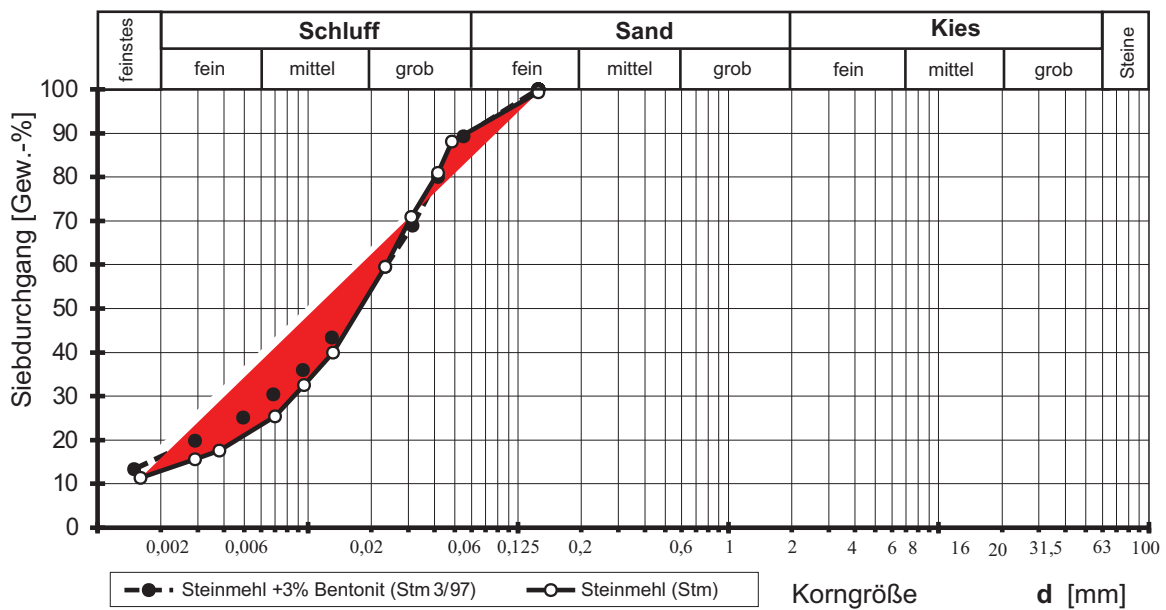


Abbildung 3.2: Kornverteilung des verwendeten Probenmaterials

Der Modellboden ist nach DIN 18196 als leichtplastischer Ton (Bodengruppe TL) anzusprechen und bildet somit einen Bereich ab, in dem die Teilsättigung für geotechnische Fragestellungen zunehmend an Bedeutung gewinnt. Das verwendete mineralische Steinmehl zeichnet sich durch einen hohen Homogenitätsgrad in der Kornstruktur aus, was eine gute Reproduzierbarkeit gewährleistet. Weitere bodenmechanische Kenngrößen des Modellbodens sind in Tabelle 3.2 zusammengestellt.

Die Bodenproben sind mit einem Verdichtungsgrad von  $95 \% \leq D_{pr} \leq 99 \%$  hergestellt, was einer Einbauporenzahl von  $0,50 \leq e_0 \leq 0,62$  entspricht. Der Einbausättigungsgrad variiert zwischen  $75 \% \leq S_{r0} \leq 100 \%$ . Insgesamt sind neun verschiedene Ausgangskonfigurationen mit drei unterschiedlichen Porenzahlen und Wassergehalten untersucht.



Tabelle 3.2: Kenngrößen des Modellbodens Stm 3/97

<b>Bodenkenngröße</b>	<b>Wert</b>
Proctordichte $\rho_{opt}$	1,81 t/m <sup>3</sup>
Korndichte $\rho_s$	2,65 t/m <sup>3</sup>
untersuchte Anfangsporenzahlen	$0,50 \leq e_0 \leq 0,62$
Wasserdurchlässigkeit $k_f$ ( $S_r = 1$ )	$1 * 10^{-10}$ m/s
Fließgrenze $w_L$	34 %
Plastizitätsindex $I_P$	13 %
Wasseraufnahme nach Enslin/Neff $w_a$	56 %
Kompressionsmodul $C_c$ ( $S_r = 1$ )	0,083
Schwellmodul $C_s$ ( $S_r = 1$ )	0,013
Reibungswinkel $\varphi'$	23°
Kohäsion $c'$ ( $S_r = 1$ )	34 - 37 kPa

Zur Herstellung der zylindrischen Probekörper wurden die Ausgangsmaterialien im trockenen Zustand angemischt und durch Wasserzugabe auf den erforderlichen Wassergehalt gebracht. Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Wassergehaltsverteilung wurde die feuchte Mischung nach dem Mischvorgang 24 Stunden unter Luftabschluss bei konstanter Raumtemperatur gelagert. Anschließend wurde der Wassergehalt nochmals überprüft und ggf. verifiziert. Das Material wurde in Vorversuchen in einen überhöhten Proctortopf eingebaut.

Die Probenverdichtung in mehreren Lagen analog zum Proctorversuch nach DIN 18127 zeigte eine stark schwankende Wassergehaltsverteilung<sup>1</sup> und damit auch eine ungleichmäßige Saugspannung im Probeninnern (Abb. 3.3, links). Eine repräsentative Probenvorbereitung konnte durch diese Verdichtungsmethode nicht erreicht werden, so dass der Modellboden alternativ statisch-ödometrisch in einer einzigen Einbauschicht verdichtet wurde (Abb. 3.3, rechts). Diese Verdichtung erfolgte in der einaxialen Druckpresse mit einer geringen Lastgeschwindigkeit. Aufgrund des geringen Schwellverhaltens des Modellbodens (siehe Tab. 3.2) wird durch die statisch-ödometrische Verdichtung eine gewisse Überkonsolidierung des Bodens ( $OCR \geq 1$ ) verursacht. Im Vergleich zu den infolge der Wassergehaltsschwankungen hervorgerufenen Saugspannungsänderung bei einer dynamischen Verdichtung der Proben wird der Effekt der Überkonsolidierung als untergeordnet eingeschätzt, so dass für die weiteren Betrachtungen und Untersuchungen hier von normalkonsolidierten Proben ( $OCR = 1$ ) ausgegangen wird.

<sup>1</sup>Die gemessene Wassergehaltsverteilung proctorverdichteter Proben zeigte generell einen stark alternierenden Verlauf. Es wurden max. Sättigungsunterschiede bis zu 2 % festgestellt.

Nach der Verdichtung wurden die Bodenproben in Aluminiumfolie verpackt und bei konstanter Raumtemperatur bis zur Weiterverarbeitung aufbewahrt.

Vor dem Einbau in den jeweiligen Versuchsstand war es erforderlich, die Zylinderprobe zur Aufnahme des Tensiometerschaftes (Abb. 3.1) zentrisch vorzubohren. Dadurch wurde vermieden, dass die Bodenprobe beim Aufsetzen auf den Sockel aufriss und für die Versuchsdurchführung unbrauchbar wurde. Die Bohrung wurde in Durchmesser und Tiefe auf den Außendurchmesser und die Länge der metallischen Schutzhülse abgestimmt. Sie wurde so ausgeführt, dass sich die Tensiometerspitze nach dem Aufsetzen der Bodenproben auf dem Sockel vollflächig in Kontakt mit dem Boden befand (siehe Abb. 3.1).

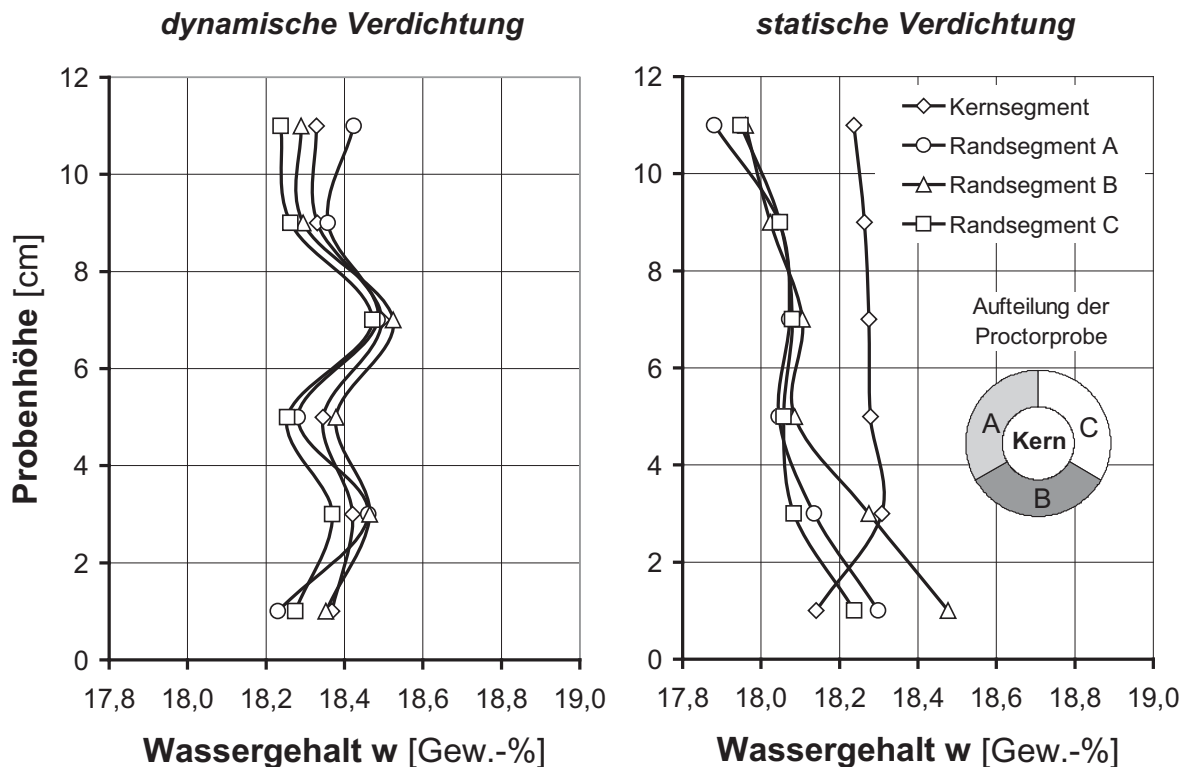


Abbildung 3.3: Vergleich der Wassergehaltsverteilungen

Zur Herstellung der Bohrung wurden Bohrschablonen und mehrere Holzschrauben verwendet. Es hat sich gezeigt, dass die Steigung einer Holzschraube am besten geeignet ist, bei unterster Drehzahl der Bohrmaschine das Bohrgut aus der Probe zu transportieren. Nach Abschluss dieser Arbeiten wurden die Proben vermessen, gewogen und mit der Bohrung nach unten auf das Tensiometer in den jeweiligen Versuchsstand eingebaut. Bei dieser Vorgehensweise wurde das Probengefüge am wenigsten gestört und lieferte reproduzierbare Ergebnisse.

## 3.3 Ermittlung der Saugspannungscharakteristik

### 3.3.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Teilsättigung eines Bodens wird mit der SoilWaterCharacteristicCurve beschrieben. Die Saugspannungscharakteristik wurde für den Modellboden sowohl für Adsorptionspfade (Bewässerung) wie auch für Desorptionspfade (Entwässerung) unter Berücksichtigung der Porenzahlabhängigkeit experimentell ermittelt. Die verwendete Versuchsanordnung dazu ist in Abbildung 3.4 dargestellt.

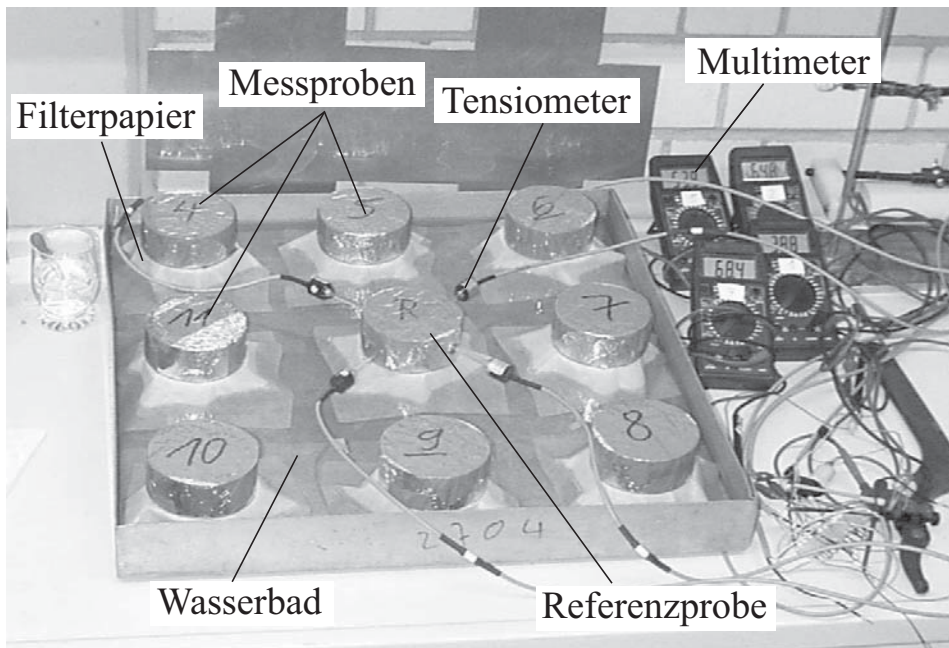


Abbildung 3.4: Ermittlung der Adsorptionkurve ( $SWCC^{ads}$ ) mit Tensiometern

Im Messbereich  $(u_a - u_w) < 85$  kPa ( $\approx$  pF = 2,93) sind die Messwerte mit Hilfe von Miniaturtensiometern (Fabrikat T 5, Fa. UMS - München) direkt nach der Referenzmethode erfasst. Dazu wurden insgesamt 9 Bodenproben mit gleicher Porenzahl und gleichem Wassergehalt hergestellt und in einer offenen Wanne auf Filterpapier aufgelegt. Zur Untersuchung des Adsorptionsverhaltens (Bewässerung) wurde der Sättigungsgrad der Proben so eingestellt, dass der Anfangswert der Saugspannungen  $(u_a - u_w)_0$  ca. 80 kPa betrug. In der Wannenmitte wurde eine Referenzprobe angeordnet, an der insgesamt 4 Tensiometer in unterschiedlichen Probertiefen appliziert wurden. Durch Befüllen der Wanne mit destilliertem und entlüftetem Wasser wurde eine gleichmäßige Bewässerung der Bodenproben über das eingetauchte Filterpapier erreicht und die Saugspannungen der Referenzprobe als Mittelwert aus 4 Messungen über die angeschlossenen Multimeter gemessen. Die Wassergehalte der einzelnen Messproben wurden zu unterschiedlichen Zeitpunkten bestimmt und den gemessenen Saugspannungen der Referenzprobe

entsprechend zugeordnet. Zur Vermeidung von Wassergehaltsänderungen infolge zirkulierender Raumluft waren alle Proben umseitig sowie an der Oberfläche mit Aluminiumfolie verpackt.

Das Desorptionsverhalten (Entwässerung) des Bodens wurde in ähnlicher Weise erfasst. Dazu wurden Bodenproben gleicher Dichte mit einem hohen Anfangssättigungsgrad ( $S_{r0} \approx 99\%$ ) ohne Abdeckung offen auf trockenes Filterpapier aufgelegt und durch einen Ventilator gleichmäßig belüftet. Die durch den Wasserentzug veränderliche Saugspannung wurde ebenfalls registriert und die Wassergehalte der Messproben zu den entsprechenden Messzeitpunkten durch Ofentrocknung ermittelt.

Saugspannungen ( $u_a - u_w$ )  $> 85$  kPa können aus den in Abschnitt 2.3.1.1 genannten Gründe mit Tensiometern nicht mehr erfasst werden. Um dennoch eine Aussage über den oberen Messbereich der SWCC zu erhalten, wurden für Bewässerungspfade weitere Messwerte aus dem Bereich  $10 \text{ MPa (pF} = 5) \leq (u_a - u_w) \leq 1.000 \text{ MPa (pF} = 7)$  mit Hilfe der Vakuum-Austrocknungsmethode<sup>2</sup>, wie in [WENDLING 2004] beschrieben, ermittelt. Zwischenwerte aus dem Messbereich  $100 \text{ kPa (pF} = 3) \leq (u_a - u_w) \leq 10 \text{ MPa (pF} = 5)$  wurden über den verwendeten Funktionsansatz interpoliert.

### 3.3.2 Versuchsparemeter

Die Ermittlung der SWCC erfolgte in der zuvor beschriebenen Weise sowohl für Adsorptions- wie auch für Desorptionspfade. Neben der Richtung des hydraulischen Gradienten ist vor allem die Anfangsporenzahlen  $e_0$  variiert:

$$\begin{aligned} \text{Adsorption:} & \quad (u_a - u_w) = f(e_0, w), 0,50 \leq e_0 \leq 0,62; S_{r0} \approx 0,82 \\ \text{Desorption:} & \quad (u_a - u_w) = f(e_0, w), 0,50 \leq e_0 \leq 0,62; S_{r0} \approx 0,98 \end{aligned}$$

Die angegebenen Anfangssättigungsgrade stellen die jeweiligen Startwerte zu Versuchsbeginn dar. Die direkte Saugspannungsermittlung mittels Tensiometer im unteren Messbereich der SWCC endete bei Erreichen einer Saugspannung von  $(u_a - u_w) \approx 85$  kPa.

### 3.3.3 Ergebnisse

Die Messergebnisse für den Adsorptionspfad sind in Abbildung 3.5, die für den Desorptionspfad in Abbildung 3.6 dargestellt. Die Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl  $e_0$  zeigt sich einerseits im Sättigungswassergehalt  $w_s$  für  $(-u_w) = 0$  sowie in der Verteilung der Messwerte.

---

<sup>2</sup>engl.: vacuum-desiccator-method

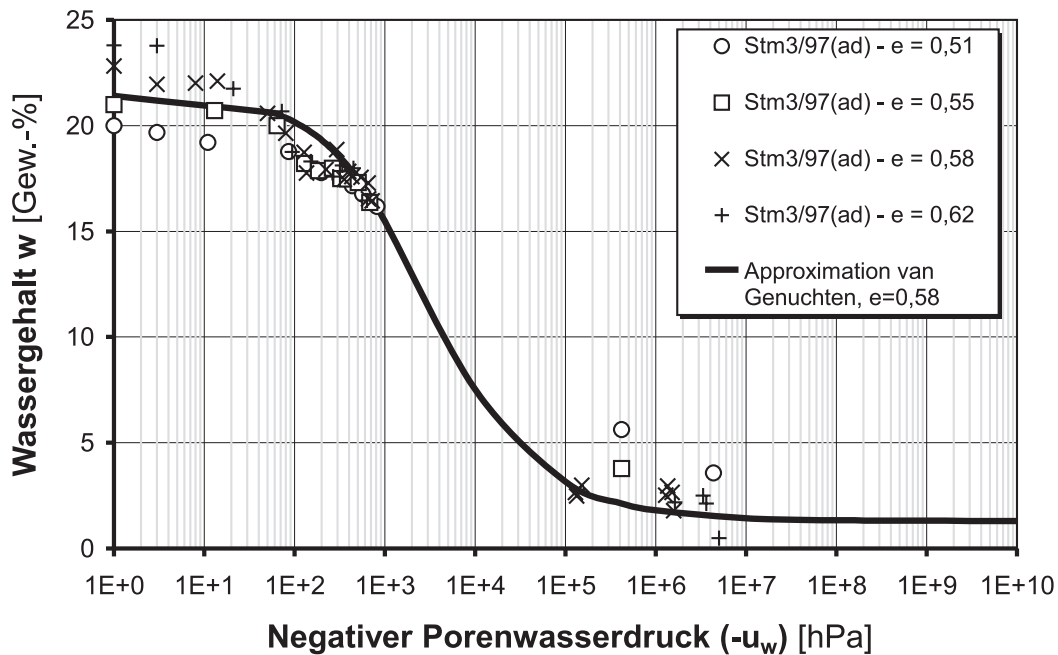


Abbildung 3.5: Messwerte der Saugspannung des Modellbodens für Adsorptionspfade (Bewässerung) in Abhängigkeit der Porenzahl und *Van Genuchten*-Approximation für  $e = 0,58$  gemäß Gleichung 3.3

In der Adsorptionskurve ist mit Zunahme der Anfangsporenzahl eine deutliche Verschiebung der SWCC zu höheren Wassergehalten im unteren (nahe der Probensättigung) und oberen Bereich (bei Negativen Porenwasserdrücken  $> 10$  MPa) zu erkennen. Im Zwischenbereich gleichen sich die Messwerte bis ca.  $(-u_w) = 85$  kPa weitgehend aneinander an. Im Vergleich dazu zeigen sich in der Desorptionskurve im Tensiometermessbereich bis  $(-u_w) = 85$  kPa deutliche Unterschiede im Saugspannungsverlauf.

Die Messergebnisse sind zur analytischen Beschreibung der SWCC mit der modifizierten Beziehung von [VAN GENUCHTEN 1980] approximiert:

$$w = w_r + (w_s - w_r) \left[ \frac{1}{[1 + (\alpha (-u_w))^n]^m} \right]. \quad (3.1)$$

Darin bedeuten

- $w_r$  = Restwassergehalt des Bodens bei maximaler Saugspannung,
- $w_s$  = Wassergehalt des gesättigten Bodens,
- $\alpha, m, n$  = Formparameter zur Anpassung der SWCC an die Messwerte,
- $(-u_w)$  = negativer Porenwasserdruck unter atmosphärischen Bedingungen.



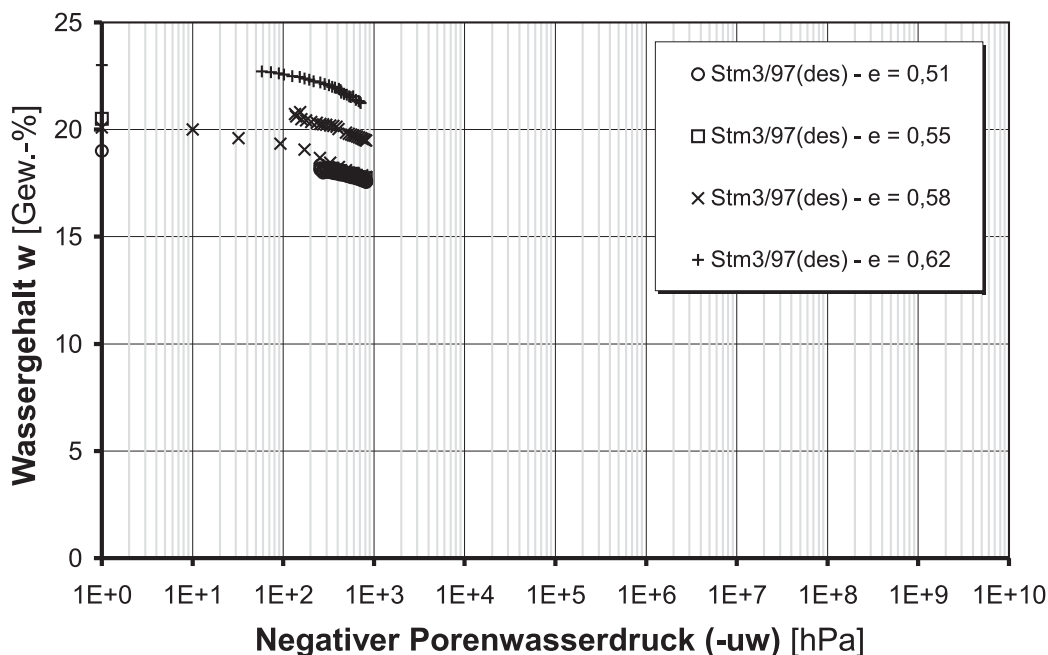


Abbildung 3.6: Messwerte der Saugspannung des Modellbodens für Desorptionspfade (Entwässerung) in Abhängigkeit der Porenzahl

Abweichend von der Originalformulierung der *van Genuchten*-Gleichung ist im vorliegenden Fall der gravimetrische Wassergehalt<sup>3</sup> als Ordinate in der SWCC aufgetragen.

Der Sättigungswassergehalt  $w_s$  des Modellbodens ergibt sich rechnerisch aus der jeweiligen Porenzahl sowie der Korndichte des Materials. Der Restwassergehalt  $w_r$  ist aus den Versuchsergebnissen der Adsorptionsversuche im oberen Messbereich abgeleitet und kann sowohl für Adsorptions- wie auch für Desorptionskurven als konstant betrachtet werden<sup>4</sup>. Die Formparameter  $\alpha, m, n$  sind den Verläufen der Messkurven angepasst. Es hat sich gezeigt, dass der Parameter  $\alpha$  unabhängig von der Richtung des hydraulischen Gradienten sowie der Porenzahl ist und für den Modellboden einen konstanten Wert von  $\alpha = 0,006$  aufweist.

Die Porenzahlabhängigkeit konnte bei den Parametern  $m$  und  $n$  nachgewiesen werden. Die Abhängigkeit ist in den Abbildungen 3.7 und 3.8 dargestellt. Wie hier zu erkennen ist, besteht eine signifikante Abhängigkeit nur für Adsorptionspfade. Für Desorptionspfade (Abb. 3.8) kann für den Modellboden davon ausgegangen werden, dass im untersuchten Saugspannungsbereich (bis 85 kPa) eine Porenzahlabhängigkeit lediglich für den Sättigungswassergehalt  $w_s$  besteht, alle anderen Parameter der *van Genuchten* Approximation sind Konstanten.

<sup>3</sup>In der Bodenmechanik übliche, von der Porenzahl des Bodens unabhängige Beschreibung des Wassergehaltes eines Bodens.

<sup>4</sup>Im Allgemeinen wird davon ausgegangen, dass der Wert  $w_r$  bei einer Saugspannung von  $(u_a - u_w) \approx 10^6$  MPa ( $pF = 10$ ) erreicht ist.



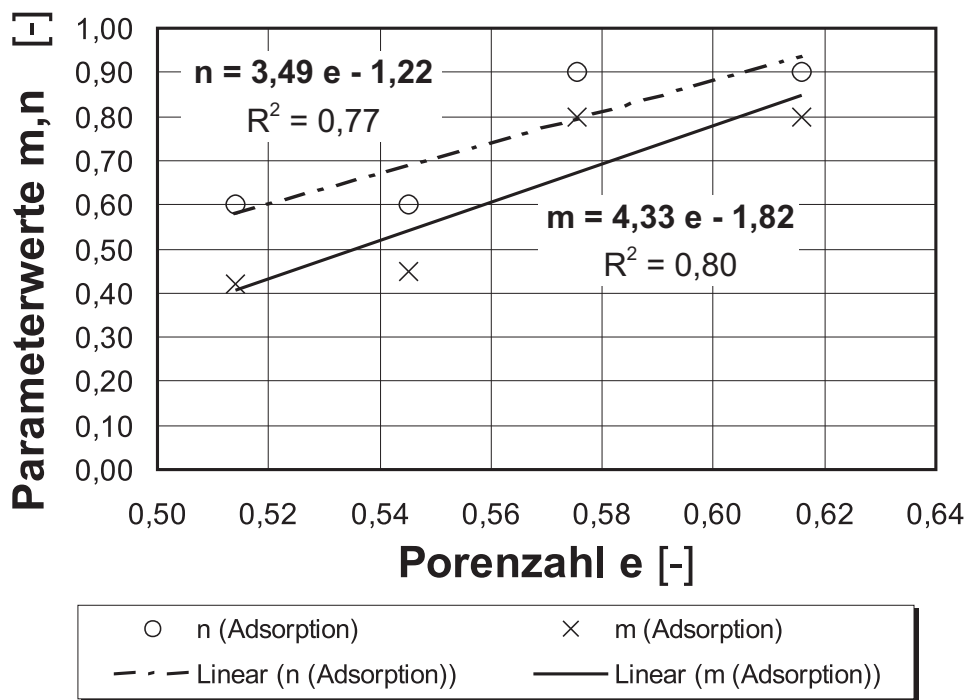


Abbildung 3.7: Abhängigkeit der Formparameter  $m$  und  $n$  von der Porenzahl für Adsorptionspfade (Bewässerung)

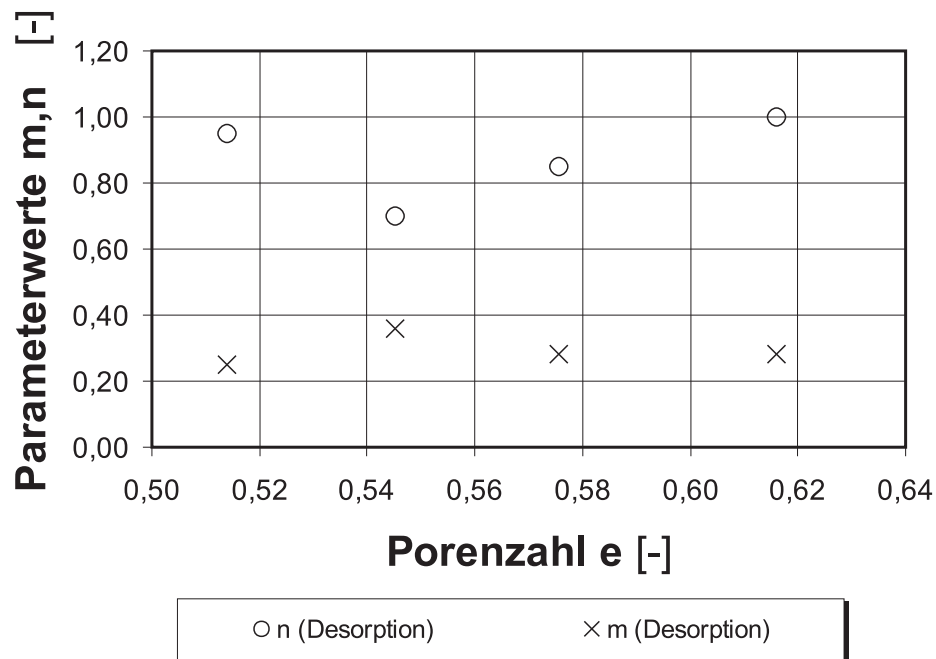


Abbildung 3.8: Abhängigkeit der Formparameter  $m$  und  $n$  von der Porenzahl für Desorptionspfade (Entwässerung) gemäß Gleichung 3.1

In Abbildung 3.7 sind die Parameterwerte  $m$  und  $n$  durch eine lineare Regression mit Angabe der jeweiligen Geradengleichungen approximiert. Der Verlauf beider Regressionsgeraden ist ähnlich und lässt für den Wertebereich  $0,5 \leq e \leq 0,64$  eine Abhängigkeit der Parameter  $m$  und  $n$  in der gemäß Literatur gängigen Form erkennen:

$$n = \sqrt{m}. \quad (3.2)$$

Gleichung 3.1 kann somit unter Berücksichtigung von Gleichung 3.2 zur Beschreibung des Adsorptionsverhaltens wie folgt vereinfacht werden:

$$w = \frac{0,013 + (w_s - 0,013)}{[1 + (0,006 (-u_w))\sqrt{m}]^m}. \quad (3.3)$$

Der Kurvenverlauf gemäß Gleichung 3.3 ist in Abbildung 3.5 für eine Porenzahl  $e = 0,58$  bereits dargestellt. Aus den Untersuchungen lassen sich für den Modellboden die in Tabelle 3.3 angegebenen Parameterwerte ableiten. Diese Werte sind auf einen Wertebereich der Porenzahl von  $0,5 \leq e \leq 0,64$  eingeschränkt. Über den angegebenen Bereich hinausgehende Porenzahlen sind durch entsprechende Parameterfunktionen experimentell zu verifizieren.

Tabelle 3.3: Formparameter der nach *van Genuchten* approximierten SWCC

	<i>Adsorption (Bewässerung)</i>	<i>Desorption (Entwässerung)</i>
Parameter $\alpha$ :	0,006	0,006
Parameter $n$ :	$\sqrt{m}$	0,88
Parameter $m$ :	$4,33 e - 1,82$	0,29
Parameter $w_r$ :	0,013	0,013
Parameter $w_s$ :	$f(e, \rho_w, \rho_s) = e \frac{\rho_w}{\rho_s}$	$f(e, \rho_w, \rho_s) = e \frac{\rho_w}{\rho_s}$

## 3.4 Statische und zyklische Triaxialversuche

Zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens unter statischer und zyklischer Beanspruchung sind statische und zyklische Triaxialversuche als Zylinderversuche ausgeführt. Für das Stoffmodell werden daraus folgende Parameterwerte bestimmt:

$$\begin{aligned} \text{pseudo-elastische Parameter: } K; K_1; G &= f(S_{r0}, e_0, I_\sigma) \\ \text{Parameter der Fließfunktion: } A; B; m &= f(\sqrt{II_{ep}} S_{r0}, e_0, I_\sigma) \\ \text{Dev./vol. Verformungen: } \sqrt{II_{ep}}; I_\varepsilon^z &= f(N, \Delta\sigma_{zykl}, f, S_{r0}, e_0, I_\sigma) \\ \text{Porendrücke: } u_w &= f(N, \Delta\sigma_{zykl}, f, S_{r0}, e_0, I_\sigma) \end{aligned}$$

Nachfolgend werden die Versuchsstände, die Versuchsdurchführung sowie die Versuchsparameter und einige exemplarische Ergebnisse beschrieben.

### 3.4.1 Versuchsstand und Versuchsdurchführung

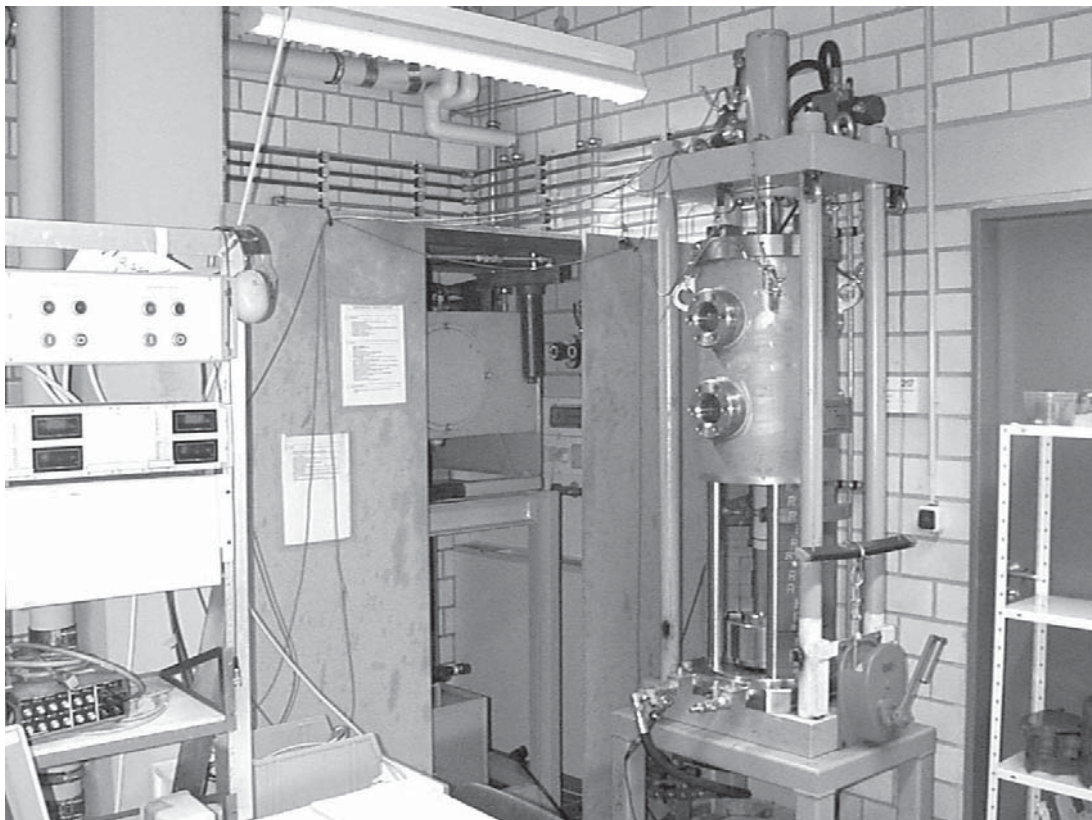


Abbildung 3.9: Versuchsstand für zyklisch/dynamische Triaxialversuche am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau, TU Kaiserslautern

Die experimentellen Untersuchungen wurden im Laboratorium des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau an der TU Kaiserslautern durchgeführt. Zur Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens wurde die vorhandene, für nichtbindige Böden konzipierte, dynamische Triaxialzelle (Abbildung 3.9 und 3.10) für die Untersuchung bindiger, teilgesättigter Böden umgebaut und eine Saugspannungsmessung in den Versuchsstand integriert.

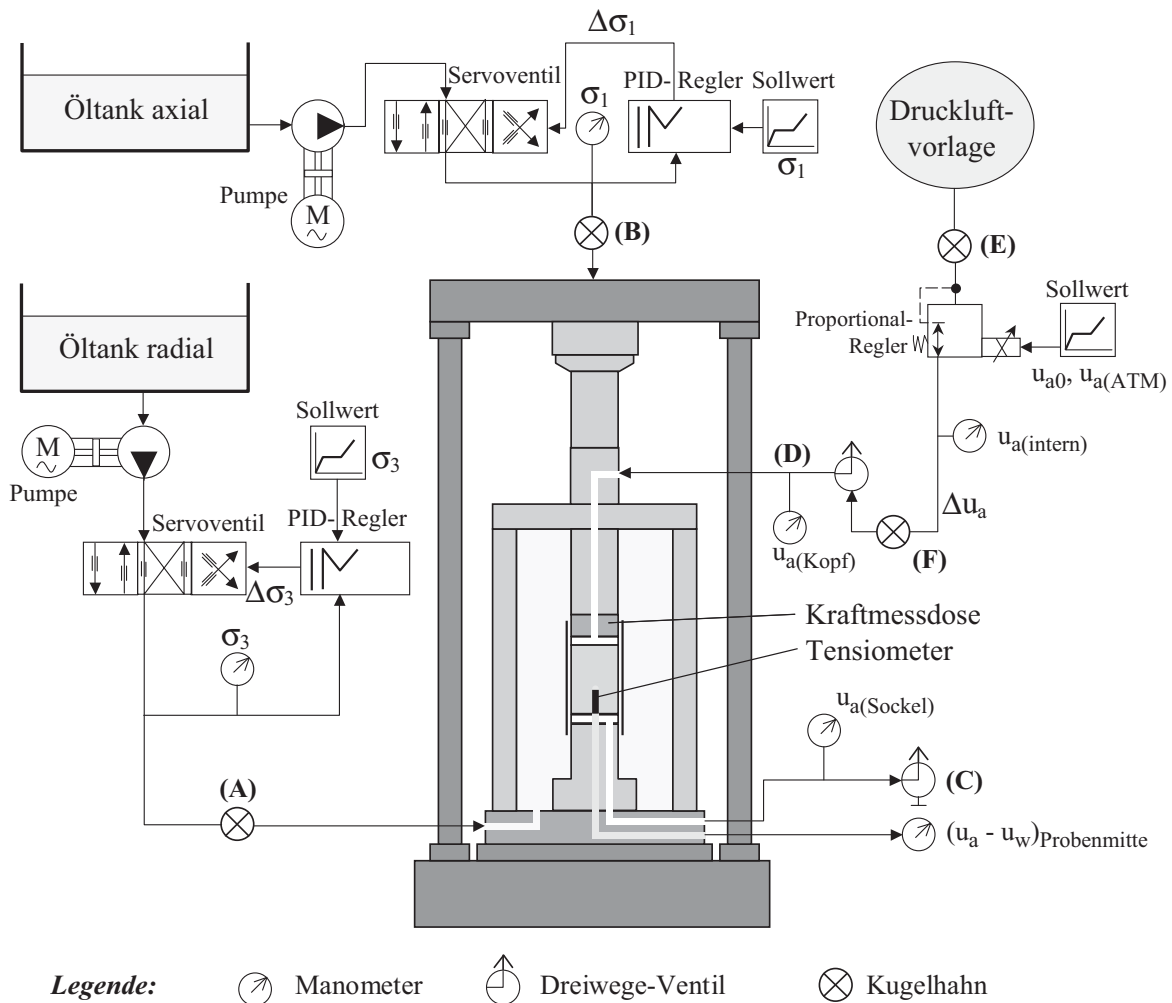


Abbildung 3.10: Schematische Darstellung des modifizierten Versuchsstandes (ohne Darstellung der Verformungsmessung)

Der Umbau der Triaxialzelle zur Realisierung der erforderlichen Untersuchungen umfasste im Wesentlichen die folgenden Schwerpunkte:

- Kontrolle der axialen Probenbelastung durch eine Kraftmessdose an der oberen Lastplatte innerhalb der Zelle;
- Messung der Saugspannung im Probeninnern durch ein Miniaturtensiometer mit keramischer Spitze;

- Externe Luftdrucksteuerung zur Anwendung der Axis-Translation Methode bei lastbedingten Porenwasserdrücken  $(-u_w) > 85$  kPa;
- Realisierung deviatorischer Spannungspfade unter zyklischer Belastung.

Der Versuchsstand besteht aus zwei voneinander unabhängigen Steuerungssystemen zur axialen und radialen Belastung einer zylindrischen Bodenprobe (siehe Abb. 3.10). Der Seitendruck wird mit hochviskosem Öl als Druckmedium hydraulisch erzeugt und beträgt maximal 2.500 kPa; axial kann eine maximale Last von 100 kN über Öldruck auf den Laststempel übertragen werden. Beide Systeme werden jeweils mit einer Hydraulikpumpe angesteuert und sind über einen PID-Regler und eine Mess- und Steuerkarte mit dem Steuerungsrechner und der Software verbunden.

Die Druckregelung erfolgt in beiden Lastrichtungen über Servoventile an der Zelle. Als Regelgröße wird in axialer Lastrichtung die Stempelkraft über eine kalibrierte Kraftmessdose in der Kopfplatte des Laststempels und in radialer Richtung der Flüssigkeitsdruck am Zellenzulauf (Servoventil) erfasst. Der Versuchsablauf ist generell kraftgesteuert. Je nach Versuchsart (deviatorisch oder konventionell) sind Lastfrequenzen im Bereich von  $0,001 \text{ Hz} \leq 10 \text{ Hz}$  auf die Zylinderprobe applizierbar.

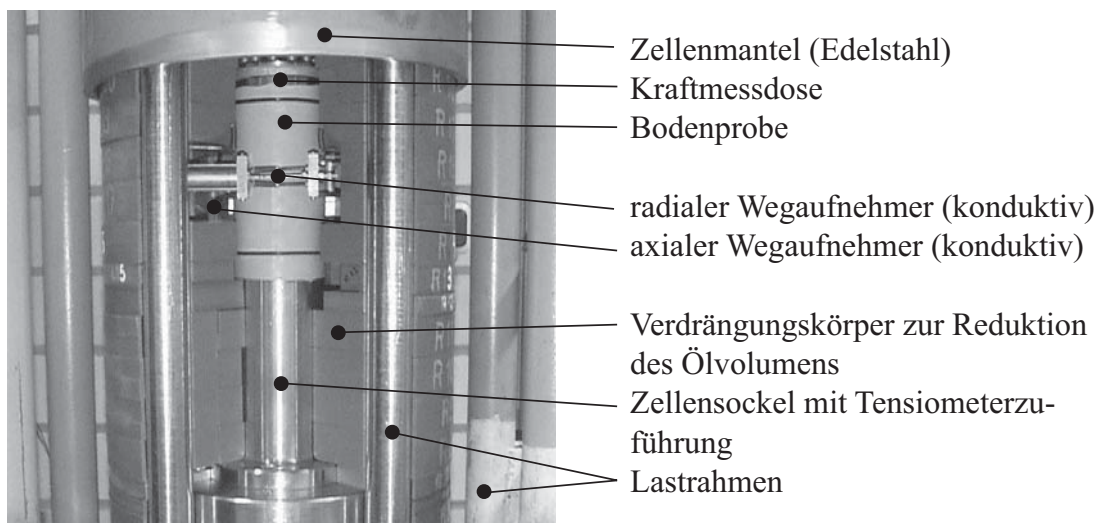


Abbildung 3.11: Zellaufbau der modifizierten Triaxialzelle

Die Probenverformungen werden über konduktive Wegaufnehmer im Zelleninnern gemessen (Abb. 3.11). In axialer Richtung wird die Verschiebung der Kopfplatte und in radialer Richtung die Durchmesseränderung<sup>5</sup> in der Probenmitte erfasst. Zur Vermeidung der Endflächenreibung sind an der Laststempelunter- und Probensockeloberseite Teflonplatten angeordnet (Abb. 3.12).

<sup>5</sup>Eine Beschreibung der verwendeten Radialdehnungsmessung findet sich in [LI 2002].



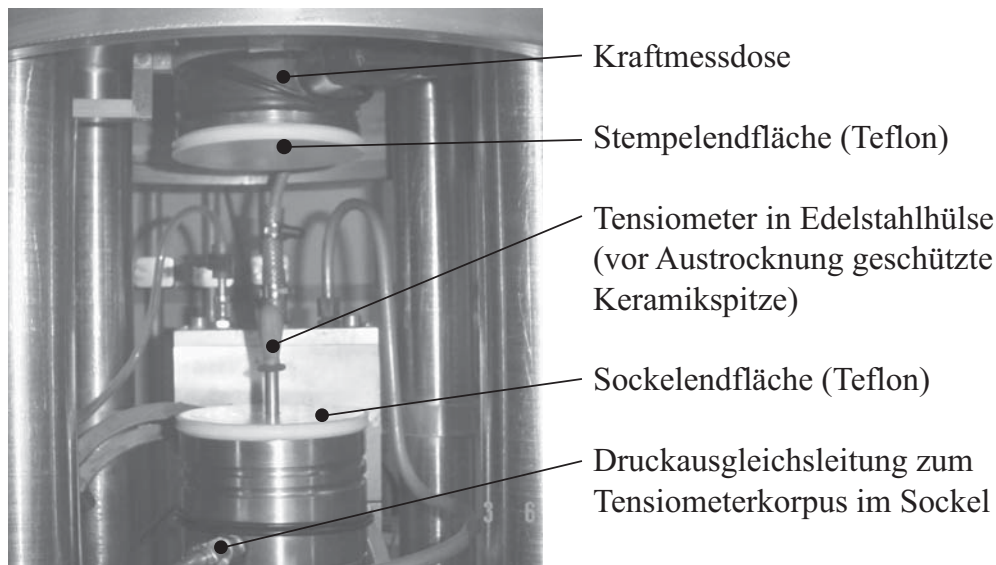


Abbildung 3.12: Zellaufbau ohne Bodenprobe mit Tensiometer und reibungsvermindertem Endflächenaufbau (Teflonplatten)

Abhängig von der jeweiligen Ventilstellungen können Versuche mit konstantem Wassergehalt (CW-Tests), konsolidiert-undrainierte Versuche (CU-Tests) oder konsolidiert-drainierte Versuche (CD-Tests) durchgeführt werden.

Der gesamte Versuchsablauf wird über einen PC mit dem im Rahmen der Forschungsarbeit am Fachgebiet entwickelten Steuerungsprogramm DYNTRIAX gesteuert und überwacht<sup>6</sup>. Alle Mess- und Steuergrößen werden programmintern mit einem variablen Intervall als ASCII-Daten gespeichert und extern mit einem Tabellenkalkulationsprogramm (MS-Excel) ausgewertet und weiterverarbeitet.

Zur Erweiterung des auf 85 kPa begrenzten Messbereiches der verwendeten Tensiometer wurde entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 2.3.1.2 eine Axis-Translation Routine (ATM) in die Versuchsstandsteuerung implementiert. Im Verlauf dieser Routine wird der Messbereich des Tensiometers durch eine isotope (neutrale) Erhöhung der totalen (äußeren) Spannungen und einer gleichzeitigen Erhöhung des Porenluftdruckes innerhalb der Bodenprobe auf ein höheres Messniveau angehoben.

Die messtechnische Voraussetzung für diese Routine ist eine externe Luftdrucksteuerung, die mit der eingebauten Bodenprobe in der Zelle über den Laststempel in Verbindung steht. Sobald während des Versuchs der am Tensiometer gemessene Porenwasserdruck den Wert  $(-u_w) = 85$  kPa erreicht, wird im Steuerungsprogramm automatisch die ATM-Routine gestartet. In diesem Fall werden

---

<sup>6</sup>Zur Kontrolle von Langzeitversuchen mit hohen Lastzyklenzahlen wurde zudem eine Online-Fernüberwachung über das Internet eingerichtet.



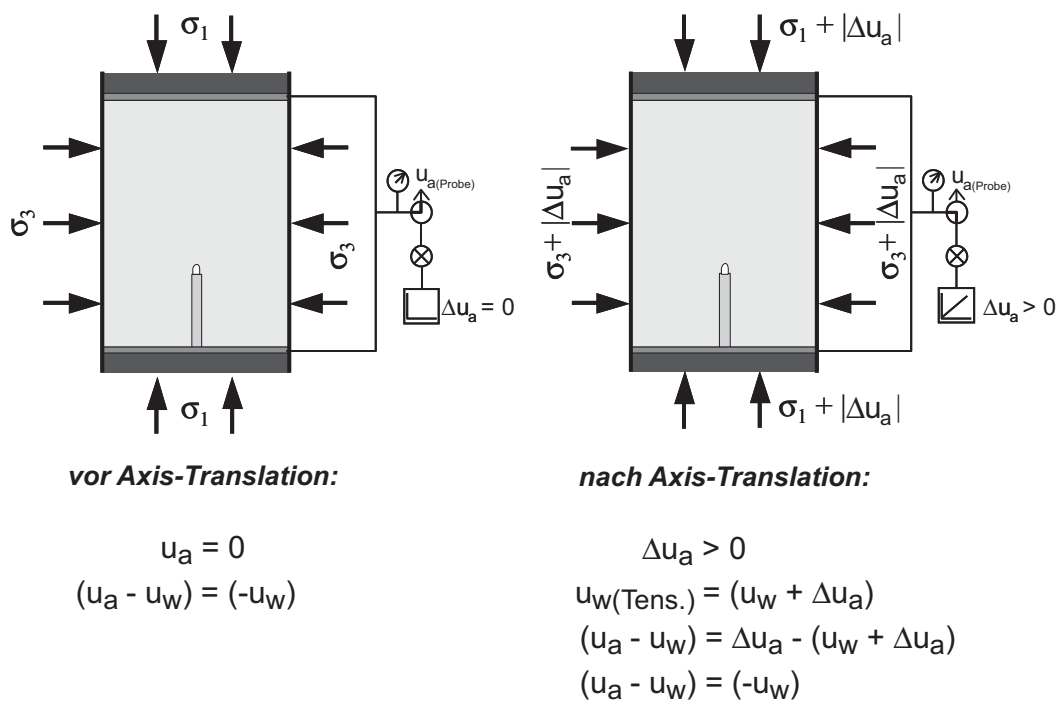


Abbildung 3.13: Änderung der Porendrücke und totalen Spannungen der Zylinderprobe vor und nach der ATM-Routine

alle Spannungskomponenten des Versuchszustandes, d.h. die Axialspannung  $\sigma_1$ , der Seitendruck  $\sigma_3$  sowie der Porendruck der Bodenprobe  $u_a$  um eine definierte Translationsspannung  $\Delta\sigma_{atm}$  erhöht, die dem aufgebracht Zusatzluftdruck  $\Delta u_a$  entspricht. Die Spannungserhöhung erfolgt mit einer für alle Spannungskomponenten gleichmäßigen Spannungserhöhung (Rampe), so dass die Bodenprobe effektiv keine Spannungsänderung erfährt. Der Spannungszustand der Bodenprobe vor und nach der Ausführung der ATM ist in Abbildung 3.13 schematisch dargestellt. Wie man aus der Darstellung erkennt, führt eine isotrope Erhöhung des gesamten Spannungszustandes zu einer Verschiebung des Tensiometermesswertes um den Betrag  $\Delta u_a$  bei unverändertem Porenwasserdruck ( $-u_w$ ) der Bodenprobe. Haben alle Spannungsgrößen nach Ablauf der ATM den Gleichgewichtszustand erreicht, fährt das Steuerungsprogramm mit dem zu Beginn der ATM unterbrochenen Spannungspfad fort.

Sobald nun durch die Weiterbelastung des Bodens die verformungsbedingten Saugspannungsänderungen zu einem Messwert  $(\Delta\sigma_{atm} - u_w) = 85 \text{ kPa}$  führen und somit wieder den kritischen Messbereich des Tensiometers erreichen, schaltet sich die Axis-Translation Prozedur automatisch ein zweites Mal wieder ein.

Mit der vorhandenen Luftdrucksteuerung kann der negative Porenwasserdruck um einen maximalen Wert von  $\Delta\sigma_{atm} = 200 \text{ kPa}$  transformiert werden, so dass

mit dieser Versuchsstandkonfiguration eine Saugspannung von  $(u_a - u_w) = 285$  kPa messbar ist. Neben der automatischen Luftdrucksteuerung kann die Axis-Translation Prozedur auch manuell zu jedem beliebigen Zeitpunkt während des Versuchs gestartet werden. Die Mess- und Steuerungsgrößen des Versuchsstandes sowie die physikalischen Messwerte sind mit den entsprechenden Messbereichen in Tabelle 3.4 zusammengestellt.

Tabelle 3.4: Komponenten der Messwernerfassung und Versuchsstandsteuerung

<i>Messgröße</i>	<i>Wertebereich</i>	<i>Messbereich</i>
Seitendruck $\sigma_3$	0-2.500 [kPa]	0-10 Volt
Axialdruck $\sigma_1$	0-12.500 [kPa]	0-10 Volt
Luftdruck $u_a$	0-200 [kPa]	0-10 Volt
Saugspannung $(u_a - u_w)$	0-285 [kPa]	-5...+5 Volt
Axialdehnung $\varepsilon_1$	-5...+30 [%]	-5...+5 Volt
Radialdehnung $\varepsilon_3$	-6...+10 [%]	-5...+5 Volt

Die weitere Versuchsdurchführung gestaltet sich dann wie folgt: die entsprechend Kapitel 3.2 vorbereitete und mit einer Latexabdichtung<sup>7</sup> ummantelte Bodenprobe wird mit der zentrierten Bohrung nach unten auf das Tensiometer im Zellensockel aufgesetzt und in die Triaxialzelle eingebaut. Während des Einbauvorganges (Aufsetzen der Probe auf das Tensiometer) wird die Entwicklung des Porendruckes durch ein angeschlossenes Multimeter kontrolliert. Sobald Porenwasserdrücke  $(-u_w) \geq 80$  kPa registriert werden, wird die Einbaugeschwindigkeit reduziert, so dass die einbaubedingten Druck- bzw. Zugspannungen um die Tensiometerspitze wieder abgebaut werden<sup>8</sup>. Anschließend wird der Laststempel lastfrei bis zum Kontakt auf die Probe aufgeföhren, die Probenabdichtung an der Sockel- und Kopfplatte befestigt und die Wegaufnehmer an der Probe appliziert. Zuletzt wird das Zellengehäuse abgesenkt und die Triaxialzelle über ein hydrostatisches Gefälle bei fallender Druckhöhe mit Hydrauliköl befüllt. Die Messkabel werden an ein Interface angeschlossen und das Steuerungsprogramm übernimmt die weitere Versuchsdurchführung.

<sup>7</sup>Im vorliegenden Fall war aufgrund des eingesetzten Druckmediums Öl die Verwendung einer ölbeständigen Latex-Gummihülle erforderlich.

<sup>8</sup>Die einbaubedingten Saugspannungsänderungen klingen i.Allg. sehr schnell wieder ab. Zur Vermeidung von Kavitationseffekten in der Tensiometerkerze war ein Überschreiten der 80 kPa unbedingt zu vermeiden → Messfehler!

### 3.4.2 Versuchsparemeter und Regelspannungspfade

Die Triaxialversuche sind als konsolidiert-drainierte Versuche (sog. CD-Tests) ausgeföhrt. CU-Versuche wurden aufgrund der messtechnischen Problematik bei teilgesättigten Böden nicht ausgeföhrt. Sowohl die statischen wie auch die zyklischen Triaxialversuche sind als konventionelle und deviatorische Kompressions- und Extensionsversuche durchgeföhrt.

#### Statische Triaxialversuche

Die statischen Versuche dienen der Ermittlung der elastischen und elastoplastischen Stoffparameter des nicht zyklisch vorbelasteten Materials sowie der Kontrolle einer Pfadabhängigkeit im Vergleich zu den zyklischen Triaxialversuchen. Es sind isotrope und deviatorische Be-, Ent- und Wiederbelastungspfade mit gleichzeitiger Saugspannungsmessung durchgeföhrt. Die Versuchsparemeter sind in Tabelle 3.5 zusammengestellt.

Tabelle 3.5: Versuchsparemeter der statischen Triaxialversuche

<i>variierende Parameter</i>	<i>Wertebereich</i>	<i>gesuchte Größen</i>
Anfangsporenzahl $e_0$	0,50 ... 0,62	Kompressionsmodul $K$
Spannungszustand $I_\sigma$	30 ... 3.000 kPa	Schubmodul $G$
Anfangssättigungsgrad $S_{r0}$	82 % ... 100 %	Grenzzustände $\sqrt{II_{s,g}}$ Saugspannung ( $-u_w$ )

Abbildung 3.14 zeigt den Regelspannungspfad eines statisch-deviatorischen Triaxialversuchs in totalen Spannungen. Zunächst wird die Zylinderprobe im hydrostatischen Spannungspfad auf einem bestimmten Spannungsniveau einer isotropen Ent- und Wiederbelastung unterzogen und anschließend im deviatorischen Spannungspfad be- und entlastet. Aus den Entlastungspfaden lassen sich die pseudoelastischen Materialparameter<sup>9</sup> bestimmen.

Nach einer vollständigen (deviatorischen) Entlastung wird die eingebaute Bodenprobe deviatorisch in den Grenzzustand gefahren. Eine Zusammenstellung der durchgeföhrteten statischen Triaxialversuche befindet sich im Anhang 5.6.

<sup>9</sup>Dieses sind bei den in Abbildung 3.14 angegebenen Spannungsinvarianten der Kompressionsmodul  $K$  und der Schubmodul  $G$  gemäß den Definitionen in Abschnitt 2.2.2.

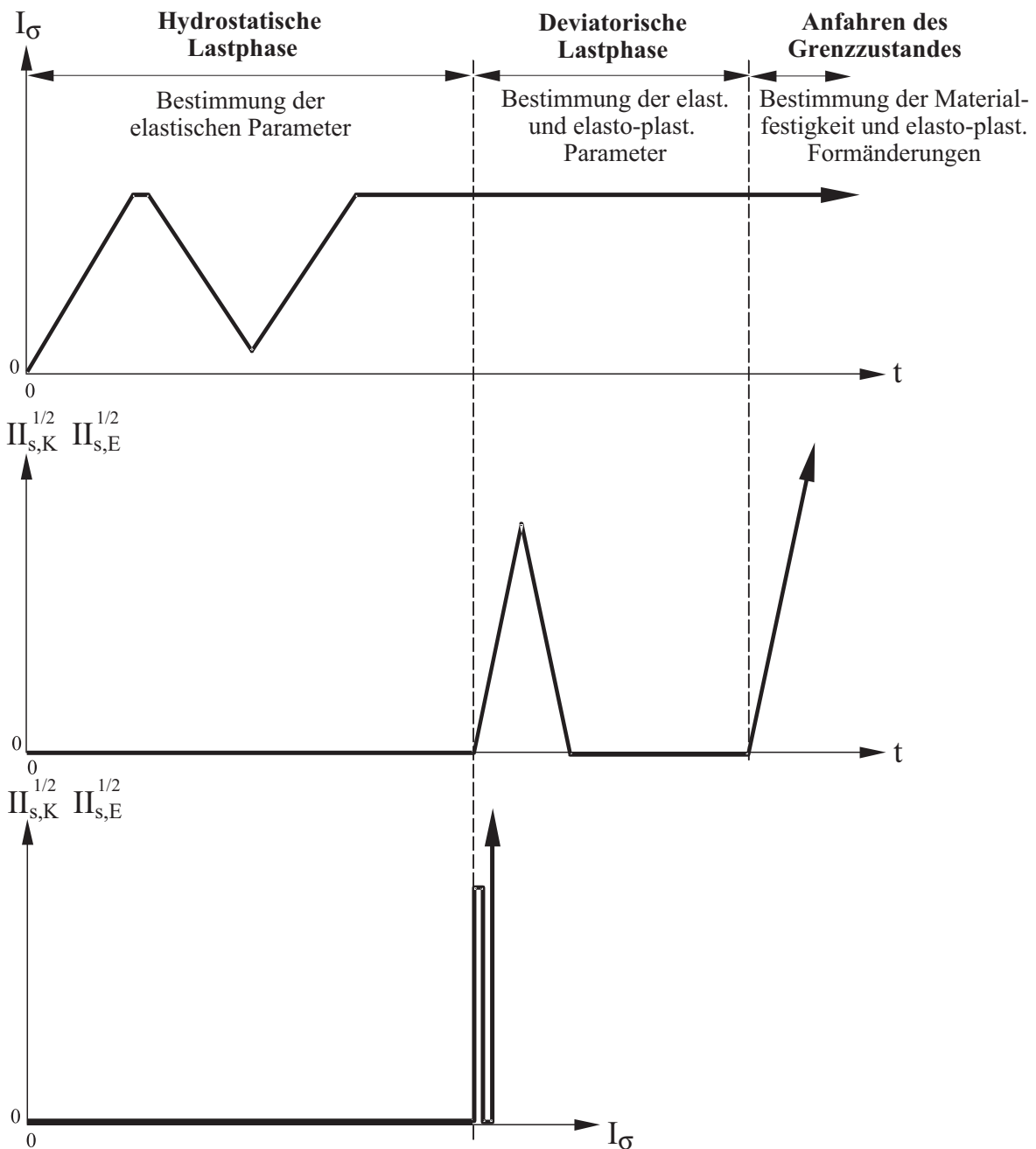


Abbildung 3.14: Regelspannungspfad statisch-deviatorisch

### Zyklische Triaxialversuche

In den zyklischen Triaxialversuchen ist die Abhängigkeit der elastischen und elasto-plastischen Stoffparameter sowie der Saugspannung von den variierenden zyklischen Versuchsparametern untersucht. Dies sind insbesondere die Lastfrequenz  $f$ , die zyklische Lastamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$  sowie die Zyklanzahl  $N$ . In Tabelle 3.6 sind die entsprechenden Versuchsparameter zusammengestellt.

Tabelle 3.6: Versuchsparameter der zyklischen Triaxialversuche

<i>variierende Parameter</i>	<i>Wertebereich</i>	<i>gesuchte Größen</i>
Anfangsporenzahl $e_0$	0,50 ... 0,62	Kompressionsmodul $K$
Spannungszustand $I_\sigma$	30 ... 3.000 kPa	Schubmodul $G$ ,
Anfangssättigungsgrad $S_{r0}$	82 % ... 100 %	Grenzzustände $\sqrt{II_{s,g}}$
Lastamplitude $\Delta\sigma_{zykl}$	50 ... 600 kPa	Saugspannung ( $-u_w$ )
Zyklenanzahl $N$	2 ... 2000	
Lastfrequenz $f$	0,005 ... 0,01 Hz	

Abbildung 3.15 zeigt den Regelspannungspfad eines zyklisch-deviatorischen Kompressionsversuchs in totalen Spannungen, einmal als Schwellversuch (one-way-test) und einmal als Wechselversuch (two-way-test). Aus den Ent- und Wiederbelastungshysterese werden die elastischen Materialparameter ermittelt. Elastoplastische Parameter werden aus den jeweiligen Arbeitslinien abgeleitet. Extensionsversuche verlaufen analog den Kompressionsversuchen mit der Radialspannung  $\sigma_3$  als größte Hauptspannung. Zur Beschreibung der Materialfestigkeit werden die Grenzzustände für unterschiedliche Anfangsporenzahlen und Anfangssättigungsgrade untersucht. Aus den Ergebnissen werden die Parameter für die Verfestigung und den Grenzzustand des Modellbodens ermittelt.

Als Regelbeanspruchung sind „one-way-“ und „two-way-“ Spannungspfade durchgeführt. Im one-way-Test werden die Proben auf einem isotropen Spannungsniveau konsolidiert und in der anschließenden zyklischen Lastphase so belastet, das sich der totale Spannungszustand zu jeder Zeit im Kompressionszustand (Lodewinkel  $\alpha_\sigma = 60^\circ$ ) befindet. Im two-way-Test findet während der deviatorisch-zyklischen Belastung ein Wechsel zwischen Kompressions- und Extensionsspannungszuständen statt, d.h. die Hauptspannungsrichtung wechselt in jedem Lastzyklus einmal über und einmal unter das isotrope Spannungsniveau<sup>10</sup>. Die Versuchsdurchführung unterteilt sich, wie aus Abbildung 3.15 hervor geht, in mehrere Phasen. In einer ersten, hydrostatischen Belastungsphase wird die Bodenprobe isotrop auf ein festgelegtes Spannungsniveau  $I_\sigma$  vorbelastet. Unter diesem Spannungsniveau stellt sich zunächst ein mechanischer und hydraulischer Gleichgewichtszustand ein, d.h. die Probe konsolidiert<sup>11</sup>.

<sup>10</sup>Im totalen Spannungspfad beträgt diese Richtungsänderung der totalen Hauptspannungen im HAS genau  $180^\circ$ . Da die Saugspannungen sowohl nach Gleichung 2.32 wie auch nach Gleichung 2.38 im homogenen Boden einen isotropen Spannungstensor darstellen, beträgt die Richtungsänderung der effektiven Hauptspannungen ebenfalls genau  $180^\circ$ .

<sup>11</sup>Im Zusammenhang mit teilgesättigten Böden sowie für die nachfolgenden Abschnitte wird der Begriff „Konsolidierung“ als Erreichen des mechanisch-hydraulischen Gleichgewichtszustandes

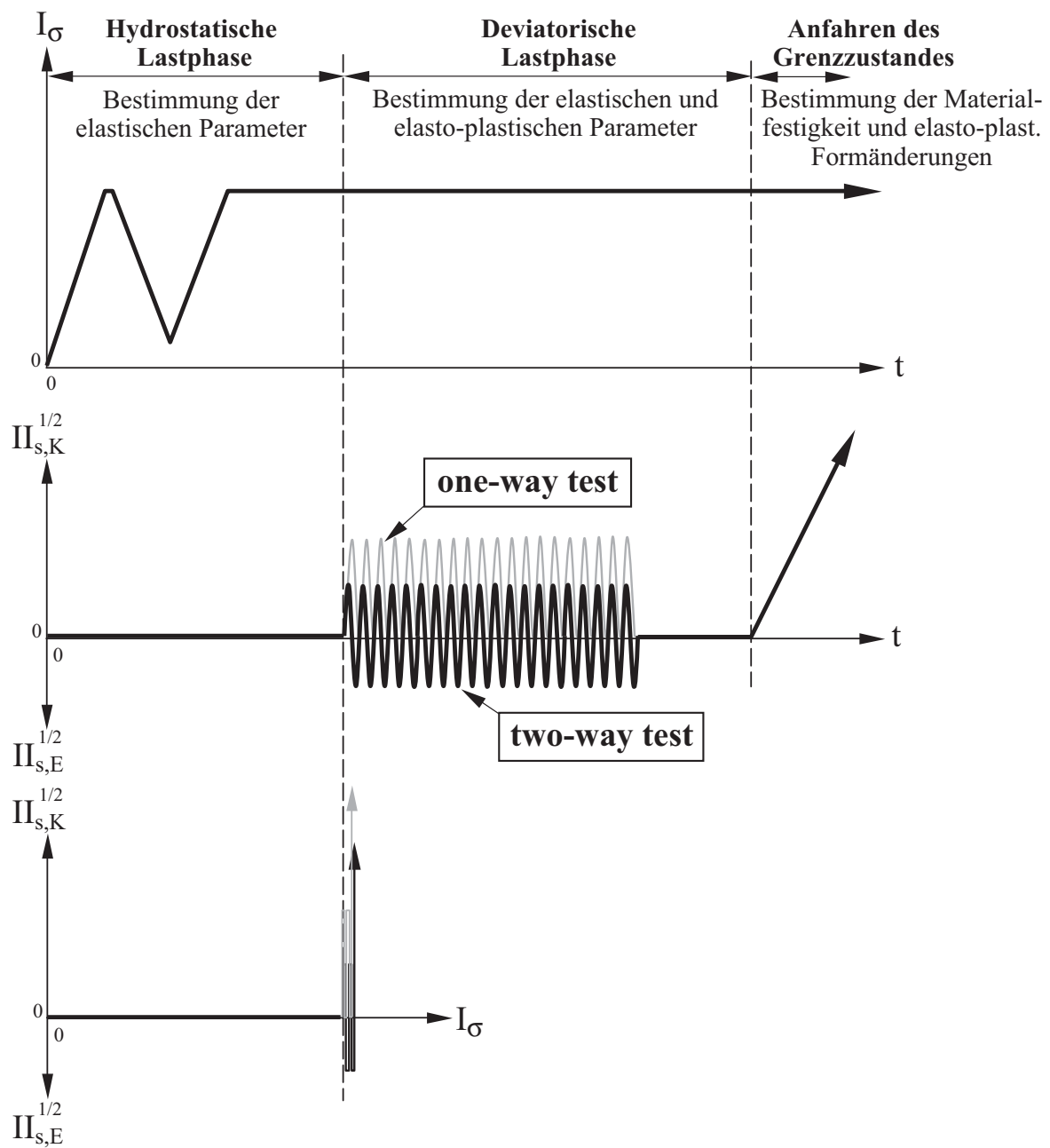


Abbildung 3.15: Regelspannungspfade zyklisch: one-way- und two-way-test

Durch den anschließenden isotropen Ent- und Wiederbelastungszyklus wird der von der Vorbelastung abhängige Kompressionsmodul ermittelt. Die Luftdrucksysteme am Laststempel (Probenoberseite) und am Sockel (Probenunterseite) können geöffnet oder geschlossen sein, je nach dem ob die Porenluft drainiert oder unter einem konstanten Spannungszustand ohne weitere Verformungsänderungen definiert, d.h. in einem endlichen Zeitraum treten keine signifikanten Volumen- und Porenwasserdruckänderungen mehr auf.



mit einem definierten Luftdruck (z.B. während der ATM-Phase mit  $\Delta u_a$ ) beaufschlagt ist. Nach einer zweiten „Konsolidierungsphase“ schließt sich die zyklische Belastungsphase an. Diese wird unter deviatorischen Spannungszuständen mit konstanter Spannungssumme ( $I_\sigma = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \text{konstant}$ ) ausgeführt. Zum Abschluss eines Versuchs wird der Grenzzustand deviatorisch angefahren.

Eine Zusammenstellung der durchgeführten zyklischen Triaxialversuche mit Angabe der Versuchsrandbedingungen befindet sich im Anhang.

### 3.4.3 Ergebnisse

Die Arbeitslinie eines statischen Kompressionsversuchs ist in Abbildung 3.16, die zyklischer Versuche sind in den Abbildungen 3.17 bis 3.20 dargestellt. In den Diagrammen sind die Hauptspannungsdifferenzen sowie die korrespondierenden Porenwasserdrücke (hier: Saugspannungen) jeweils über die Axialdehnungen aufgetragen.

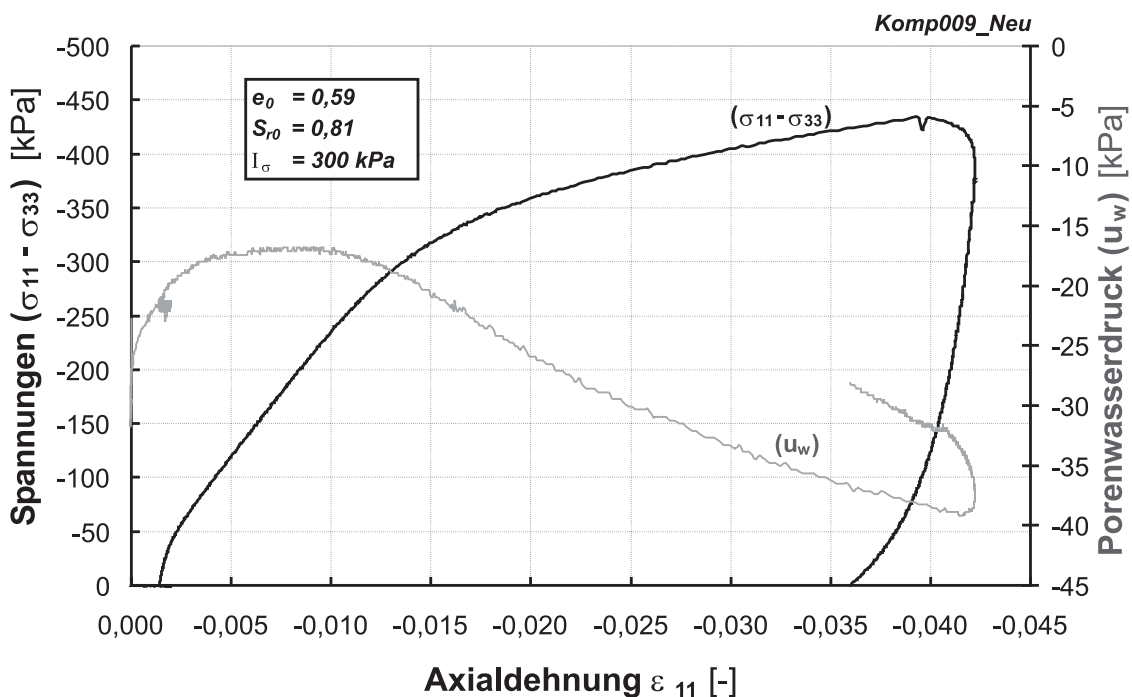


Abbildung 3.16: Arbeitslinien eines statischen Kompressionsversuchs (Komp009-Neu) im deviatorischen Spannungspfad

Man erkennt, dass der Modellboden unter zyklischer Belastung ein typisches „cyclic shake-down“-Verhalten aufweist, d.h. die zyklischen Einwirkungen führen den Boden nicht den Grenzzustand, sondern verursachen eine Verfestigung mit zunehmender Zyklenzahl. Gleichzeitig verändert sich die Saugspannung unter zyklischer Belastung zwar im Einzelzyklus, jedoch nur marginal im Mittelwert

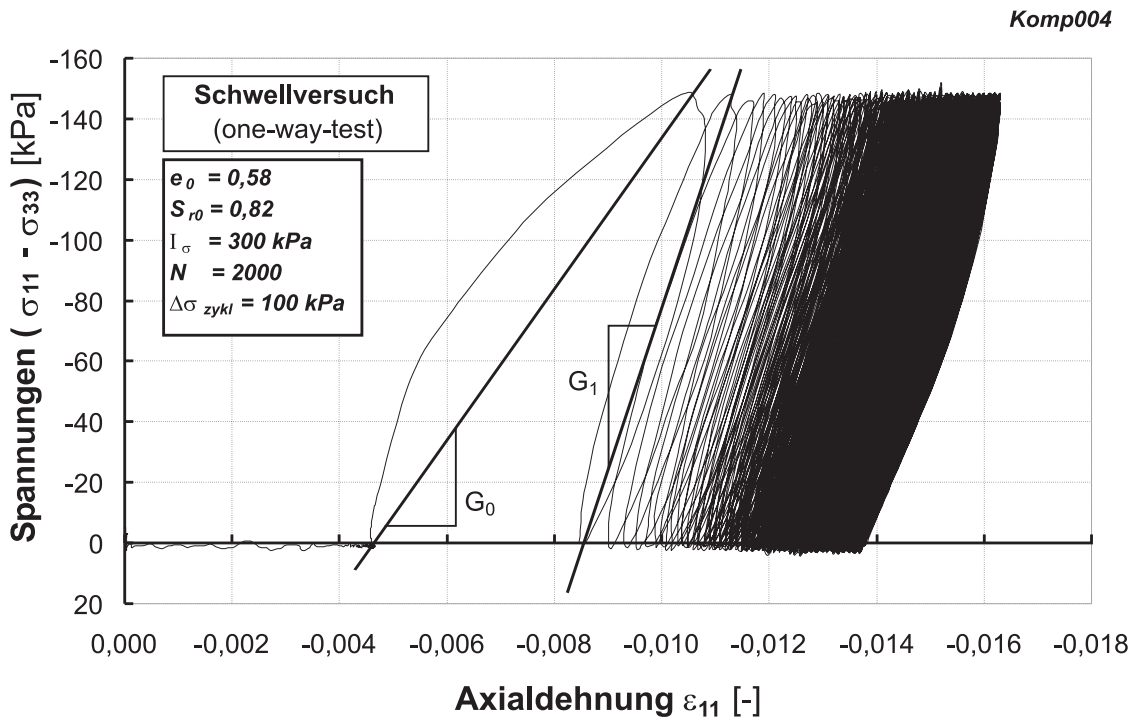


Abbildung 3.17: Arbeitslinie eines one-way-tests (Komp004)

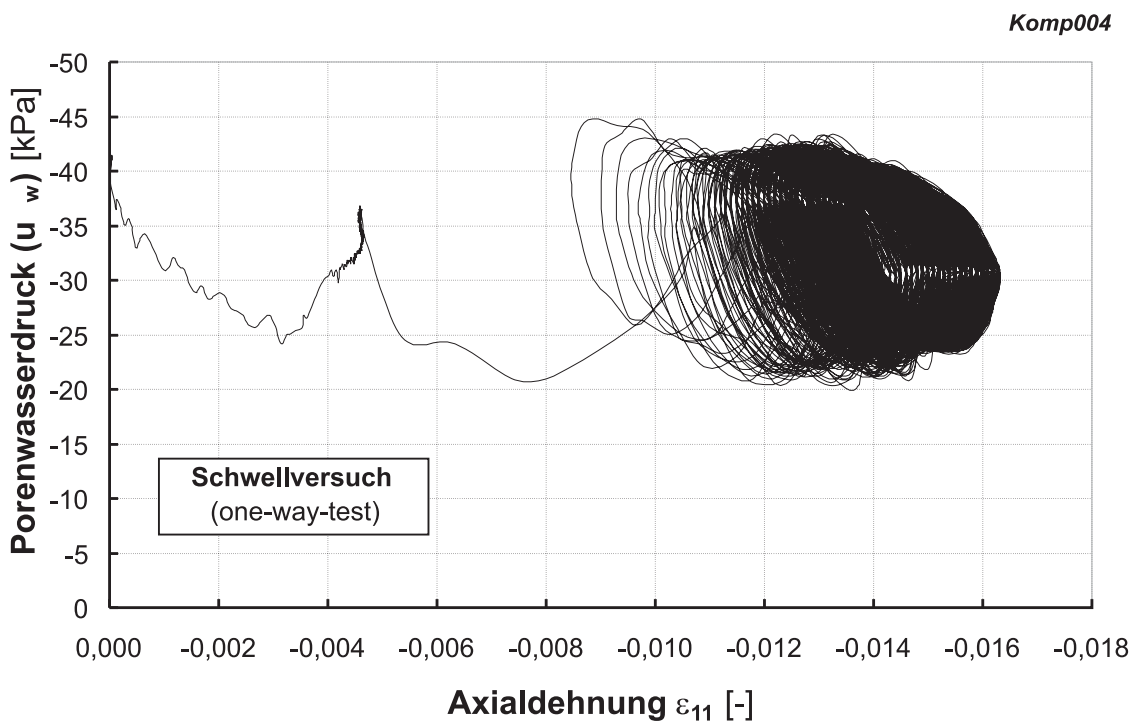


Abbildung 3.18: Zu Abb. 3.17 korrespondierende Saugspannungsänderung

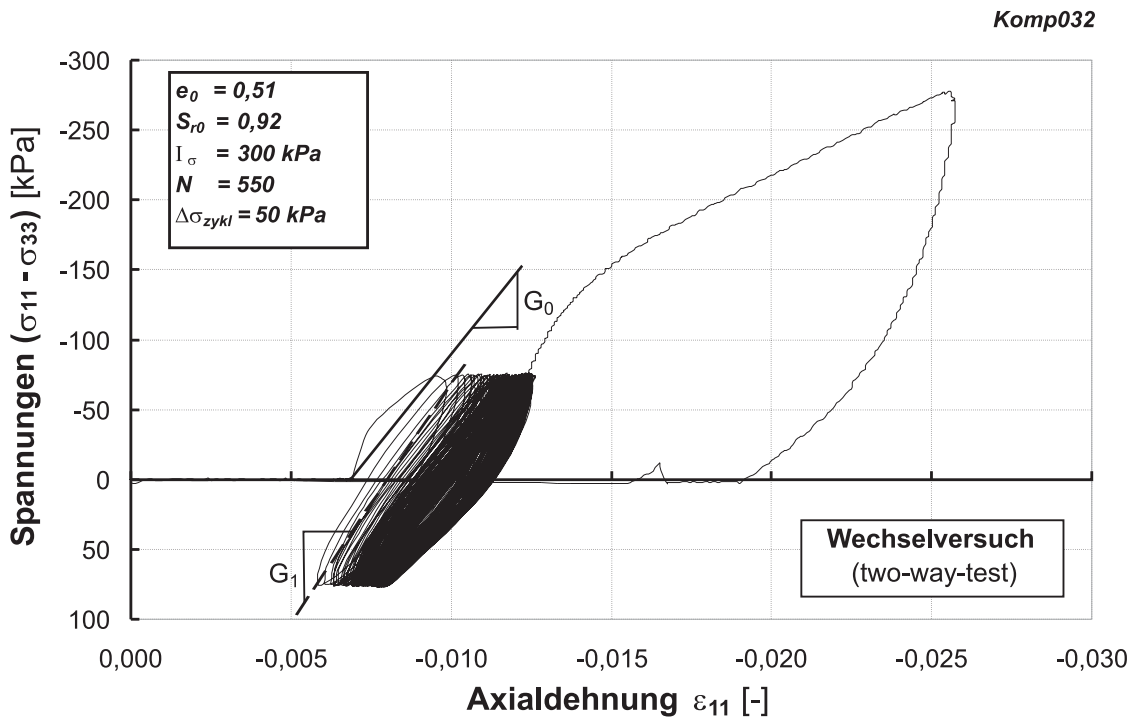


Abbildung 3.19: Arbeitslinie eines two-way-tests (Komp032)

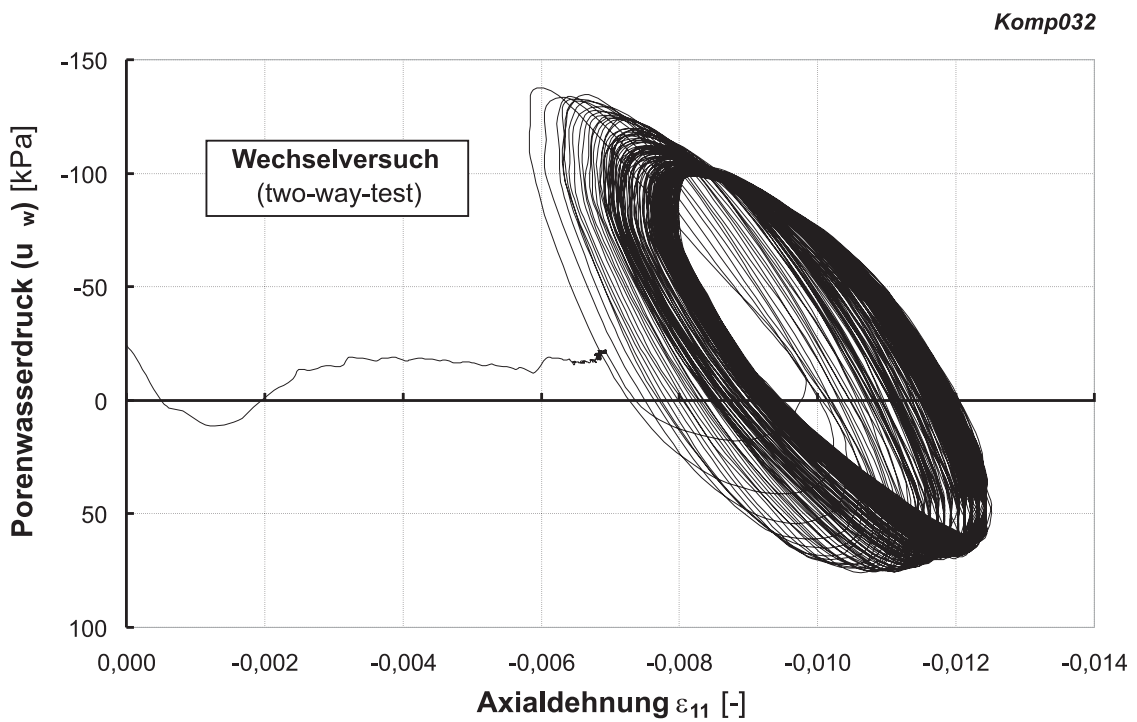


Abbildung 3.20: Zu Abb. 3.19 korrespondierende Saugspannungsänderung

über den Einzelzyklus. Mit der zyklischen Verfestigung geht jedoch eine Reduktion der Saugspannungsamplituden einher. Dieses Verhalten resultiert vermutlich aus der Verringerung des Porenraumes und der damit verbundenen Erhöhung der Porensättigung.

Des Weiteren zeigt ein Vergleich der Arbeitslinien des statischen Versuchs und des two-way-tests, dass keine signifikante Pfadabhängigkeit zwischen beiden Belastungsarten (statisch oder zyklisch) besteht. Dies gilt auch für zyklische one-way-tests. Die Arbeitslinie geht nach der zyklischen Belastung wieder weitgehend in den statischen „Erstbelastungsast“ über.

### **Pseudo-elastische Parameter $K$ , $K_1$ und $G$**

Die pseudo-elastischen Parameter Kompressionsmodul  $K$  und  $K_1$  sowie Schubmodul  $G$  werden gemäß den Gleichungen 2.15 und 2.16 aus den entsprechenden Arbeitslinien ermittelt. Eine Abhängigkeit dieser Parameter besteht in den durchgeführten Untersuchungen hinsichtlich der Anfangsporenzahl  $e_0$  und der Saugspannungen respektive der Anfangssättigungszahl  $S_{r0}$  sowie des Spannungsniveaus  $I_\sigma$  und beim Schubmodul zusätzlich von der Zyklenzahl  $N$ . Die Parameterwerte und -funktionen sind im Abschnitt 4.3 im Detail ermittelt und beschrieben.

### **Volumenänderungen unter zyklischer Belastung**

Neben den Volumenänderungen infolge isotroper Kompression des Bodens, die über den pseudo-elastischen Kompressionsmodul beschrieben werden, stellen sich unter statisch- und zyklisch-deviatorischen Spannungspfaden weitere Volumenänderungen ein. In den nachfolgenden Abbildungen ist die Volumendehnung als Arbeitslinie über die Axialdehnung exemplarisch für einen one-way-test und two-way-test als Kompressionsversuch (Abb. 3.21 und 3.22) sowie für einen one-way-test als Extensionsversuch (Abb. 3.23) dargestellt. Die Parameterwerte und -funktionen sind im Abschnitt 5.2 und 5.3 im Detail beschrieben.

In allen Versuchsarten zeigt sich in der zyklischen Lastphase eine Zunahme der Volumendehnung ( $\rightarrow$  volumetrische Verfestigung) in Abhängigkeit der applizierten Lastzyklen. Mit zunehmender zyklischer Verfestigung nimmt die Volumendehnung zu, die Dehnungsinkremente werden jedoch mit zunehmender Zyklenzahl  $N$  kleiner, so dass die Volumendehnung einem asymptotischen Grenzwert entgegen strebt. Betrachtet man den Verlauf der mittleren Volumendehnung über die zyklische Lastphase, so lässt sich keine einheitliche Tendenz der Volumenänderungen feststellen. In Abbildung 3.24 ist ein Vergleich der drei Kurven aus den Abbildungen 3.21 bis 3.23 über die plastische Gestaltänderung  $\sqrt{II_{ep}}$  aufgetragen, der die unterschiedlichen Entwicklung der Volumendehnung bei unterschiedlicher Gesamtzyklenzahl zeigt.

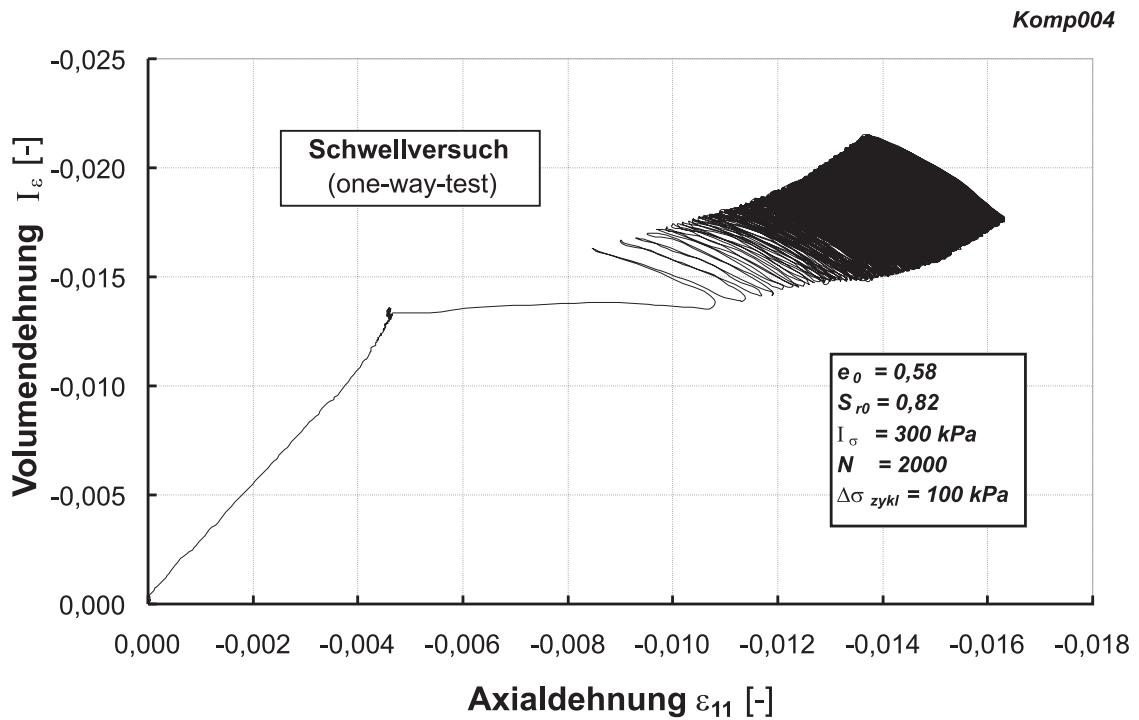


Abbildung 3.21: Deviatorische Volumendehnung im one-way-test (Kompression)

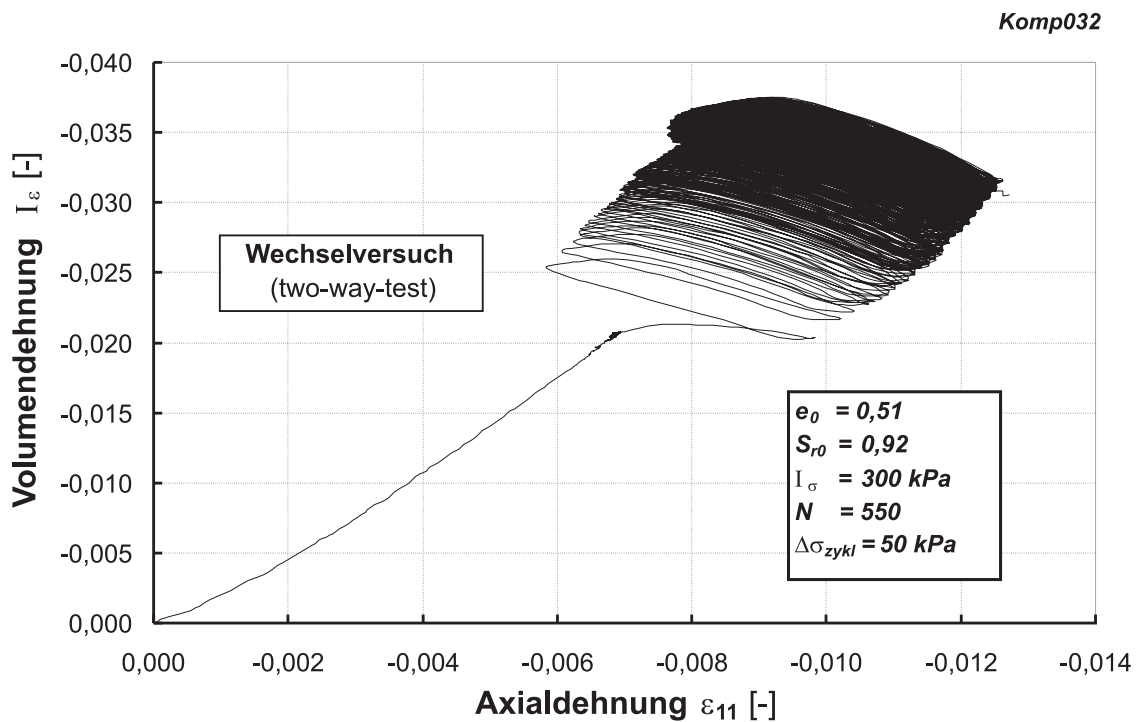


Abbildung 3.22: Deviatorische Volumendehnung im two-way-test (Kompression)

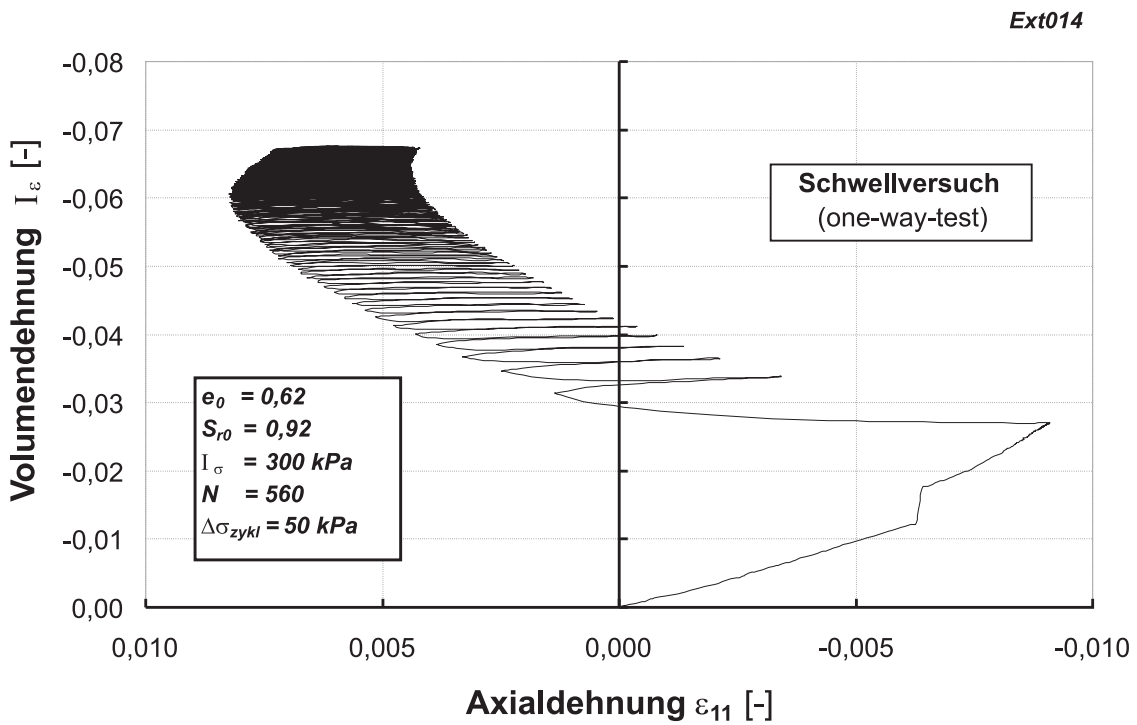


Abbildung 3.23: Deviatorische Volumendehnung im one-way-test (Extension)

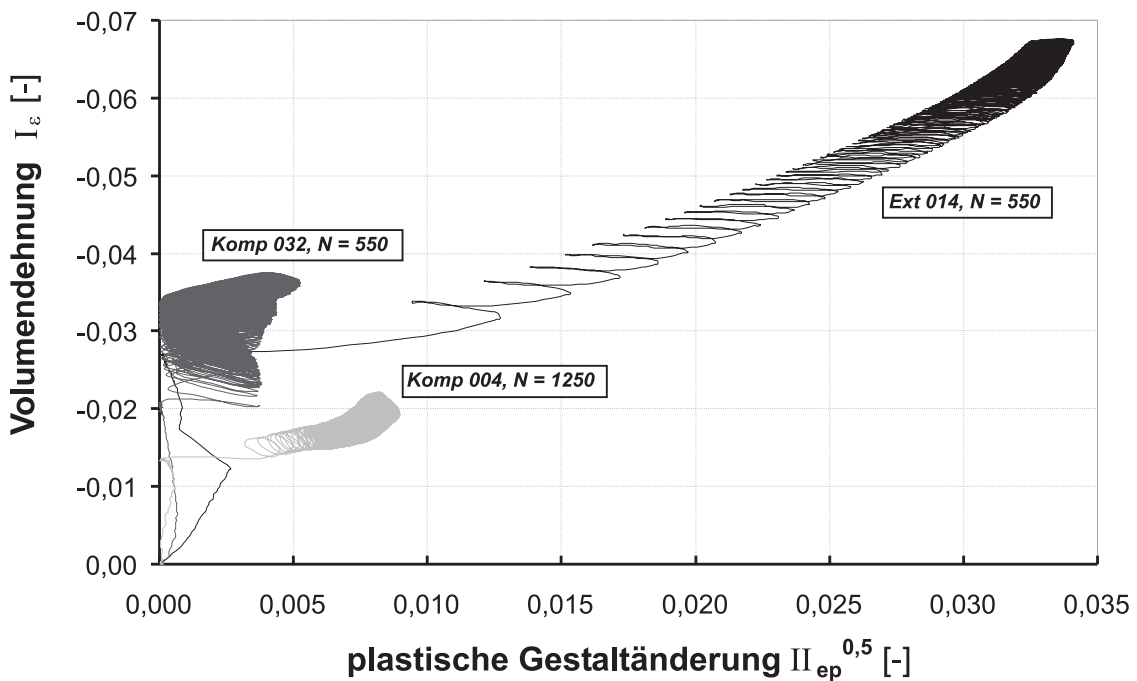


Abbildung 3.24: Vergleich der deviatorischen Volumendehnung bei unterschiedlichen Versuchsarten: Komp004: one-way-test (Kompression), Komp032: two-way-test (Kompression), Ext014: one-way-test (Extension)



## 3.5 Ödometerversuche

### 3.5.1 Versuchsstand und Versuchsdurchführung

Zur Erfassung der Saugspannungen wurde ein Standard-Kompressionsgerät (Bishop - Ödometer) entsprechend wie für die triaxialen Zylinderversuche (siehe Abschnitt 3.1) modifiziert. Das Miniaturtensiometer T5 (Fa. UMS, München) ist so in die Bodenplatte des Kompressionsgerätes eingebaut, dass die 5 mm lange keramische Spitze über die Sockeloberfläche in die Bodenprobe hineinragt (Abb. 3.25). Dazu wurde die Acrylglaskerze mit einer Gesamtlänge von 2 cm an die Sockelhöhe des Ödometers angepasst. Die Probenabmessungen entsprechen dem Standard und betragen 2 cm in der Höhe und 10 cm im Durchmesser.

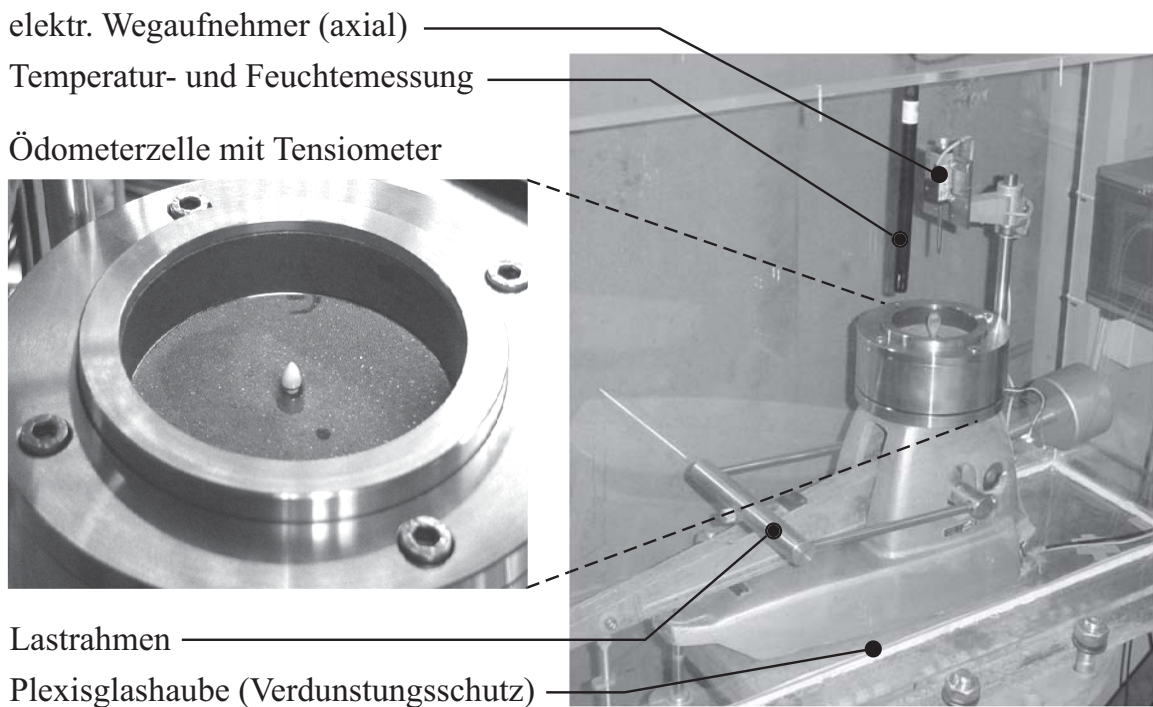


Abbildung 3.25: Ödometerzelle und Bodenplatte mit eingebautem Tensiometer

Zur Vermeidung von Temperatur- und Feuchteschwankungen wurde das Ödometer allseitig in ein Plexiglasgehäuse eingehaust und von der Raumluft weitgehend entkoppelt. Die Schwankungen der Umgebungsbedingungen (Temperatur und Luftfeuchtigkeit) wurden während der Versuchsdurchführung durch ein gekoppeltes Thermo-Hygrometer erfasst, das sich unmittelbar oberhalb der Ödometerzelle befand.

Die axiale Probenverformung wurde mit einem elektronischen Wegaufnehmer gemessen und zusammen mit den Messwerten der Saugspannung über eine

PCI-Messkarte dem Messprogramm übergeben und abgespeichert. Die Versuchsauswertung erfolgte über ein Tabellenkalkulationsprogramm (MS-Excel).

Die Probenvorbereitung sowie der Probeneinbau erfolgte analog der in Abschnitt 3.2 beschriebenen Weise, jedoch direkt in einem überhöhten Ödometeraufsatzring. Die Ödometerversuche sind in Anlehnung an DIN 18135 mit Ent- und Wiederbelastungspfaden auf unterschiedlichen Spannungsniveaus ausgeführt. Die Änderung der jeweiligen Auflastspannungen erfolgte durch Lastauflage (Totlast) bzw. -wegnahme am Lastausleger des Hebelarms. Zur Beurteilung des Konsolidierungsverlaufes wurden ergänzend zu den Zeit-Setzungsverläufen auch die Zeit-Saugspannungsverläufe aufgetragen.

### 3.5.2 Versuchparameter und Regelspannungspfade

Als Versuchparameter sind die Anfangsporenzahl sowie der Anfangssättigungsgrad der Bodenproben und die Auflastspannung gemäß den Angaben in Tabelle 3.7 variiert. Insgesamt wurden 15 Ödometerversuche an teilgesättigten Zylinderproben ausgeführt. Eine Zusammenstellung der Einzelversuche findet sich in Anhang.

Tabelle 3.7: Versuchparameter der Ödometerversuche

<i>variierende Parameter</i>	<i>Wertebereich</i>	<i>gesuchte Größen</i>
Anfangsporenzahl $e_0$	0,55 ... 0,97	Kompressionsbeiwert $C'_c$
Anfangssättigungsgrad $S_{r0}$	75 % ... 98 %	Schwellbeiwert $C'_s$
Auflastspannung $\sigma_1$	12,5 kPa ... 400 kPa	

Bei den durchgeführten Versuchen sind insgesamt 3 Lastmodi untersucht. Diese unterscheiden sich, wie in Tabelle 3.8 angegeben, in der Anzahl und Anordnung der einzelnen Laststufen.

Tabelle 3.8: Applizierte Lastmodi der Ödometerversuche

<i>Modus</i>	<i>Axialspannung [kPa]</i>	<i>Laststufen</i>
1	25, 50, 100, 50, 25, 100, 200, 100, 50, 25, 200, 400, 200, 100, 50, 25	16
2	12,5, 25, 50, 100, 50, 25, 100, 200, 100, 50, 25	11
3	25, 50, 100, 50, 25, 100, 25, 100, 200, 100, 50, 25, 200, 25, 200, 25	16

Während es sich bei Lastmodus 2 um den Standardspannungspfad handelte, wurden im Lastmodus 1 eine höhere Endlaststufe (400 kPa) bei einem zusätzlichen dritten Lastzyklus und im Lastmodus 3 insgesamt 5 Lastzyklen (zwei Zyklen

mit einer Endlaststufe von 100 kPa und drei Zyklen mit der Endlaststufe von 200 kPa) gewählt. Die Lastmodi 1 und 3 sind zur Bewertung von Saugspannungsabhängigen Steifigkeitsänderungen unter mehrmaliger, quasi-zyklischer, Ent- und Wiederbelastung herangezogen.

### 3.5.3 Ergebnisse

Die Ödometerversuche sind im Druck-Porenzahldiagramm für totale und effektive<sup>12</sup> Spannungen sowie im Zeit-Setzungs- und Zeit-Saugspannungsdiagramm ausgewertet. Wie aus Abbildung 3.26 hervorgeht, ist mit Zunahme der Saugspannung (Negativer Porenwasserdruck) eine Erhöhung der effektiven Spannung verbunden. Die zweimalige Ent- und Wiederbelastung im Standardspannungspfad (Lastmodus 2) erbringt für den Modellboden im betrachteten Spannungsbereich sowohl in totalen wie auch im effektiven Spannungspfad keine Änderung der Steifigkeit, d.h. die Schwellbeiwerte  $C_s$  und  $C'_s$  sind annähernd konstant<sup>13</sup>. Dieses Ergebnis wird in den Versuchen mit den erweiterten Spannungspfaden (Lastmodus 1 und 3) bestätigt.

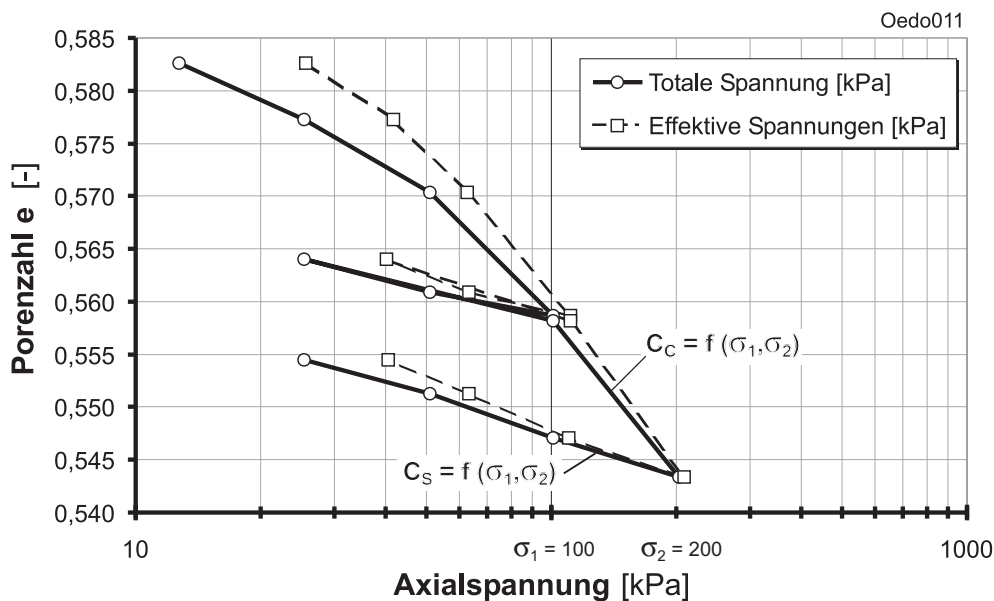


Abbildung 3.26: Druck-Porenzahldiagramm in totalen und effektiven Spannungen mit Regelspannungspfad (Lastmodus 2), Versuch Oedo011 ( $e_0 = 0,59$ ;  $S_{r0} = 95\%$ )

<sup>12</sup>Die effektive Spannung ist hier nach Gleichung 2.32 bzw. 2.33 aus Abschnitt 2.4.1 berechnet.

<sup>13</sup>Zur Kennzeichnung der „effektiven“ Kompressions- und Schwellbeiwerte ist entsprechend der gängigen Spannungsbezeichnung ebenfalls ein Hochkomma verwendet.

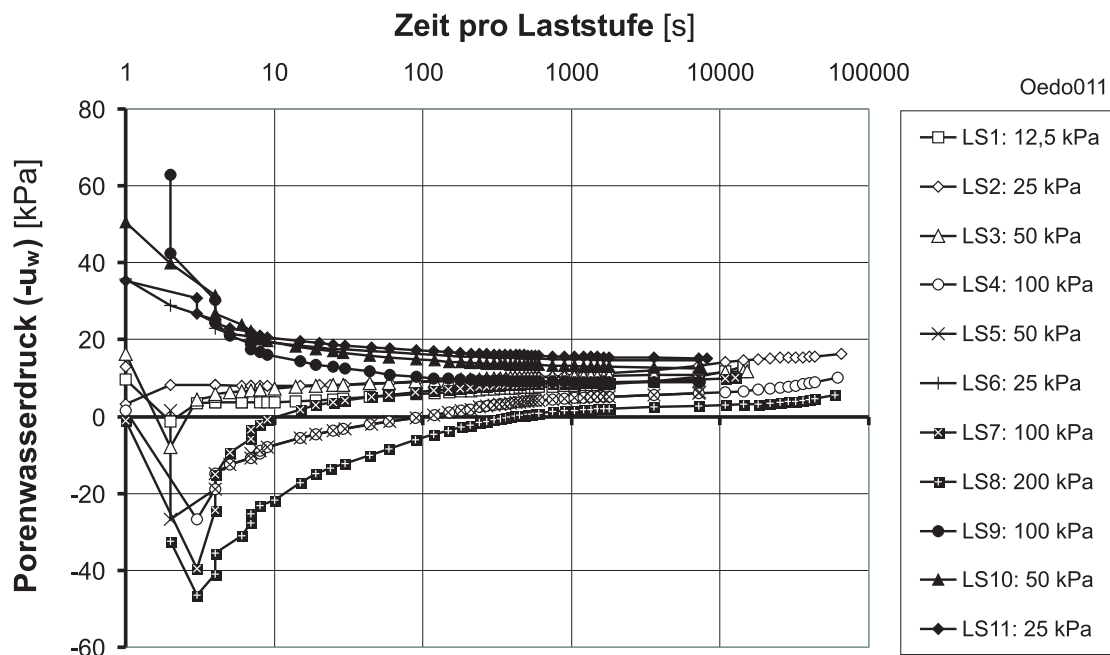


Abbildung 3.27: Zeit-Saugspannungsverlauf, Versuch Oedo011

Der Zeit-Saugspannungsverlauf ist exemplarisch für den Versuch Oedo011 in Abbildung 3.27 dargestellt. Aus den Ergebnissen ist ersichtlich, dass die „Konsolidierungsdauer“ des verwendeten Modellbodens etwa  $t_c = 1000$  s beträgt. Die Dauer ist abhängig von der Porenzahl und dem Sättigungsgrad der Bodenprobe und überschreitet im vorliegenden Fall  $t_c = 2500$  s nicht, so dass für die Versuchsdurchführung eine konstante Konsolidierungsdauer von  $t_c = 3600$  s je Laststufe festgelegt wurde.

Bei Überschreitung einer Konsolidierungsdauer von 4 Stunden machen sich erste Kriecherscheinungen in der Zeit-Setzungslinie und somit auch im Zeit-Saugspannungsverlauf bemerkbar. Bei Konsolidierungszeiträumen  $t_c > 1$  Tag wurden vereinzelt signifikante Saugspannungsänderungen registriert, die eindeutig auf die Veränderung der Umgebungsbedingungen (Temperatur und Luftfeuchtigkeit) zurückzuführen waren.

Aus den Druck-Porenzahldiagrammen aller Versuche sind die effektiven Stoffparameter zur Beschreibung der Volumenänderung des Modellbodens ermittelt. Es sind dies die Kompressions- und Schwellbeiwerte  $C'_c$  und  $C'_s$ , die als Tangentenmoduli für das jeweils vorangegangene Lastintervall der effektiven Spannungen aus den Versuchsergebnissen nach Gleichung 3.4 berechnet wurden:

$$C'_c \text{ bzw. } C'_s = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1}, \quad \text{mit } e_1 \geq e_2. \quad (3.4)$$

Die Ergebnisse sind für die Spannungen  $\sigma_1 = 100$  kPa und  $\sigma_2 = 200$  kPa in Abbildung 3.28 in Abhängigkeit der Saugspannungen dargestellt. Daraus geht

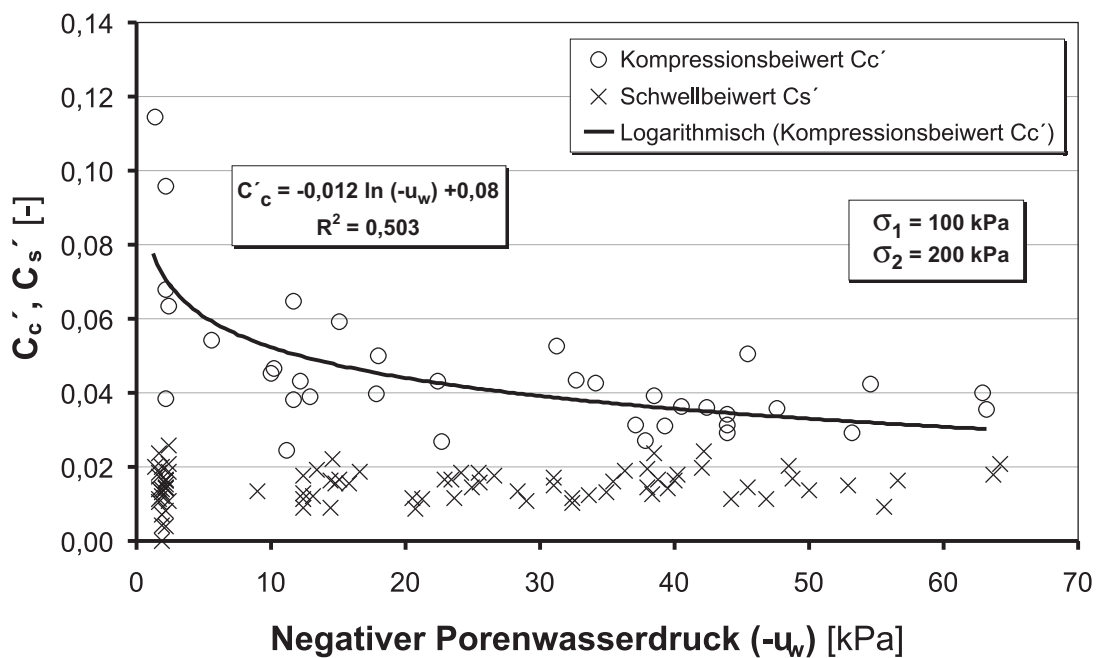


Abbildung 3.28: Kompressions- und Schwellbeiwerte in Abhängigkeit der Saugspannungen (insgesamt 15 Versuche), ausgewertet für die Spannungen  $\sigma_1 = 100$  kPa und  $\sigma_2 = 200$  kPa

hervor, dass der untersuchte Modellboden bei Ent- und Wiederbelastungen offensichtlich keine signifikante Abhängigkeit von der Saugspannung aufweist. Der Schwellbeiwert wird für die weiteren Betrachtungen als konstant angenommen<sup>14</sup>.

Eine Abhängigkeit der Volumenänderung von der Anfangsporenzahl besteht im Allgemeinen nicht und wird hier auch nicht angenommen. Der Kompressionsbeiwert  $C_c'$  kann für ein definiertes Spannungsintervall ( $\sigma_1/\sigma_2$ ) durch eine logarithmische Funktion in Abhängigkeit der Saugspannungen approximiert werden. Die logarithmische Approximation ist in Abbildung 3.28 für den Spannungsbereich  $\sigma_1 = 100$  kPa und  $\sigma_2 = 200$  kPa dargestellt und basiert auf folgendem Ansatz:

$$C_c' = a \ln(-u_w) + C_{c(0)} \quad (3.5)$$

mit

$$\begin{aligned} a &= f(\sigma_z, \Delta\sigma_z), \text{ hier: } a = -0,012, \\ C_{c(0)} &= C_c \text{ für den Fall } (-u_w) = 0, \text{ hier: } C_{c(0)} = 0,08. \end{aligned}$$

<sup>14</sup>Das beobachtete Verhalten hinsichtlich des Schwellverhalten ist nicht zwingend typisch für einen bindigen Boden. Insbesondere ausgeprägt plastische, expansive Tonböden zeigen ein signifikant von der Saugspannung abhängiges Materialverhalten.

## 3.6 Direkte Scherversuche

### 3.6.1 Versuchsdurchführung und Versuchsparameter

Die Scherfestigkeit des Modellbodens wurde neben den zuvor genannten Triaxialversuchen auch konventionell anhand von Rahmenscherversuchen ohne Saugspannungsmessung an teilgesättigten Bodenproben ermittelt.

Die Abmessungen der verwendeten Scherbox betragen 60 x 60 x 20 mm. Die Versuche sind mit einer Regelvorschubgeschwindigkeit 0,005 mm/min als konsolidiert drainierte Versuche (CD-Versuche) gefahren. Die Proben waren im Einbauzustand teilgesättigt und wurden vor dem Abscheren mindestens 24 Stunden unter der Auflastspannung  $\sigma_c$  (Konsolidierungsspannung) konsolidiert. Die Versuchsparameter sind in Tabelle 3.9 zusammengestellt.

Tabelle 3.9: Versuchsparameter der direkten Scherversuche

<i>variierende Parameter</i>	<i>Wertebereich</i>	<i>gesuchte Größen</i>
Anfangsporenzahl $e_0$	0,50 ... 0,62	Winkel $\varphi'$ , $\varphi^b$
Anfangssättigungsgrad $S_{r0}$	81 % ... 97 %	Kohäsion $c'$
Auflastspannung $\sigma_c$	44 kPa ... 872 kPa	Saugspannung ( $-u_w$ )

Aus den in Tabelle 3.9 dargestellten Einbauparametern sowie aus der Zusammendrückung der Bodenprobe und dem Ausbauwassergehalt wurden die Sättigung  $S_r$  und Porenzahl  $e$  am Ende der Konsolidierung und daraus die Saugspannungen nach den Beziehungen in den Gleichungen 3.3, 3.4 und 3.5 berechnet<sup>15</sup>. Dieser Herangehensweise liegt die Annahme zugrunde, dass die ermittelten Zustandsgrößen (Porenzahl und Saugspannung) am Ende der Konsolidierung etwa denjenigen im Bruchzustand entsprechen<sup>16</sup>.

### 3.6.2 Ergebnisse

Die Auswertung der Versuchsergebnisse ist in den Abbildungen 3.29, 3.30 und 3.31 dargestellt. Abbildung 3.29 zeigt die projizierten Scherfestigkeiten der untersuchten Bodenproben, die am Ende der Konsolidierung noch teilgesättigt waren. Da nach den Beziehungen in Abbildung 2.12 und Gleichung 2.25 der Reibungswinkel  $\varphi'$  eines teilgesättigten Bodens unabhängig von den Saugspannungen ist,

<sup>15</sup>Die gesuchte Saugspannung ergibt sich aus Rückrechnung der Gleichung 3.3 nach ( $-u_w$ ) und iterativer Lösung durch Anpassung der errechneten Porenzahl nach der Konsolidierung.

<sup>16</sup>Eine Dilatation bzw. Kontraktion der Probe über den Scherweg ist an dieser Stelle nicht berücksichtigt.



lässt sich aus der Steigung der Regressionsgeraden in Abbildung 3.29 der Reibungswinkel des Modellbodens zu  $\varphi' = 24^\circ$  bestimmen.

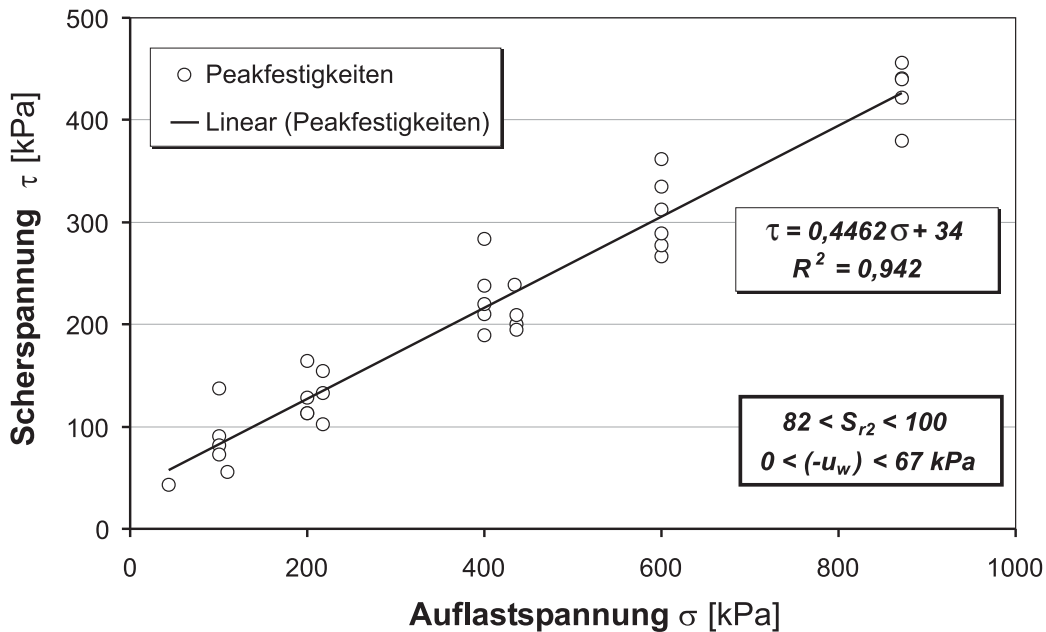


Abbildung 3.29: Ermittlung des Reibungswinkels  $\varphi'$  im  $\tau - \sigma$ -Diagramm bei unterschiedlichen Saugspannungen und Sättigungsgraden im Peakzustand

In Abbildung 3.30 ist die Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Saugspannungen nach der Konsolidierung dargestellt. Die Regressionsgeraden für unterschiedliche Auflastspannungsbereiche zeigen weitgehend gleiche Steigungen. Daraus lässt sich der Winkel der Saugspannungsabhängigen Scherfestigkeit zu  $\varphi^b = 44,7^\circ$  bestimmen<sup>17</sup>.

Zur Ermittlung der Kohäsion des Modellbodens können die Ergebnisse aus Abbildung 3.30 herangezogen werden. Durch Auftragung der Ordinatenabschnitte der Regressionsgeraden in diesem Diagramm erhält man die Scherfestigkeit für den Fall  $(-u_w) = \sigma_1 = 0$ . Analog zu Abbildung 3.29 ergibt sich dann für den Modellboden bei einer Auflastspannung  $\sigma = 0$  aus dem Ordinatenabschnitt in Abbildung 3.31 eine Kohäsion von  $c' = 34 \text{ kPa}$ .

<sup>17</sup>Zur Ermittlung von  $\varphi^b$  wurden lediglich die Auflastspannungsbereiche 100 kPa, 200 kPa und 400 kPa herangezogen. Die Datenbasis im Bereich von 600 kPa Auflastspannung ist begrenzt und vor allem für den unteren Saugspannungsbereich  $(-u_w) \leq 30 \text{ kPa}$  nicht repräsentativ.

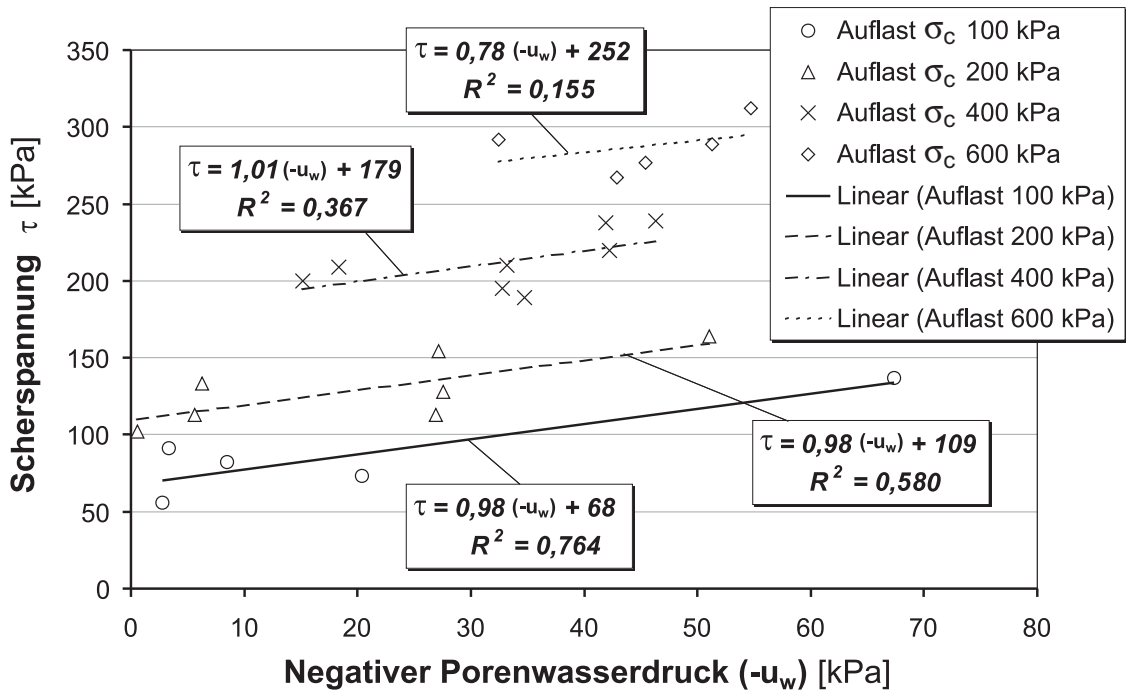


Abbildung 3.30: Ermittlung der Saugspannungsabhängigen Scherfestigkeit  $\varphi^b$  im  $\tau - (-u_w)$ -Diagramm bei unterschiedlichen Auflastspannung  $\sigma_c$

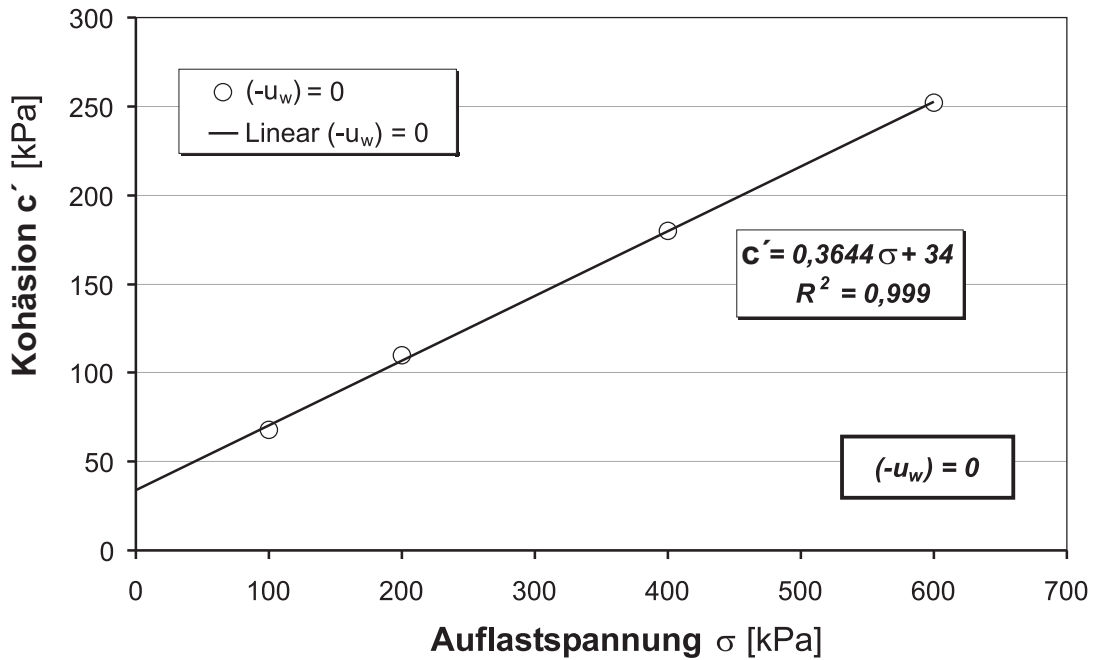


Abbildung 3.31: Ermittlung der Kohäsion für  $(-u_w) = 0$  aus Abb. 3.30



# Kapitel 4

## Stoffmodell und Darstellung der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der statischen und zyklischen deviatorischen Triaxialversuche sind zur Ermittlung von Parameterfunktionen in einem elasto-plastischen Stoffmodell herangezogen. Das Stoffmodell ist so formuliert, dass es problemlos in numerische Programme (Finite-Element-Programme) implementiert werden kann. Adäquat mit den plastischen Deformationen sind die zyklischen Deformationen bei der Aufstellung der Systemsteifigkeit für ein Anfangs-/Randwertproblem Bestandteil der Gesamtdeformationen. Bei der Ermittlung der Elementspannungen werden diese wie die plastischen Deformationen von den Gesamtdeformationen wieder subtrahiert.

Das elasto-plastische Stoffmodell ist analog zu den von [MEISSNER 1983] hergeleiteten Beziehungen aufgebaut. Es ist in dem hier entwickelten Stoffmodell gleichfalls eine Fließfunktion, ein assoziiertes plastisches Potenzial sowie eine deviatorische Fließregel verwendet. Innerhalb des Fließkörpers auftretende Spannungs-Verformungspfade sind durch pseudoelastische Schub- und Kompressionsmoduli beschrieben. Äquivalent zur Kohäsion des Mohr-Coulomb'schen Schergesetzes sind deviatorische Spannungszustände auch für einen gewissen positiven Bereich isotroper Spannungen noch zulässig. Weiter sind in dem Stoffmodell Volumenänderungen, die bei deviatorischen Spannungspfaden entstehen, durch eine Dilatationsfunktion beschrieben. Für die Parameter des Stoffmodells sind Funktionen hergeleitet, die von folgenden Zustandsgrößen abhängen (in den Klammern sind die versuchsbedingten Bereichsgrenzen der Zustandsgrößen aufgeführt):

- Anfangsporenzahl des Bodens ( $0,5 \leq e_0 \leq 0,62$ );
- Anfangssättigungsgrad des Bodens ( $82 \% \leq S_{r0} \leq 100 \%$ );
- Isotrope Spannung ( $300 \text{ kPa} \leq I_\sigma \leq 3.000 \text{ kPa}$ ).

---

In den Versuchen sind die Proben sowohl durch äußere Einwirkungen als auch durch Zwängungen in Form von Wasserspannungen beansprucht. Die Wasserspannungen treten als Saugspannungen (negative Porenwasserdrücke) sowie als Porenwasserüberdrücke auf. Luftdrücke sind nicht zu berücksichtigen, da atmosphärische Bedingungen herrschen. Die aus den äußeren Einwirkungen resultierenden Spannungen sind nachfolgend als totale Spannungen, die Spannungen unter Berücksichtigung der Wasserspannungen als effektive Spannungen bezeichnet.

Im Stoffmodell sind getrennt die totalen Spannungen und die Wasserspannungen enthalten. Für die Wasserspannungen ist gleichfalls eine Funktion in Abhängigkeit der zuvor genannten Zustandsgrößen hergeleitet. In den Proben gemessene Saugspannungen sind mit Werten der pF-Kurven auf Grundlage der Ergebnisse aus Abschnitt 3.3 verglichen.

Durch die zyklischen Einwirkungen sind ausschließlich deviatorische Spannungspfade aufgetreten. In one-way-Versuchen lagen die Pfade entweder ausschließlich auf der Kompressionsachse oder ausschließlich auf der Extensionsachse. Bei two-way-Versuchen entstehen innerhalb eines Zyklus Spannungspfade, die auf beiden Achsen liegen. In den Versuchen wurden die Spannungen derart gewählt, dass in one-way-Versuchen die mittlere deviatorische Spannung gleich dem Amplitudenwert entsprach und bei two-way-Versuchen die zyklischen Einwirkungen vom isotropen Zustand aus erfolgten. Im Folgenden wird unterschieden zwischen:

- Kompressionsversuche:  
Die deviatorischen Spannungspfade liegen entweder ausschließlich im Bereich der Kompressionsachse (one-way-Versuche) oder wie in two-way-Versuchen, beginnen die Zyklen mit einem Spannungspfad in Richtung der Kompressionsachse.
- Extensionsversuche:  
Definition wie für Kompressionsversuche aber mit umgekehrten Richtungen. Die Spannungspfade beginnen in Richtung der Extensionsachse (one-way- und two-way-Versuche).

Die Kompressionsversuche sind bis auf wenige Ausnahmen überwiegend als two-way-Versuche und die Extensionsversuche versuchsbedingt ausschließlich als one-way-Versuche durchgeführt.

Durch die zyklischen Einwirkungen entstehen sowohl elastische als auch bleibende (plastische) Deformationen. In den durchgeführten Versuchen entstanden i.d.R. nach etwa 300 Zyklen kaum noch signifikante Zunahmen der bleibenden Deformationen. Es konnte eine Dehnungsverfestigung beobachtet werden. Durch

---

das Stoffmodell sind die bleibenden Deformationen als Funktion der vorgenannten Zustandsgrößen sowie weiterer Einflussgrößen beschrieben. Eine Abbildung einzelner Zyklen erfolgt nicht.

Einflussgrößen sind außer den bereits aufgeführten Zustandsgrößen für das elasto-plastische Stoffmodell:

- Axiale deviatorische zyklische Spannungsamplitude  
( $50 \text{ kPa} \leq \Delta\sigma_{\text{zykl}} \leq 600 \text{ kPa}$ );
- Zyklenanzahl ( $2 \leq N \leq 2.000$ );
- Frequenz ( $0,005 \text{ Hz} \leq f \leq 0,05 \text{ Hz}$ ).

In Klammern sind die versuchsbedingten Bereichsgrenzen der variierten Einflussgrößen aufgeführt. Die für Parameterstudien herangezogenen Versuche sind überwiegend mit einer Frequenz  $f = 0,01 \text{ Hz}$  durchgeführt. Die Frequenz bleibt in den weiteren Auswertungen daher unberücksichtigt.

Spannungen und Deformationen haben folgende Vorzeichendefinition:

Druck und Stauchung:	⊕
Zug und Dehnung:	⊖
Saugspannung:	⊕
Porenwasserüberdruck:	⊖



## 4.1 Phänomene der Versuchsergebnisse

Das Probenverhalten ist nennenswert von deren Spannungsvorgeschichte beeinflusst. Um die gewünschten Porenzahlen bei der Probenherstellung zu erreichen, wurden die Proben kurzzeitig höher belastet als dies nachfolgend im Triaxialversuch geschah. Die zum Erreichen bestimmter Porenzahlen aufgebrauchten Axialspannungen  $\sigma_{11}$  bei behinderter Seitendehnung sind aus Abbildung 4.1 ersichtlich. Durch das Schwellverhalten des Modellbodens ( $C_s \geq 0$ ) ist mit gewissen Streubreiten somit implizit ein gewisses Konsolidierungsverhältnis gegeben (siehe dazu auch Abschnitt 3.2).

Die große Streubreite der  $\sigma_{11}$ -Werte für die Porenzahl  $e_0 = 0,51$  ist durch die Sättigungsgrade  $S_{r0}$  der Proben zu erklären. In Proben mit großen Sättigungsgraden entstanden während der Probenherstellung offenbar Porenwasserüberdrücke. Um den Konsolidierungsprozess zu beschleunigen wurden entsprechend große Axialspannungen gewählt.

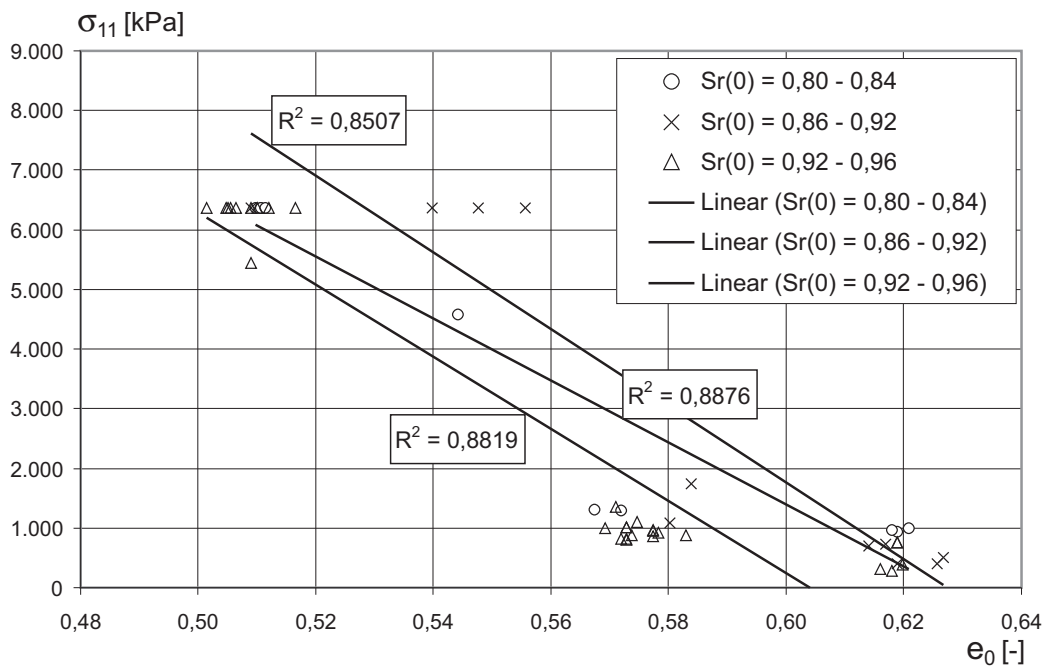


Abbildung 4.1: Konsolidierungsspannungen  $\sigma_{11}$  zum Erreichen der Anfangsporenzahl  $e_0$  bei der Probenherstellung

Proben mit gleichen Porenzahlen  $e_0$  aber unterschiedlichen Sättigungsgraden  $S_{r0}$  sind im konsolidierten Zustand somit durch effektive Spannungen in gewissen Grenzen unterschiedlich vorbelastet und haben für gleiche Spannungszustände in den Versuchen dann auch unterschiedliche Konsolidierungsverhältnisse. Dass sich diese unterschiedlichen Spannungsvorgeschichten allerdings nur gering auf das

Kompressionsverhalten auswirken, zeigen die Streubreiten der Kompressionsmoduli  $K$  (siehe Abb. 4.10). Signifikanter sind die Einflüsse aus der Probenherstellung auf die Saugspannungs- und damit auf die Sättigungsverteilung innerhalb der Probe zu bewerten, so dass der Einfluss unterschiedlicher Konsolidierungsverhältnisse in den nachfolgenden Auswertungen vernachlässigt wurde.

In den nachfolgenden Abbildungen sind repräsentativ für die verschiedenen Versuchstypen die Versuchsergebnisse eines statischen Kompressionsversuches (K011) und eines two-way-Kompressionsversuches (K015) sowie eines one-way-Extensionsversuches (E015) aufgetragen. In allen Versuchen ist mit einem isotropen Spannungszustand begonnen. Die Axial- und Radialdeformationen haben etwa gleiche Beträge, ein Indiz dafür, dass die Proben nach Abschluss der Konsolidierungsphase in etwa einen isotropen Spannungszustand angenommen hatten. Nennenswerte Kriechverformungen wurden nicht beobachtet, u.a. auch wegen der Vorbelastung bei der Probenherstellung.

Entsprechend den Regelspannungspfaden nach Abschnitt 3.4.2 schließt sich an die isotrope Belastungsphase (Phase ① in Abb. 4.2) eine zyklische Beanspruchung (Phase ②) der Proben an. Der in Abbildung 4.2 dargestellte Versuch K015 ist ein two-way-Versuch mit gleich großen zyklischen Spannungsamplituden in Richtung der Kompressions- und der Extensionsachse. Durch die zyklischen Einwirkungen ändert sich die mittlere Wasserspannung nicht. Es entstehen sowohl Volumenänderungen als auch Verzerrungen (Abb. 4.3). Während der deviatorischen Beanspruchung (Phase ③) werden die Proben bis etwa zum Erreichen eines Plateaus statisch weiter belastet. Die Wasserspannungen vergrößern sich geringfügig und es entstehen nennenswerte Volumenänderungen (Abb. 4.3).

Die Ergebnisse der Extensionsversuche sind vergleichbar mit denen der Kompressionsversuche (Abb. 4.5ff).

Für den one-way-Extensionsversuch E015 liegen die zyklischen deviatorischen Spannungspfade ausschließlich auf der Extensionsachse. In der abschließenden Phase ③ des Versuches vergrößern sich die Wasserspannungen trotz einer geringen Volumenvergrößerung noch geringfügig.

Eine Zusammenstellung der ausgeführten Triaxialversuche mit Angabe der Anfangszustandsgrößen befindet sich im Anhang.

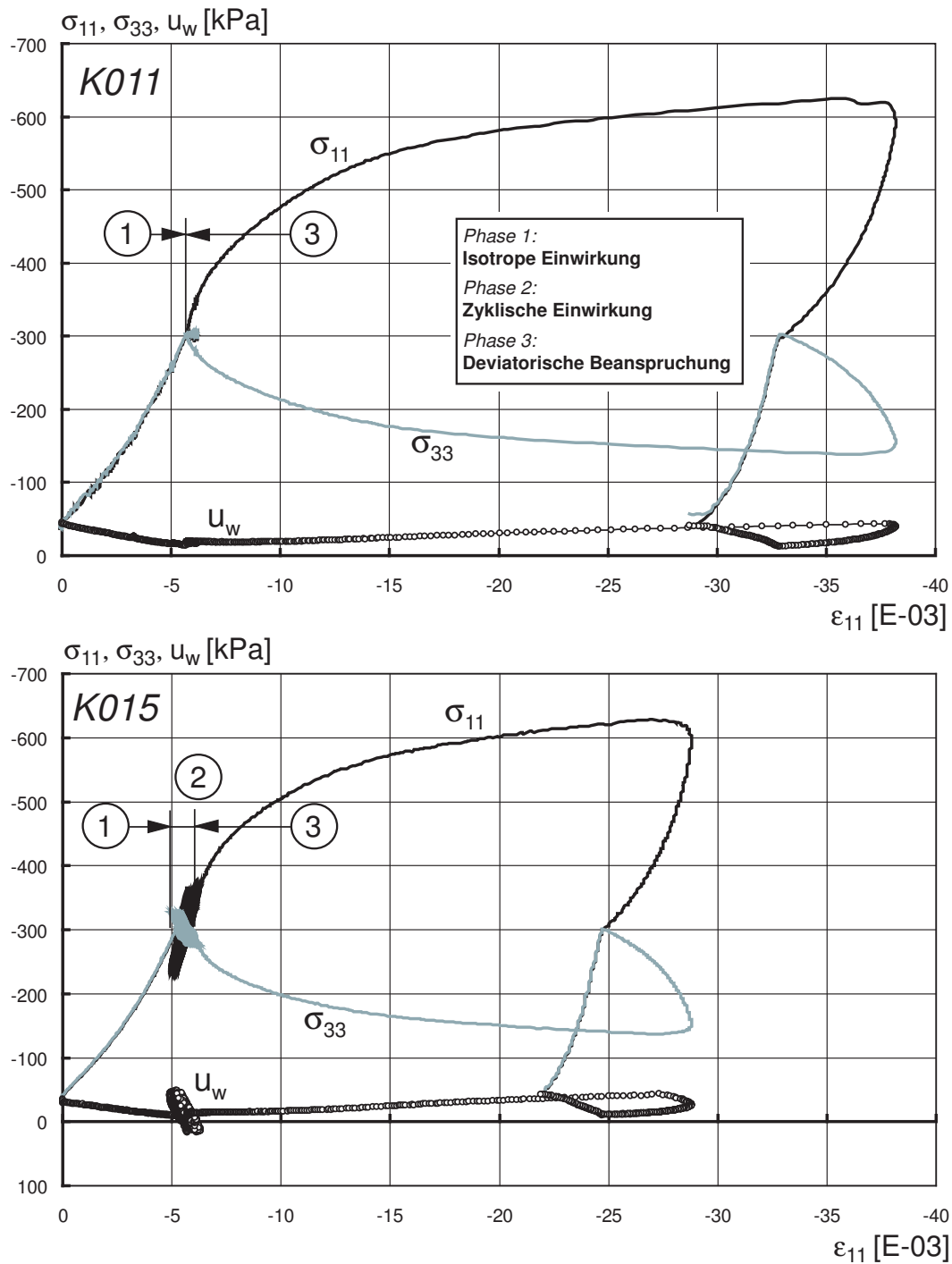


Abbildung 4.2: Spannungen in Abhängigkeit axialer Probendeformation, Kompressionsversuche K011 (statische Einwirkungen) und K015 (zyklische Einwirkungen, two-way-Versuch)

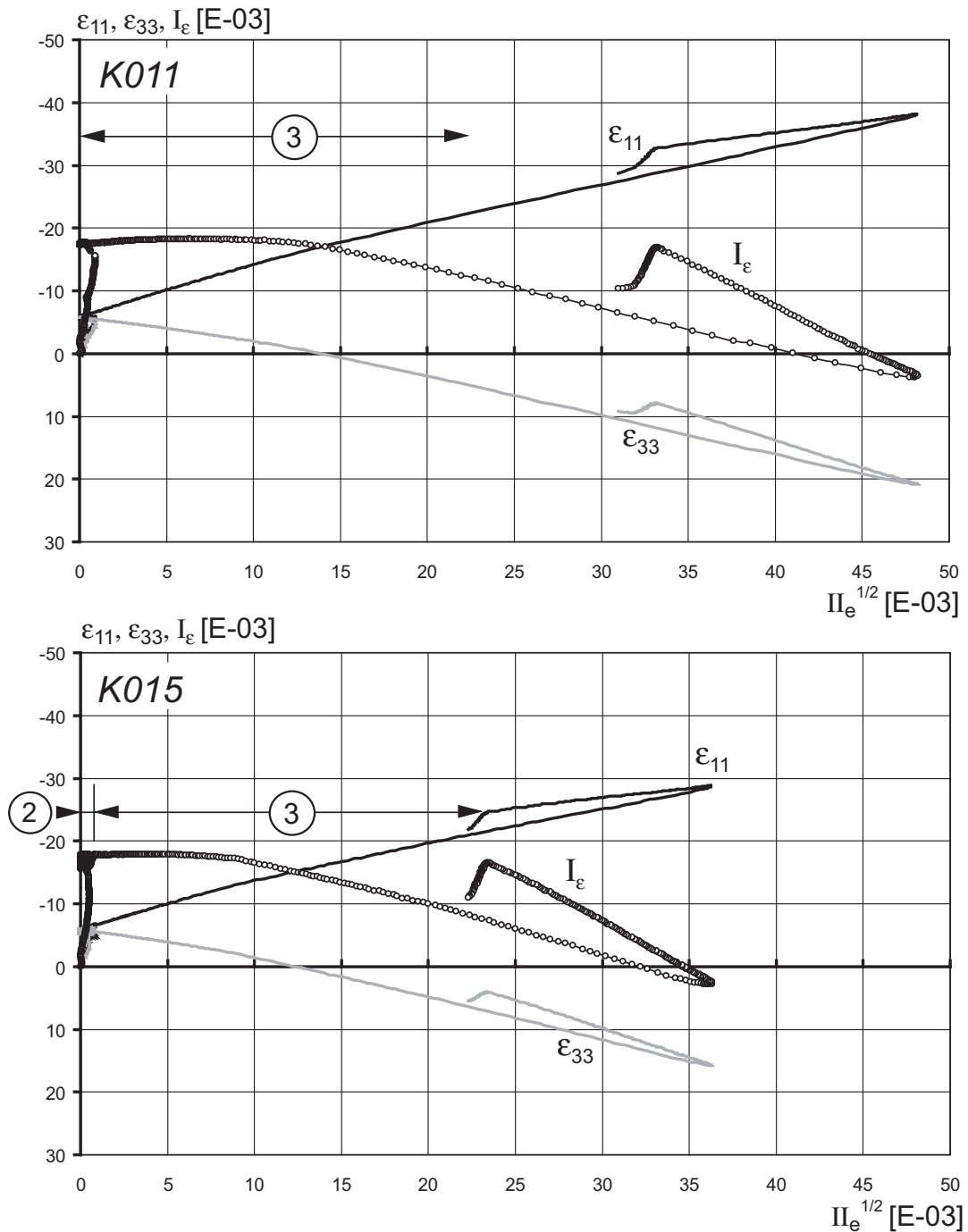


Abbildung 4.3: Deformationen in den unterschiedlichen Einwirkungsphasen 2 und 3, Kompressionsversuche K011 (statische Einwirkungen) und K015 (zyklische Einwirkungen, two-way-Versuch)

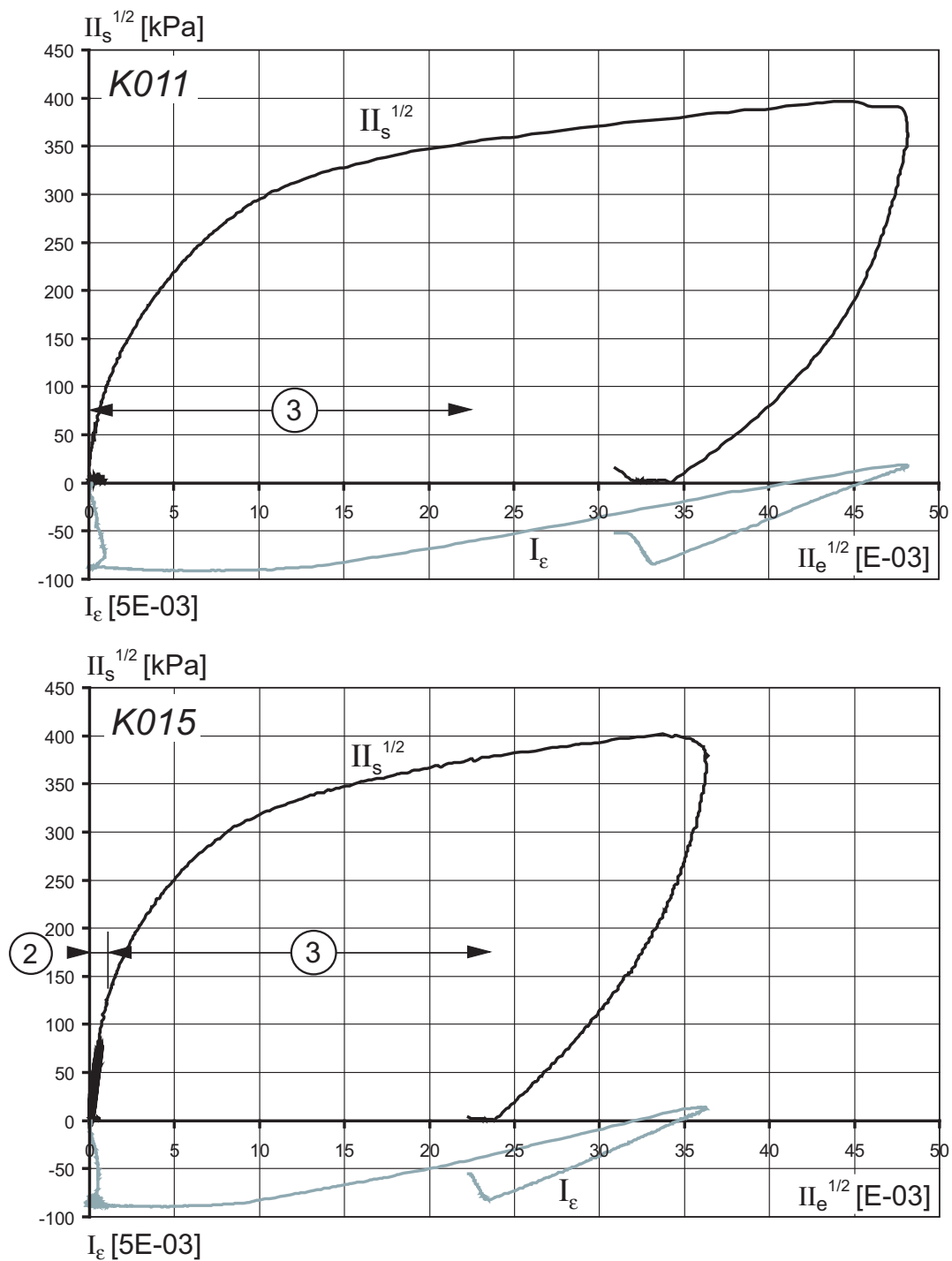


Abbildung 4.4: Deviatorische Spannungsinvariante und Volumenänderung in Abhängigkeit von den deviatorischen Deformationen, Kompressionsversuche K011 (statische Einwirkungen) und K015 (zyklische Einwirkungen, two-way-Versuch)

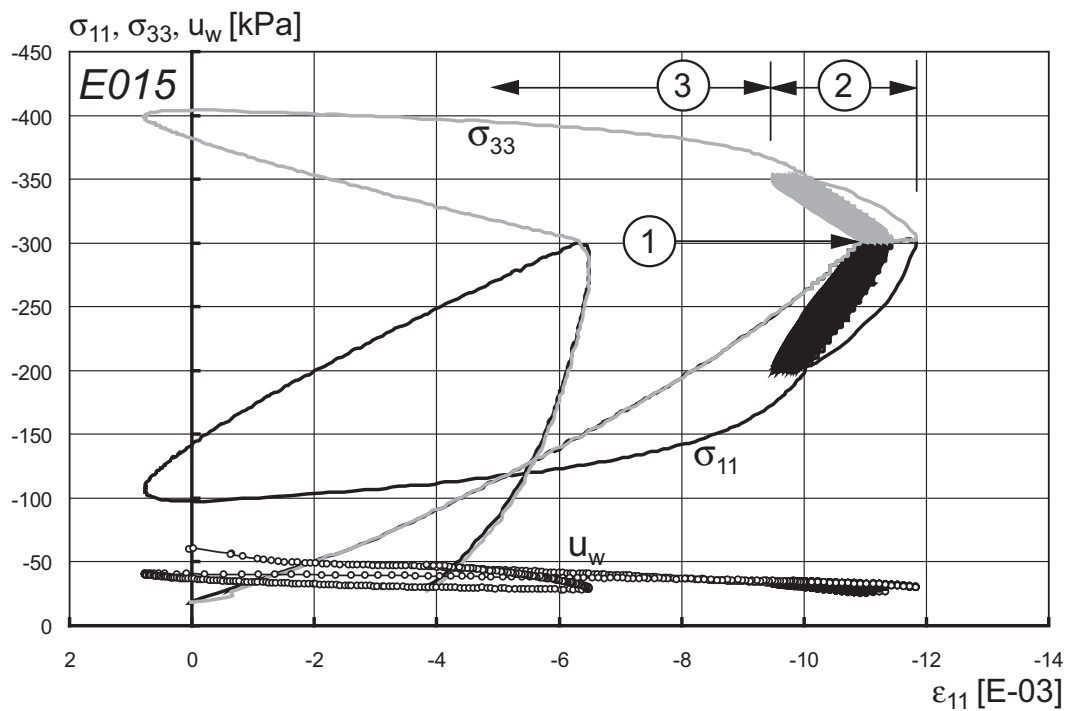


Abbildung 4.5: Spannungen in Abhängigkeit axialer Probendeformation, Extensionsversuch (E015)

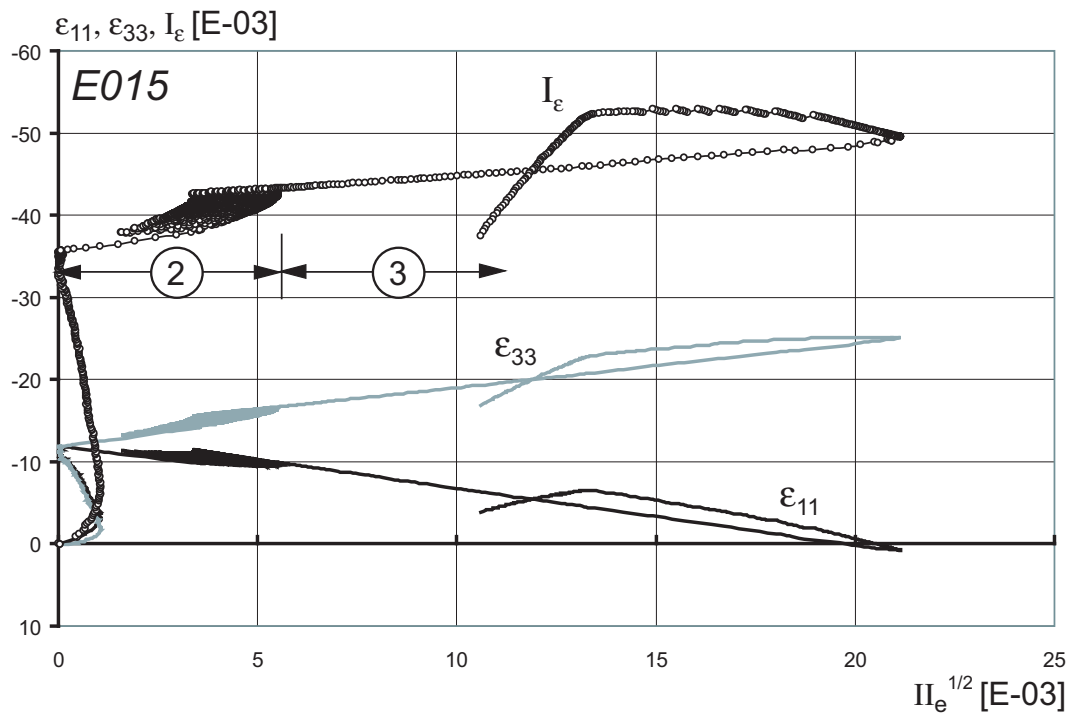


Abbildung 4.6: Deformationen in den unterschiedlichen Einwirkungsphasen 2 und 3, Extensionsversuch (E015)



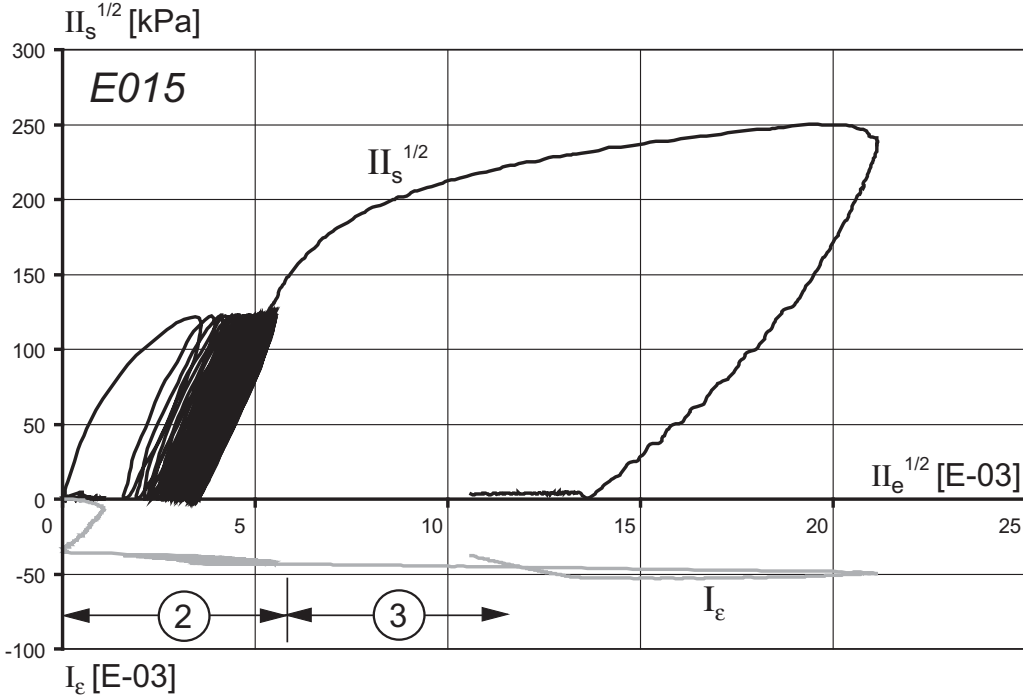


Abbildung 4.7: Deviatorische Spannungsinvariante und Volumenänderung in Abhängigkeit von den deviatorischen Deformationen, Extensionsversuch (E015)

## 4.2 Elasto-plastisches Stoffmodell

Als Spannungstensor wird im Rahmen dieser Arbeit der symmetrische *Cauchy-sche* Tensor  $T$  und als Verformungstensor der symmetrische *Green-Lagrangesche* Tensor  $E$  verwendet. Die beiden symmetrischen Tensoren können durch Vektoren ersetzt werden, die in differentieller Schreibweise wie folgt lauten:

$$\{d\sigma\}^T = \{d\sigma_{xx}, d\sigma_{yy}, d\sigma_{zz}, d\tau_{xy}, d\tau_{xz}, d\tau_{yz}\} \quad (4.1)$$

$$\{d\epsilon\}^T = \{d\epsilon_{xx}, d\epsilon_{yy}, d\epsilon_{zz}, d\gamma_{xy}, d\gamma_{xz}, d\gamma_{yz}\} \quad (4.2)$$

Die Schubspannungen werden wie folgt bezeichnet:

$$d\tau_{ij} = d\sigma_{ij}. \quad (4.3)$$

Die ersten Invarianten der beiden Tensoren sind wie folgt definiert:

$$I_\sigma := \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} = \text{tr } \mathbf{T} \quad (4.4)$$

$$I_\epsilon := \epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz} = \text{tr } \mathbf{E}. \quad (4.5)$$

Die deviatorischen Komponenten des Spannungs- sowie Formänderungstensors lauten:

$$s_{ij} := \sigma_{ij} - \frac{I_\sigma}{3} \delta_{ij} \quad (4.6)$$

$$e_{ij} := \epsilon_{ij} - \frac{I_\epsilon}{3} \delta_{ij}. \quad (4.7)$$

wobei  $\delta_{ij}$  das Kronecker Symbol darstellt.

Für die zweiten und dritten Invarianten der deviatorischen Tensoren gilt dann allgemein:

$$II_s := s_{ij} s_{ji}, \quad II_e := e_{ij} e_{ji}, \quad (4.8)$$

$$III_s := s_{il} s_{lj} s_{ji}, \quad III_e := e_{il} e_{lj} e_{ji}. \quad (4.9)$$

Die Invarianten vereinfachen sich im Hauptachsensystem (HAS) zu:

$$II_s := s_1^2 + s_2^2 + s_3^2 \quad (4.10)$$

$$II_e := e_1^2 + e_2^2 + e_3^2 \quad (4.11)$$

und

$$III_s := s_1^3 + s_2^3 + s_3^3 \quad (4.12)$$

$$III_e := e_1^3 + e_2^3 + e_3^3. \quad (4.13)$$

Für einen beliebigen Punkt  $P$  in der Deviatorebene des Spannungsraumes (siehe Abb. 4.8) beschreiben folgende Parameter die Lage des Spannungspunktes:

- Abstand  $r_\sigma$  von der Raumdiagonalen  $I_\sigma/\sqrt{3}$  (Abb. 4.8 a):

$$r_\sigma = \overline{QP} = \sqrt{\overline{II}_s} \quad (4.14)$$

- Lodewinkel  $\alpha_\sigma$ , der durch eine Gerade vom Mittelpunkt der Deviatorebene  $Q$  zum Punkt  $P$  und der Extensionsachse in der Deviatorebene eingeschlossen wird (Abb. 4.8 b):

$$\alpha_\sigma = \frac{1}{3} \arccos \left( \sqrt{6} \frac{\overline{III}_s}{\sqrt{\overline{II}_s}} \right) \quad (4.15)$$

- Winkel  $\beta_\sigma$ , der durch eine Gerade vom Koordinatenursprung  $O$  zum Punkt  $P$  und der Raumdiagonalen eingeschlossen wird (Abb. 4.8 a):

$$\beta_\sigma = \arctan \left( \frac{\sqrt{3} \sqrt{\overline{II}_s}}{I_\sigma} \right) \quad (4.16)$$

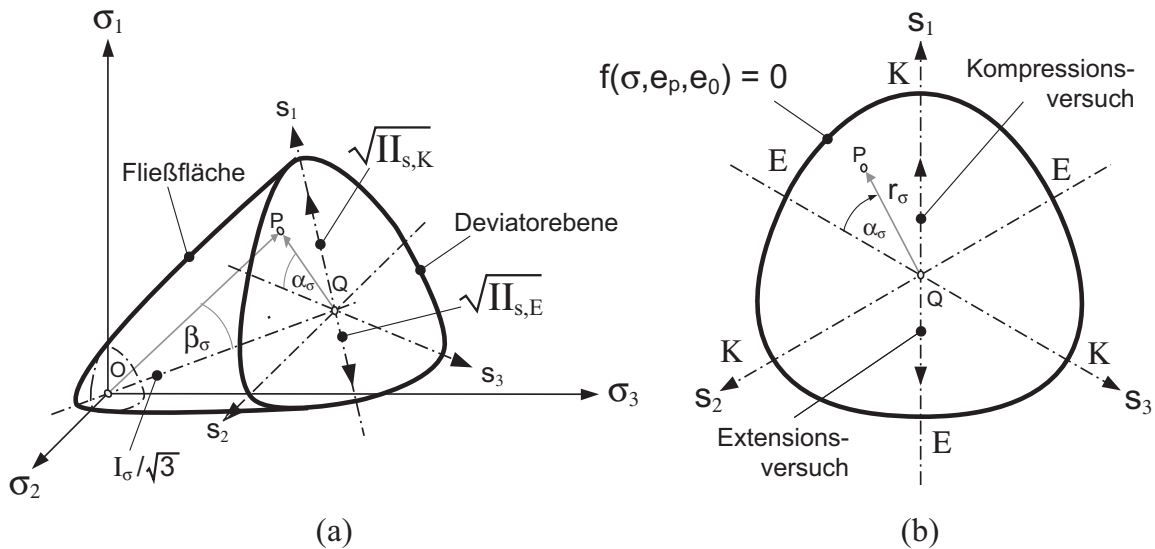


Abbildung 4.8: Hauptachsensystem (HAS) mit Fließfläche (a) und Deviatorebene (b) nach [MEISSNER 1983]

Das elasto-plastische Stoffmodell ist analog zu den von [MEISSNER 1983] hergeleiteten Beziehungen aufgebaut. Es ist in dem hier entwickelten Stoffmodell gleichfalls eine Fließfunktion, ein assoziiertes plastisches Potenzial sowie eine deviatorische Fließregel verwendet. Innerhalb des Fließkörpers auftretende Spannungs-Verformungspfade sind durch pseudoelastische Schub- und Kompressionsmoduli beschrieben. Äquivalent zur Kohäsion des Mohr-Coulomb'schen

Schergesetzes sind deviatorische Spannungszustände auch für einen gewissen positiven Bereich isotroper Spannungen noch zulässig. Weiter sind in dem Stoffmodell Volumenänderungen, die bei deviatorischen Spannungspfaden entstehen, durch eine Dilatationsfunktion beschrieben.

Die differentiellen Deformationen eines zyklisch beanspruchten, teilgesättigten bindigen Bodens betragen demnach:

$$d\varepsilon_{ij} = de_{ij}^e + de_{ij}^p + de_{ij}^z + (dI_\varepsilon^e + dI_\varepsilon^p + dI_\varepsilon^z) \frac{\delta_{ij}}{3} \quad (4.17)$$

darin bedeuten

- $e_{ij}$  = deviatorische Deformationen,
- $I_\varepsilon$  = volumetrische Deformationen,
- $e, p, z$  = Indizes für elastische, plastische und zyklische Deformationsanteile.

Mit der linear elastischen Stoffmatrix  $\mathbf{C}^e$  erhält man die Spannungen zu:

$$d\sigma_{ij} = [\mathbf{C}^e] \left( de_{ij}^e + dI_\varepsilon^e \frac{\delta_{ij}}{3} \right) + u_w \delta_{ij}. \quad (4.18)$$

$u_w$  sind die Wasserspannungen. Entsprechend der hier gewählten Vorzeichendefinition sind Saugspannungen dabei positiv.

Für die Spannungen  $\sigma_{ij}$  und die differentiellen Deformationen  $d\varepsilon_{ij}$  wird Koaxialität angenommen. Dies bedeutet, für die Spannungen und die differentiellen (inkrementellen) Deformationen gilt das gleiche Hauptachsensystem.

Die plastischen Deformationen werden anhand einer Dilatationsfunktion  $DI$  sowie eines plastischen Potentials, das hier gleich der Fließfunktion  $f$  angenommen ist, ermittelt. Die Fließfunktion ist gemäß dem Ansatz von [STUTZ 1972] wie folgt gewählt:

$$f(\sigma, e^p, e_0) = \sqrt{\Pi_s} - A I_\sigma \left[ 1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \cos(3\alpha_\sigma) \right]^{-m}. \quad (4.19)$$

Dieser Ansatz gilt für rollige Böden. Für bindige, teilgesättigte Böden ist eine Kohäsion zu erfassen. Mit Berücksichtigung der Porendrucke (Wasser-/Saugspannungen) wird der Ansatz erweitert zu:

$$f(\sigma, e^p, e_0) = \sqrt{\Pi_s} - A(I_\sigma, u_w) \cdot I_\sigma \left[ 1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \cos(3\alpha_\sigma) \right]^{-m} \quad (4.20)$$

Der Parameter A beschreibt die Aufweitung der Fließfläche und B bestimmt die Gestalt der Fließkurve in der Deviatorebene. Die Parameter A, B und  $m$  sind nachfolgend in Abhängigkeit der Zustandsgrößen ermittelt.

Damit gilt für die volumetrischen plastischen Verformungen

$$d\varepsilon_{kk}^p = dI_\varepsilon^p = \delta\lambda DI, \quad (4.21)$$

sowie die deviatorischen plastischen Verformungen

$$de_{ij}^p = \delta\lambda \left( \frac{\partial f}{\partial s_{ij}} - \frac{\partial f}{\partial s_{kk}} \frac{\delta_{ij}}{3} \right) = \delta\lambda h_{ij} \quad \text{mit} \quad h_{ij} = \frac{\partial f}{\partial s_{ij}} - \frac{\partial f}{\partial s_{kk}} \frac{\delta_{ij}}{3}, \quad (4.22)$$

wobei  $\delta\lambda$  ein Multiplikator darstellt, der aus der Konsistenzbedingung für plastische Zustände ermittelt wird [MEISSNER 1983].

Die plastischen Gesamtverformungen lassen sich dann wie folgt angeben:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \delta\lambda \left[ \frac{\partial f}{\partial s_{ij}} - \left( \frac{\partial f}{\partial s_{kk}} - DI \right) \frac{\delta_{ij}}{3} \right] = \delta\lambda h_{ij}^* \quad \text{mit} \quad h_{ij}^* = h_{ij} + DI \frac{\delta_{ij}}{3}. \quad (4.23)$$

Als zyklische Deformationen sind anhand der Versuchsergebnisse die volumetrischen Deformationen  $I_\varepsilon^z$  sowie die zweiten Invarianten der bleibenden deviatorischen Deformationen  $\sqrt{II_{ep}}$  als Funktion der Zyklenanzahl  $N$  - und damit mit bekannter Frequenz  $f$  auch als Funktion von der Zeit - sowie in Abhängigkeit weiterer Zustandsgrößen ermittelt. Eine Zustandsgröße ist die Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$ . Durch die Spannungsamplituden entstehende elastische Deformation sind nicht beschrieben. Unter der Annahme das die deviatorischen Verformungskomponenten proportional zu den plastischen Komponenten sind betragen die gesamten zyklischen Deformationen:

$$\Delta I_\varepsilon^z = \frac{dI_\varepsilon^z(t, \alpha_i)}{dt} \Delta t \quad (4.24)$$

$$\Delta e_{ij}^z = \frac{d\sqrt{II_{ez}}(t, \alpha_i)}{dt} \frac{h_{ij}}{|h_{ij}|} \Delta t \quad (4.25)$$

$$\Delta \varepsilon_{ij}^z = \Delta e_{ij}^z + \frac{1}{3} \Delta I_\varepsilon^z \delta_{ij}, \quad (4.26)$$

wobei  $h_{ij}$  der Richtungsvektor gemäß Gleichung 4.22 in der Deviatorebene ist und  $\alpha_i$  hier für diverse Zustandsgrößen steht. Die Zeit  $t$  ergibt sich mit der Frequenz  $f$  und der Zyklenanzahl  $N$  zu:

$$t = \frac{N}{f} \quad (4.27)$$

## 4.3 Parameterwerte und Funktionen des Stoffmodells

### 4.3.1 Pseudo-elastische Parameter $K$ und $G$

Für inkrementelle Spannungs- und Deformationspfade gelten die folgenden Definitionen:

$$K = \frac{\Delta I_\sigma}{\Delta I_\varepsilon^e}, \quad (4.28)$$

$$G = \frac{\Delta \sqrt{\Pi_s}}{2\Delta \sqrt{\Pi_e^e}}. \quad (4.29)$$

Sowohl der Kompressionsmodul  $K$  als auch der Schubmodul  $G$  hängen für teilgesättigte bindige Böden von den Zustandsgrößen isotrope Spannung  $I_\sigma$ , plastische Deformation  $\sqrt{\Pi_{ep}}$ , Anfangsporenzahl  $e_0$  sowie Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$  ab. Für die Zustandsgrößen sind Separationsansätze gewählt und es sind die Werte darin enthaltener Parameter anhand von Versuchsergebnissen nachfolgend bestimmt.

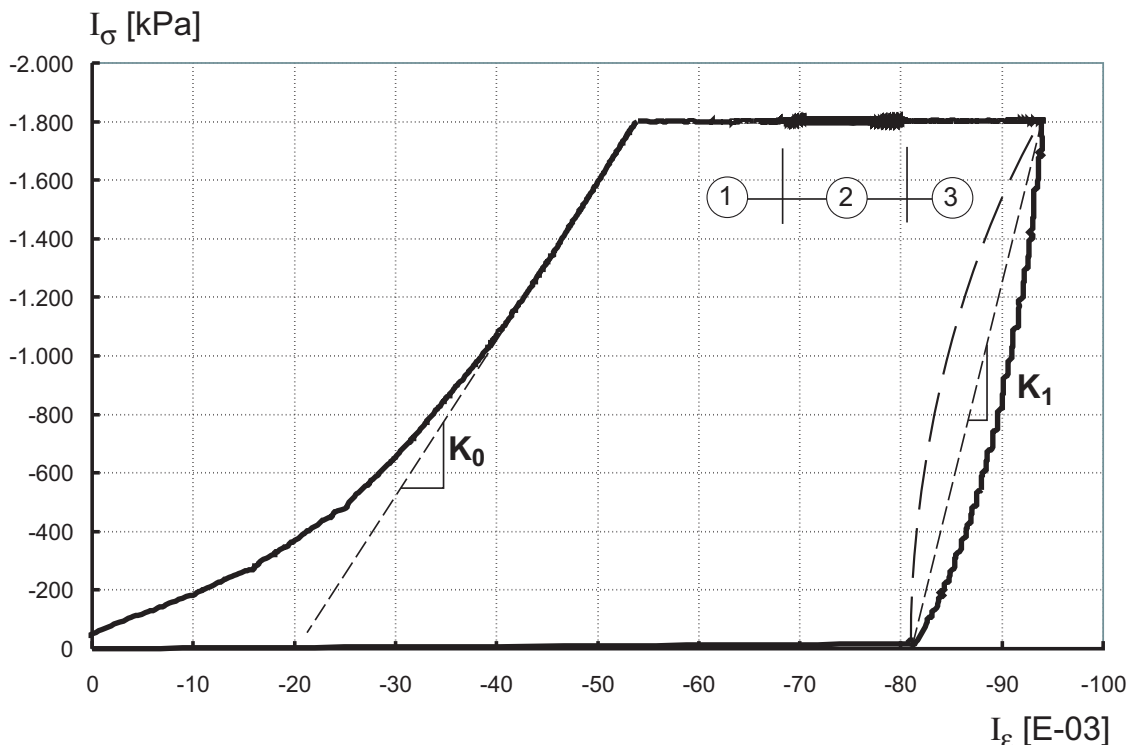


Abbildung 4.9: Isotrope Spannungspfade für die Erstbelastung und die Entlastung am Beispiel des Extensionsversuches E006 ( $e_0 = 0,57$ ;  $S_{r0} = 0,93$ )



Der Kompressionsmodul wird getrennt für die isotrope Erstbelastung ( $K_0$ ) sowie für isotrope Ent- und Wiederbelastungen ( $K_1$ ) eines teilgesättigten bindigen Bodens ermittelt (Abb. 4.9).

Die Spannungs-Deformationspfade zeigen einen gekrümmten Verlauf. Für die Tangenten der isotropen Erstbelastung vor Erreichen des vorgesehenen Spannungsniveaus sind die entsprechenden  $K$ -Werte ermittelt. In Abbildung 4.10 sind die  $K_0$ -Werte für die Erstbelastungen eingetragen. In Abhängigkeit des Anfangssättigungsgrades sind zwei Streubereiche dargestellt, in denen die Versuchsergebnisse liegen.

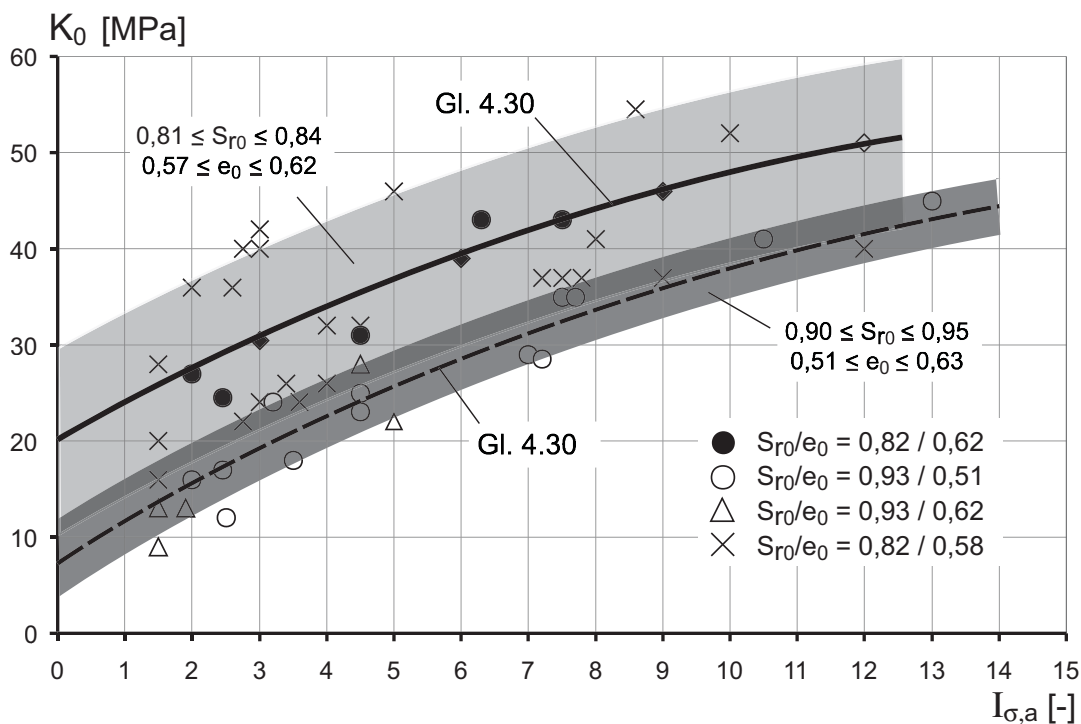


Abbildung 4.10: Versuchswerte des Erstbelastungskompressionsmoduls  $K_0$  und Approximation durch Gl. 4.30

Es besteht eine signifikante Abhängigkeit von der isotropen Spannung, die im Weiteren als auf den Luftdruck  $p_a$  bezogene Spannung  $I_{\sigma,a}$  bezeichnet ist. Nennenswert geringer ist der Einfluss des Anfangssättigungsgrades  $S_{r0}$  auf den Erstbelastungskompressionsmodul  $K_0$ . Die Porenzahl  $e_0$  hat nach den Versuchsergebnissen keinen signifikanten Einfluss. Durch die Beziehungen

$$K_0 = 650 p_a \left( \kappa - 0,7 e^{-0,1(I_{\sigma,a}/\kappa)} \right) \quad (4.30)$$

$$\kappa = \left( \frac{0,82}{S_{r0}} \right)^2, \quad \kappa \geq 0,70, \quad I_{\sigma,a} = (I_\sigma - 3 \cdot u_w) / p_a \quad (4.31)$$

lassen sich die Versuchsergebnisse zutreffend beschreiben.

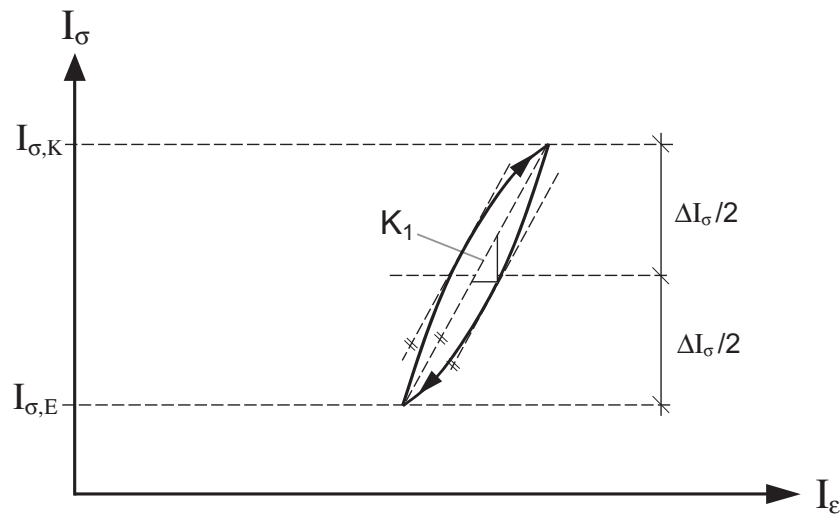


Abbildung 4.11: Definition des Kompressionsmoduls  $K_1$  für Ent- und Wiederbelastungen

Bei einer isotropen Ent- und Wiederbelastung der Proben entstehen Hysteresen wie in Abbildung 4.11 dargestellt. Für Ent- und Wiederbelastungen wird ein einheitlicher Kompressionsmodul  $K_1$  angenommen. Des Weiteren ist angenommen, dass die Wiederbelastungskurve ein Spiegelbild der Entlastungskurve um die Gerade mit der Steigung  $K_1$  ist (Abb. 4.11).

Für eine Entlastung auf das Spannungsniveau  $I_{\sigma,E}$  (Abb. 4.11) sowie eine Wiederbelastung von diesem Spannungsniveau aus auf  $I_{\sigma,K}$  sind die Kompressionsmoduli  $K_1$  als Tangentenmodul der Entlastungskurven in  $\Delta I_{\sigma}/2$  ermittelt (Abb. 4.11). In Abbildung 4.12 sind die Versuchswerte über die bezogenen isotropen Spannungen  $I_{\sigma,a}$  eingetragen. Wie bereits für die Kompressionsmoduli  $K_0$  der Erstbelastung besteht wieder eine signifikante Abhängigkeit von der isotropen Spannung und eine weniger ausgeprägte Abhängigkeit vom Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$ . Änderungen der Anfangsporenzahl  $e_0$  haben keinen signifikanten Einfluss auf die Größe von  $K_1$ .

Die anhand der Versuchsergebnisse ermittelten  $K_1$ -Werte liegen in zwei Streubereichen des Anfangssättigungsgrades:

$$0,81 \leq S_{r0} \leq 0,84 \text{ und} \\ 0,90 \leq S_{r0} \leq 0,95.$$

Die Mittelwerte der Streubereiche werden durch folgende Funktion approximiert:

$$K_1 = 280 p_a \left( e^{3,5(\kappa-1)} + 0,57 \kappa I_{\sigma,a} \right), \quad (4.32)$$

$$\kappa = \left( \frac{0,82}{S_{r0}} \right)^2, \quad \kappa \geq 0,70 \quad (4.33)$$

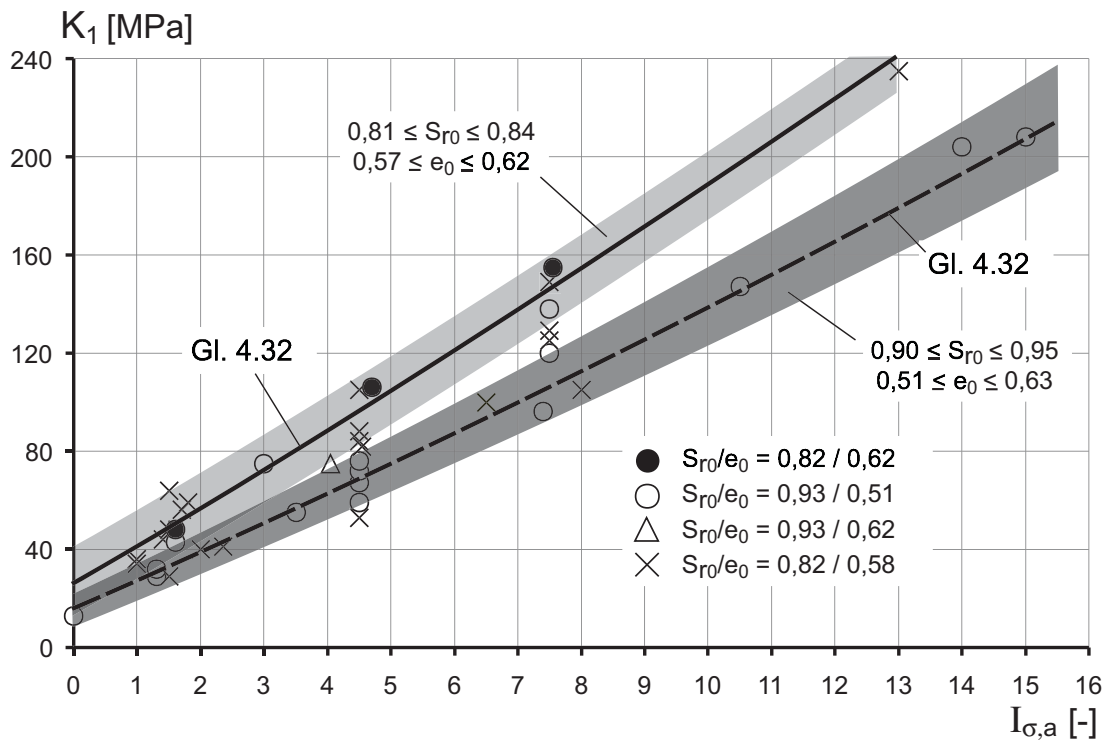


Abbildung 4.12: Versuchswerte des Ent- und Wiederbelastungskompressionsmoduls  $K_1$  und Approximation durch Gl. 4.32

Die Schubmoduli sind gemäß Gleichung 4.29 als Steigungen der deviatorischen Ent- und Wiederbelastungspfade der Zylinderproben definiert (Abb. 4.13).

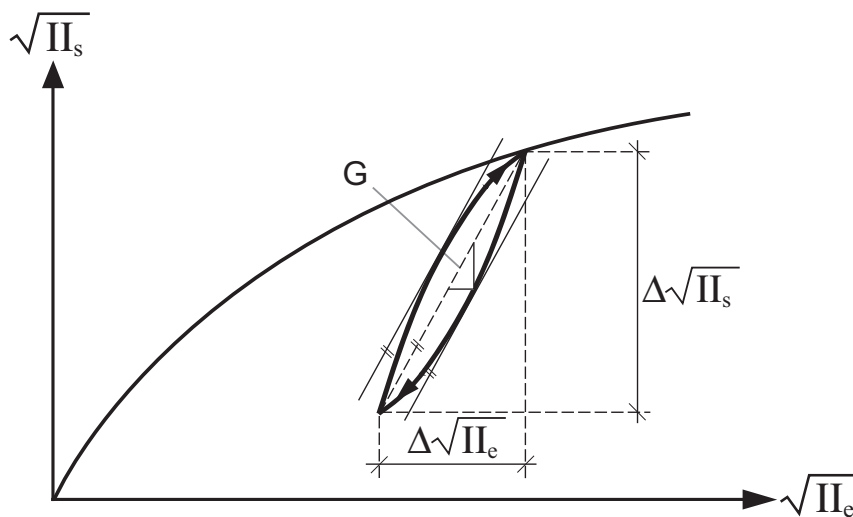


Abbildung 4.13: Definition des Schubmoduls  $G$  für Ent- und Wiederbelastungen

Die Hysteresen sind durch Geraden approximiert. Es gilt

$$G = \frac{\Delta s_{ii}}{2\Delta e_{ii}} = \frac{\Delta\sqrt{\Pi_s}}{2\Delta\sqrt{\Pi_e^e}}. \quad (4.34)$$

Ein repräsentatives Versuchsergebnis ist in Abbildung 4.14 dargestellt. Für Proben mit zyklischer Beanspruchung ist der Schubmodul anhand des ersten Zyklus ermittelt. Den weiteren Betrachtungen liegt zugrunde, dass sich der Wert des Schubmoduls  $G$  auch während der zyklischen Belastungsphase nicht signifikant ändert. Zyklisch bedingte plastische Deformationen werden gemäß Abschnitt 5 beschrieben.

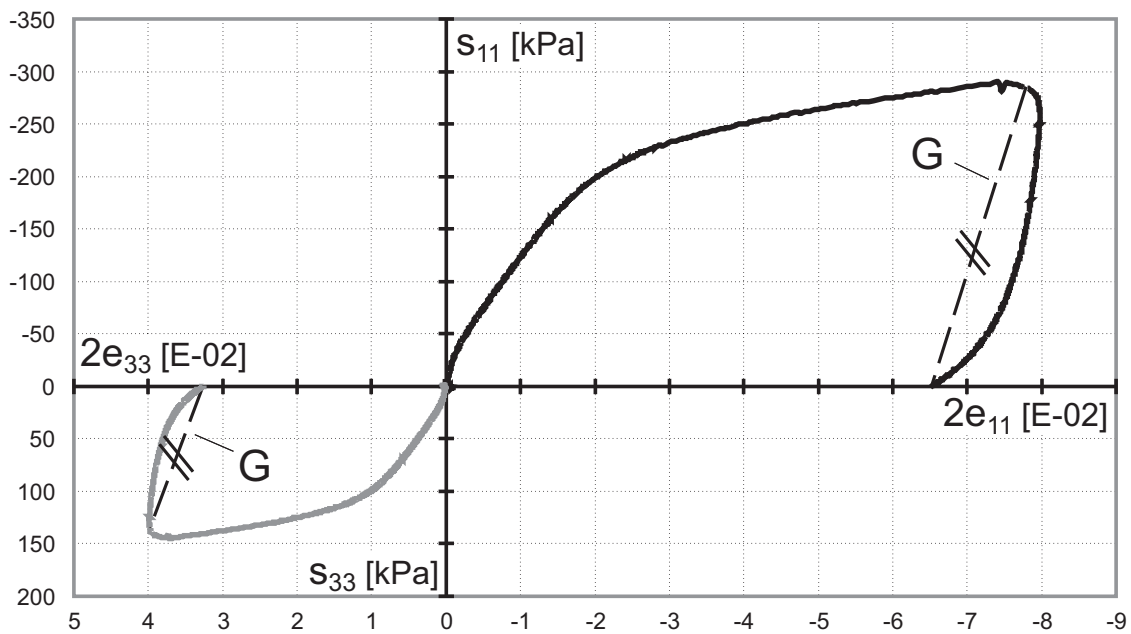


Abbildung 4.14: Schubmodul im two-way-Kompressionsversuch K009 ( $e_0 = 0,59$ ;  $S_{r0} = 0,81$ )

In Abbildung 4.15 sind die anhand von Versuchsergebnissen ermittelten Schubmoduli eingetragen. Wie bereits für die Kompressionsmoduli erhalten, besteht auch für die Schubmoduli eine signifikante Abhängigkeit von der isotropen effektiven Spannung  $I_{\sigma,a}$  und dem Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$ . Ein Einfluss der Anfangsporenzahl  $e_0$  ist auch bei den deviatorischen elastischen Verformungen nicht eindeutig nachweisbar. Die Streubereiche der Schubmoduli sind in Abbildung 4.15 durch folgende Funktion approximiert:

$$G = 140 p_a \left( e^{4,7(\kappa-1)} + 0,14 \kappa I_{\sigma,a} \right), \quad (4.35)$$

$$\kappa = \left( \frac{0,82}{S_{r0}} \right)^2, \quad \kappa \geq 0,70. \quad (4.36)$$

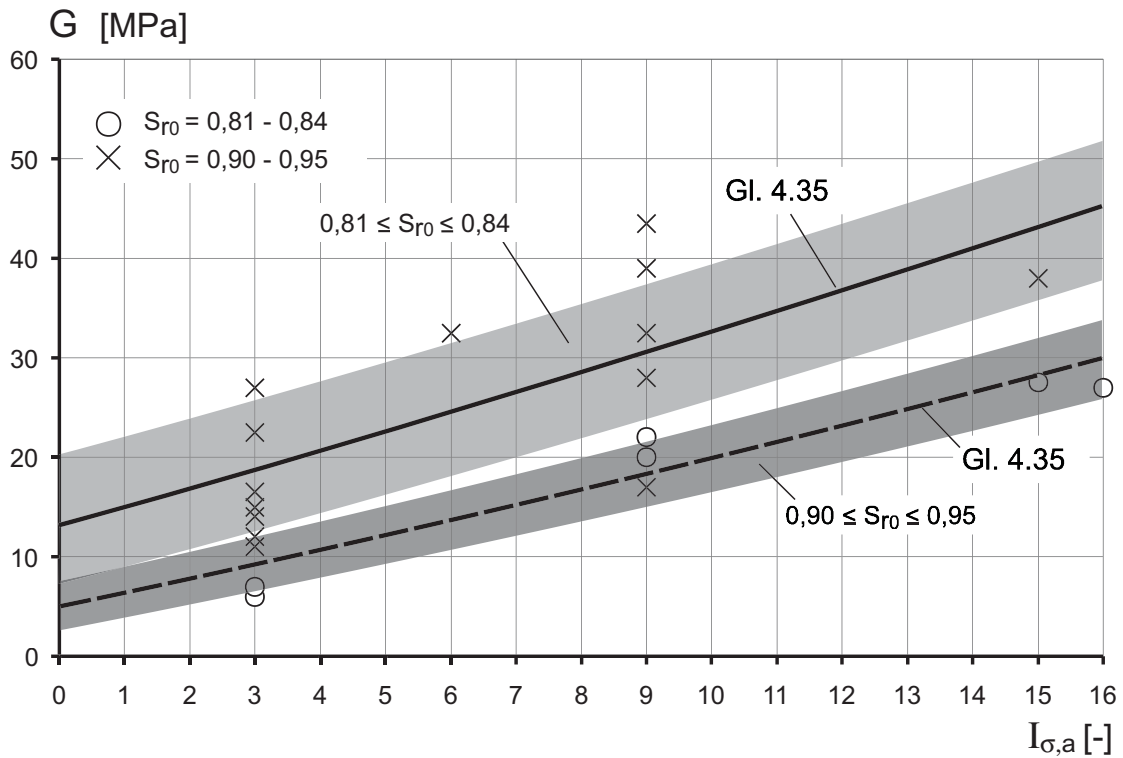


Abbildung 4.15: Versuchswerte der Schubmoduli von Kompressions- und Extensionsversuchen und Approximation durch Gl. 4.35

### 4.3.2 Parameter der Fließfunktion

Die Fließfunktion nach Gleichung 4.20 enthält die Parameter  $A$ ,  $B$  und  $m$ , die anhand der Versuchsergebnisse zu bestimmen sind. Plastische Deformationen entstehen, sobald die Fließbedingung erfüllt ist:

$$f(\sigma, e^p, e_0) = \sqrt{II_s} - A \cdot I_\sigma \cdot \left[ 1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \cos(3\alpha_\sigma) \right]^{-m} = 0 \quad (4.37)$$

Eine Fließkurve in der Deviatorebene hat für sämtliche Lode-Winkel  $\alpha_\sigma$  einen festen Wert der deviatorischen Invarianten  $\sqrt{II_e}$ . Mit den Bezeichnungen in Abbildung 4.16 und Gleichung 4.37 gilt:

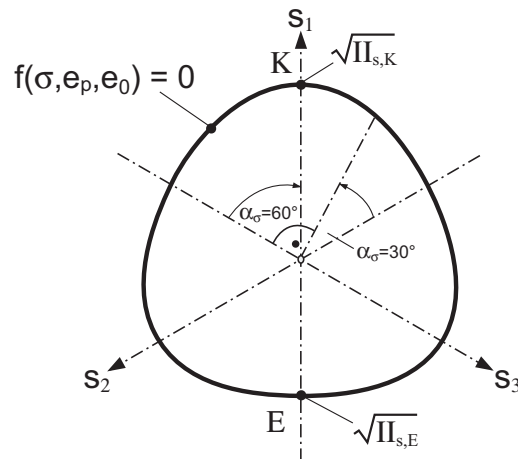


Abbildung 4.16: Bezeichnungen für den Fließzustand in der Deviatorenebene

$$\sqrt{II_{s,K}} = A \left[ 1 + \frac{B}{\sqrt{6}} \right]^{-m}, \quad (4.38)$$

$$\sqrt{II_{s,E}} = A \left[ 1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \right]^{-m}, \quad (4.39)$$

$$\frac{\sqrt{II_{s,K}}}{\sqrt{II_{s,E}}} = \frac{\left[ 1 + \frac{B}{\sqrt{6}} \right]^{-m}}{\left[ 1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \right]^{-m}}. \quad (4.40)$$

Weiter gilt nach [MEISSNER 1983]:

$$m = \frac{0,12}{\ln \left( 1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \right)}. \quad (4.41)$$

Nachfolgend werden die Parameter A, B und  $m$  der Gleichung 4.37 aus den Versuchsergebnissen bestimmt.

#### 4.3.2.1 Parameter $m$ und B

In den Abbildungen 4.17 und 4.18 sind für verschiedene Versuchsergebnisse die zweiten deviatorischen Spannungsinvarianten  $\sqrt{II_s}$  (deviatorischer Spannungspfad) über die zweiten deviatorischen plastischen Deformationsinvarianten  $\sqrt{II_{ep}}$  aufgetragen.

Die Kurven in Abbildung 4.17 gelten für die Kompressionsversuche und diejenigen in Abbildung 4.18 für die Extensionsversuche. Es sind die Versuchskurven K029 und K030W sowie E016 und E017 herangezogen.



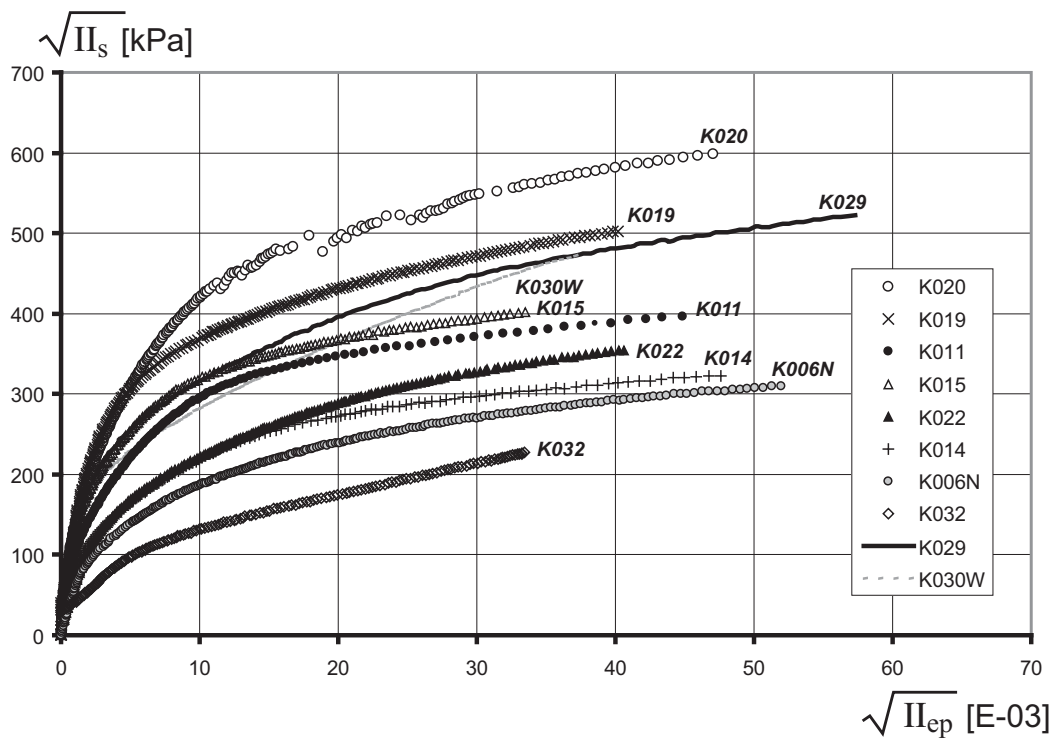


Abbildung 4.17: Spannungs-/Deformationspfade der Kompressionsversuche

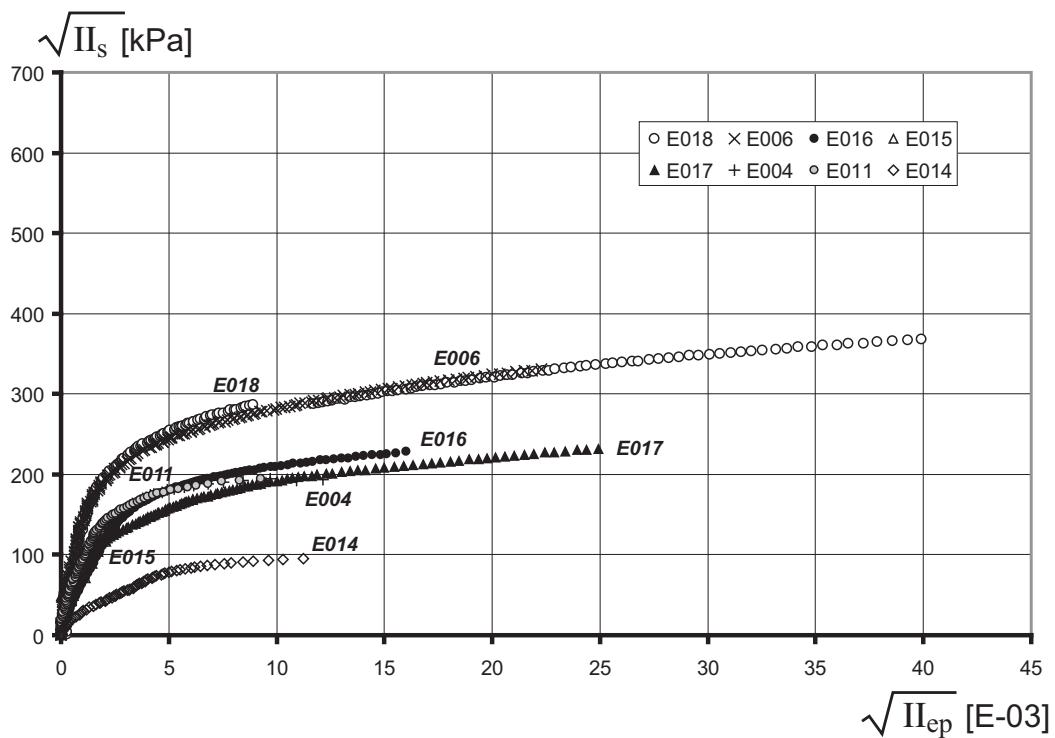


Abbildung 4.18: Spannungs-/Deformationspfade der Extensionsversuche

Für diese vier Versuche gilt:

$$I_{\sigma,a}/e_0/S_{r0} = 9,0 / \approx 0,51 / \approx 0,93$$

Zu  $\sqrt{\Pi_{ep}} = 40 \text{ ‰}$  gehören die  $\sqrt{\Pi_s}$ -Werte (Abb. 4.17 und 4.18, z.T. extrapoliert):

$$\begin{aligned} \text{K029 und K030: } \sqrt{\Pi_{s,K}} &= 490 \text{ kPa} \\ \text{E016 und E017: } \sqrt{\Pi_{s,E}} &= 273 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Anhand der Gleichungen 4.40 und 4.41 ergeben sich die Parameterwerte B und  $m$  dann zu

$$\begin{aligned} B &= -2,2 \quad \text{und} \\ m &= 0,2. \end{aligned}$$

#### 4.3.2.2 Parameter A

Durch den Parameter A wird die Umhüllende des Fließkörpers im HAS festgelegt. Der Parameter hängt von den Zustandsgrößen isotrope Spannung  $I_\sigma$ , plastische Deformationen  $\sqrt{\Pi_{ep}}$ , Anfangsporenzahl  $e_0$  und Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$  ab. Porendrücke werden durch eine separate Funktion beschrieben. Der Separationsansatz für den Parameter A lautet:

$$A = f_0 \left( \sqrt{\Pi_{ep}} \right) f_1(e_0) f_2(S_{r0}) f_3(I_{\sigma,a}) \quad (4.42)$$

Die Funktionen  $f_0$  bis  $f_3$  des gewählten Separationsansatzes werden nachfolgend bestimmt.

#### Funktion $f_0$ : Einfluss plastischer Deformationen $\left( \sqrt{\Pi_{ep}} \right)$

Die Versuchskurven der Abbildungen 4.17 und 4.18 zeigen einen ähnlichen Verlauf. Durch Normierung mit  $\sqrt{\Pi_{s,max}}$  ergibt sich mit nur einer geringen Streubreite eine Kurve, für die gilt

$$\sqrt{\Pi_s} = \sqrt{\Pi_{s,max}} \cdot f_0 \left( \sqrt{\Pi_{ep}} \right), \quad (4.43)$$

$$f_0 \left( \sqrt{\Pi_{ep}} \right) = \left( 1 - e^{-120 \sqrt{\Pi_{ep}}} \right). \quad (4.44)$$

Die Güte der Approximation zeigt Abbildung 4.19. Für  $\sqrt{\Pi_{ep}} = 20 \text{ ‰}$  deviatorischer Deformationen sind die Versuchspunkte der Abbildungen 4.17 und 4.18

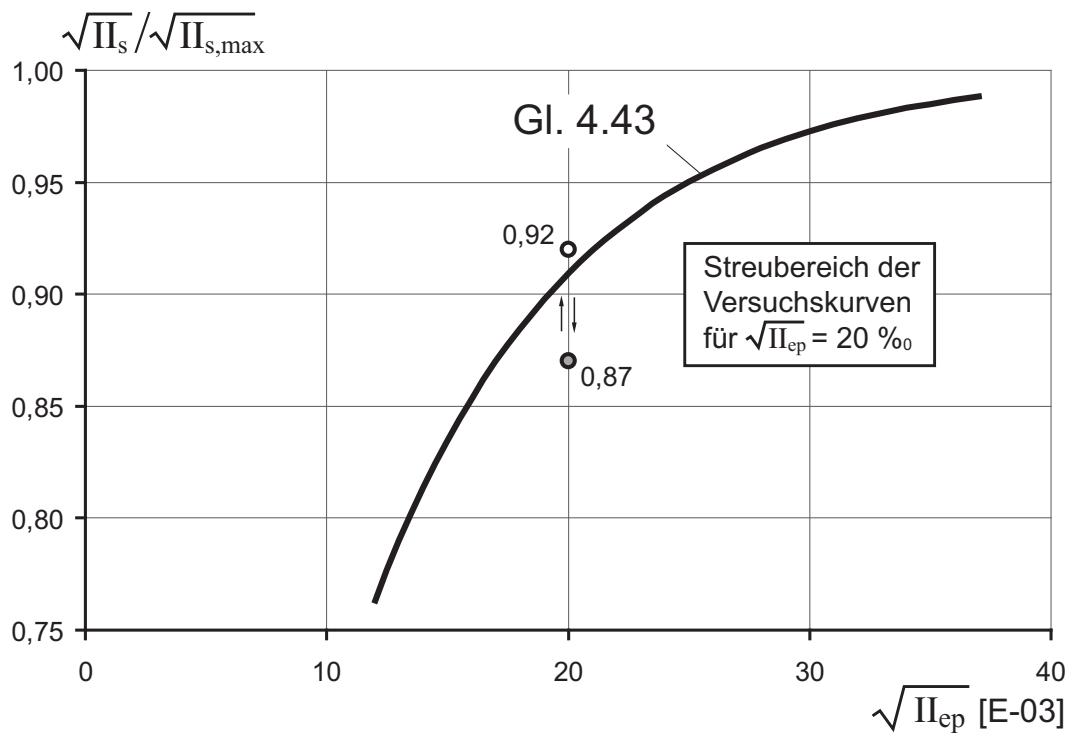


Abbildung 4.19: Streubreite der in den Abbildungen 4.17 und 4.18 für  $\sqrt{II_{ep}} = 20\%$  aufgetragenen Versuchskurven

den Rechenergebnissen nach Gleichung 4.43 gegenübergestellt. Würden die normierten Kurven keine Streubreite aufweisen, ergäbe sich in Abbildung 4.19 nur ein Punkt. Mit den Gleichungen 4.43 und 4.44 ist die Funktion  $f_0$  des Separationsansatzes nach Gleichung 4.42 festgelegt.

Die weiteren Funktionen der Gleichung 4.42 sind mit der Beschreibung der maximalen deviatorischen Spannungen  $\sqrt{II_{s,max}}$  verknüpft. Mit den dortigen Bezeichnungen und der Fließfunktion nach Gleichung 4.20 gilt

$$\sqrt{II_{s,max}} = f_1(e_0) f_2(S_{r0}) f_3(I_{\sigma,a}) I_{\sigma} \left[ 1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \cos(3\alpha_{\sigma}) \right]^{-m}. \quad (4.45)$$

**Funktion  $f_1$ : Einfluss der Porenzahl ( $e_0$ )**

Es sind Versuche mit variablen  $e_0$ -Werten und festen Parameterwerten

$$\begin{aligned} I_{\sigma,a} &= 9,0 \\ S_{r0} &= 0,91 - 0,95. \end{aligned}$$

herangezogen. Die Werte  $\sqrt{\Pi_{s,max}}$  von Kompressions- und Extensionsversuchen sind in Abbildung 4.20 aufgetragen. Durch die Funktion

$$f_1(e_0) = 85 e_0^{-2} \quad (4.46)$$

werden die Versuchswerte gut approximiert.

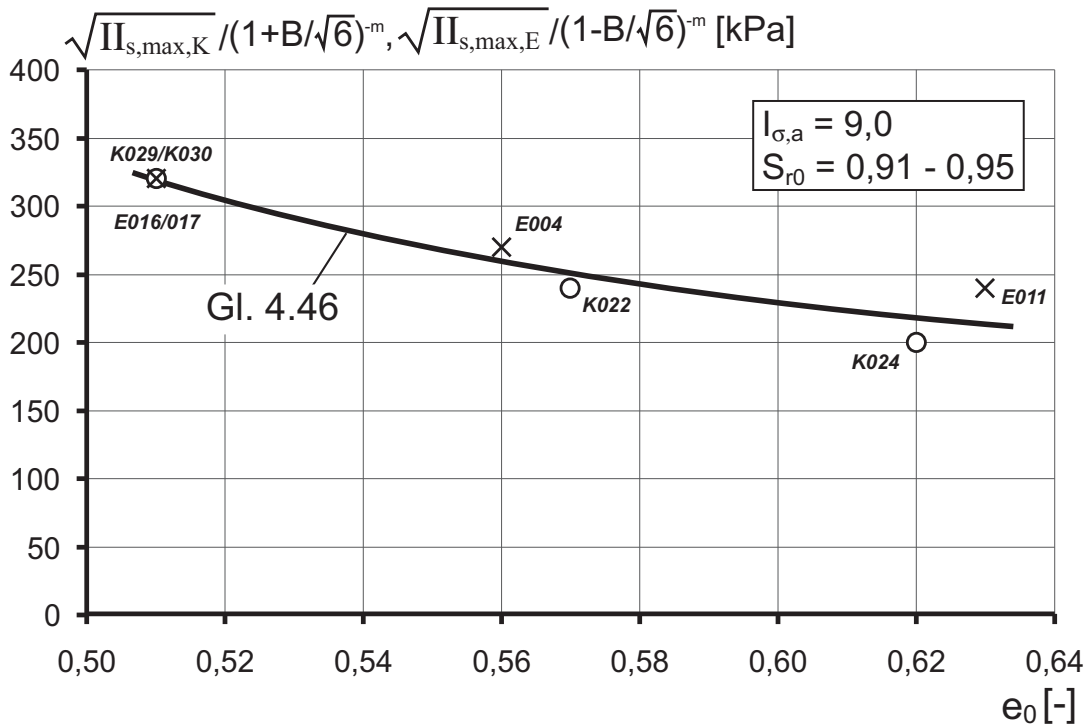


Abbildung 4.20: Maximale deviatorische Spannungen  $\sqrt{\Pi_{s,max}}$  in Abhängigkeit von der Porenzahl  $e_0$  für Kompressions- und Extensionsversuche

### Funktion $f_2$ : Einfluss des Sättigungsgrades ( $S_{r0}$ )

In Abbildung 4.21 sind für unterschiedliche  $e_0$ -Werte die  $\sqrt{\Pi_{s,max}}$ -Werte über  $S_{r0}$ -Werte aufgetragen. Für die Kompressions- und Extensionsversuche gelten jeweils die festen Parameterwerte:

Kompressionsversuche:  $I_{\sigma,a} = 9,0$ ,  $e_0 = 0,57$  und  $0,58$

Extensionsversuche:  $I_{\sigma,a} = 9,0$ ,  $e_0 = 0,50$  und  $0,52$

Die Umrechnung der Ergebnisse der Extensionsversuche mit Gleichung 4.46 von  $e_0 = 0,51$  auf  $e_0 = 0,58$  ergibt Punkte, die nahezu auf der Kurve für Kompressionsversuche liegen (Abb. 4.21).

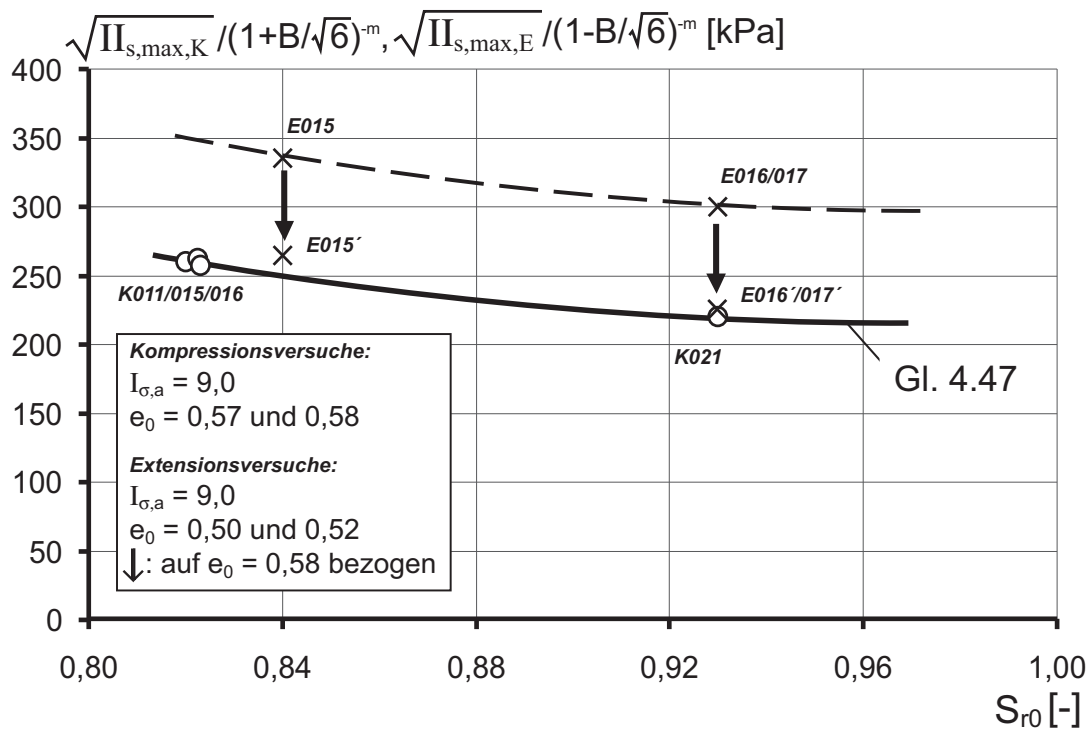


Abbildung 4.21: Maximale deviatorische Spannungen  $\sqrt{\Pi_{s,max}}$  in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad  $S_{r0}$  für Kompressions- und Extensionsversuche

Diese Kurve wird durch die nachfolgende Potenzfunktion gut approximiert:

$$f_2(S_{r0}) = 200 S_{r0}^{-1,3}. \quad (4.47)$$

### Funktion $f_3$ : Einfluss der isotropen Spannung ( $I_{\sigma,a}$ )

Zur Ermittlung der Funktion  $f_3$  sind Kompressionsversuche mit variablen  $I_{\sigma,a}$ -Werten und festen  $e_0$ - und  $S_{r0}$ -Werten herangezogen. Es gilt:

$$\begin{aligned} e_0 &= 0,57 \text{ und } 0,58 \\ S_{r0} &= 0,82. \end{aligned}$$

Die Abhängigkeit der  $\sqrt{\Pi_{s,max}}$ -Werte von den isotropen Spannungen zeigt Abbildung 4.22 für Kompressionsversuche. Durch die Funktion

$$f_3(I_{\sigma,a}) = 0,7 (1 + I_{\sigma,a})^{0,59} \quad (4.48)$$

werden die Versuchswerte gut approximiert.

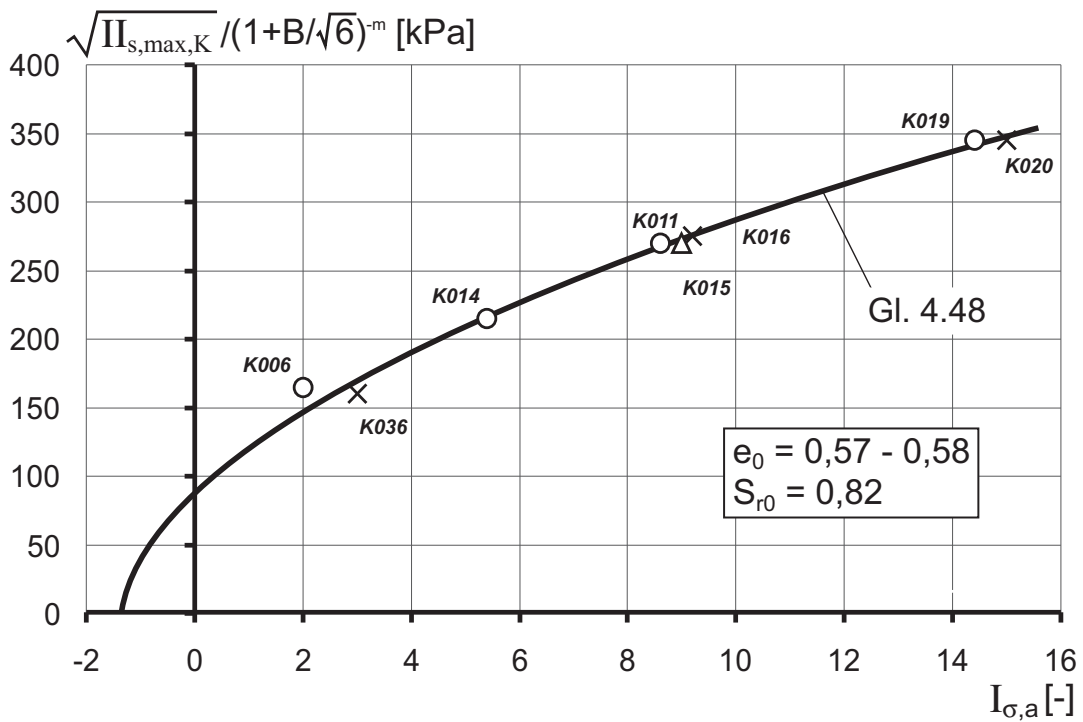


Abbildung 4.22: Maximale deviatorische Spannungen  $\sqrt{\Pi_{s,max}}$  in Abhängigkeit von der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$  bei Kompressionsversuchen

Zusammenfassend sind die  $\sqrt{\Pi_{s,max}}$ -Werte der Versuchskurven durch den Separationsansatz wie folgt beschrieben:

$$\sqrt{\Pi_{s,max}} = 0,175 e_0^{-2} S_{r0}^{-1,3} (1 + I_{\sigma,a})^{0,59} I_{\sigma} \left[ 1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \cos(3\alpha_{\sigma}) \right]^{-m} \quad (4.49)$$

beschrieben.

Die Fließfunktion gemäß Gleichung 4.20 lautet damit:

$$f = \sqrt{\Pi_s} - \sqrt{\Pi_{s,max}} \left( 1 - e^{-120\sqrt{\Pi_{ep}}} \right). \quad (4.50)$$



### 4.3.3 Dilatationsverhalten

An isotrope oder zyklische Belastungsphasen anschließende deviatorische Einwirkungen verursachen Volumenänderungen, die durch eine Dilatationsfunktion beschrieben werden. In Abbildung 4.23 sind beispielhaft die Versuchskurven zweier Kompressionsversuche dargestellt. Nach anfänglichen Verringerungen der Volumina entstehen anschließend Volumenzunahmen, die auch Ursache für zunehmende Saugspannungen sind.

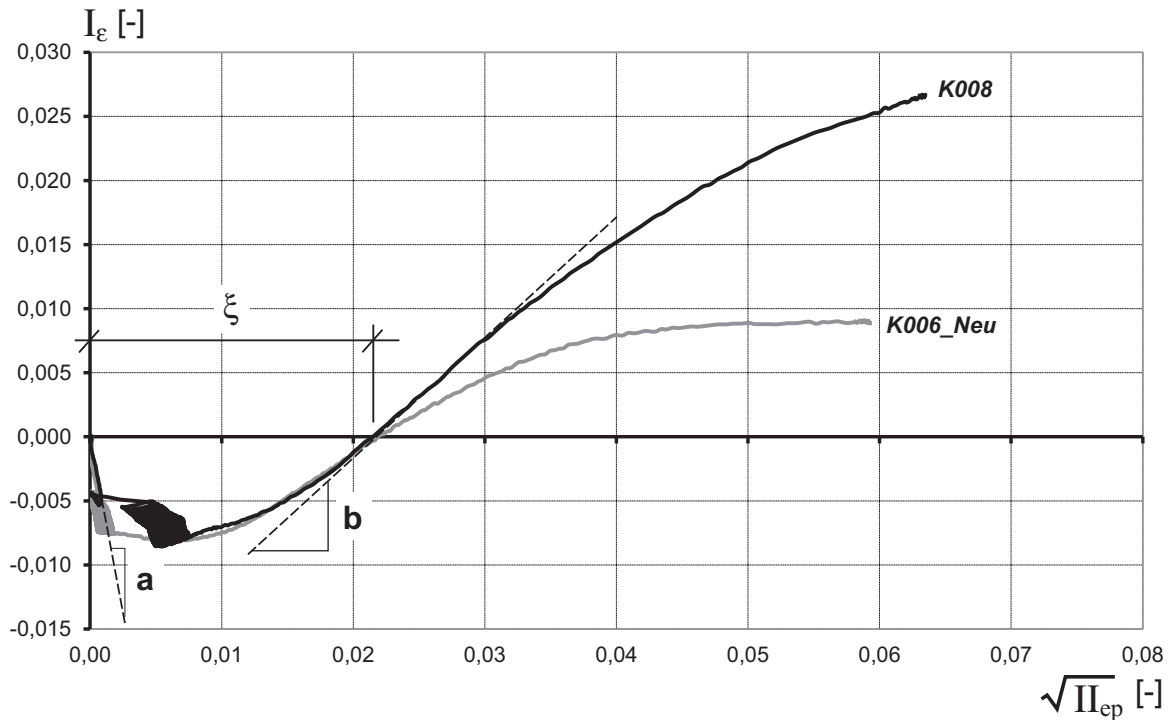


Abbildung 4.23: Volumenänderungen durch deviatorische Einwirkungen in Kompressionsversuchen

Die Dilatationsfunktion ist zu

$$DI = \frac{dI_e}{d\sqrt{II_{ep}}} \quad (4.51)$$

definiert und hängt von den Zustandsgrößen Anfangsporenzahl  $e_0$ , Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$  und isotrope Spannung  $I_\sigma$  ab. Die Funktion  $DI$  lässt sich durch einen bilinearen Ansatz gemäß (Abb. 4.24) wie folgt beschreiben:

$$DI = a + \frac{|a| + b}{\xi} \sqrt{II_{ep}}, \quad \sqrt{II_{ep}} < \xi, \quad (4.52)$$

$$DI = b, \quad \sqrt{II_{ep}} \geq \xi. \quad (4.53)$$

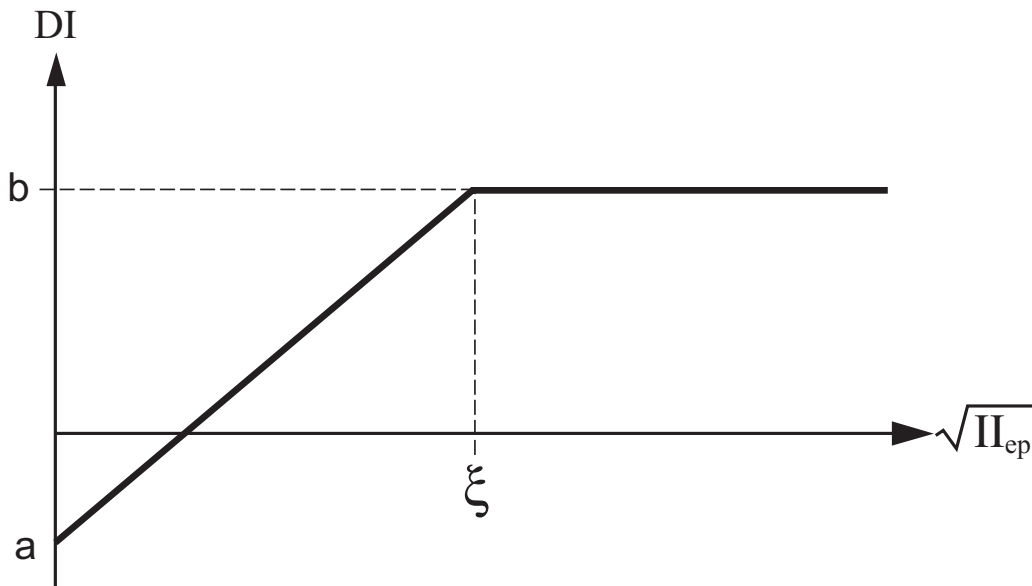


Abbildung 4.24: Bilineare Dilatationsfunktion  $DI$

Die Parameter  $a$ ,  $b$  und  $\xi$  sind abhängig von den vorgenannten Zustandsgrößen. Folgender Ansatz ist gewählt:

$$a; b; \xi = f_1(e_0) f_2(S_{r0}) f_3(I_\sigma) \quad (4.54)$$

#### Funktion $f_1$ : Einfluss der Porenzahl $e_0$

In den Abbildungen 4.25, 4.26 und 4.27 sind für verschiedene  $S_{r0}$ - und  $I_{\sigma,a}$ -Werte die Parameterwerte  $a$  über  $e_0$ -Werte sowie deren Approximationen aufgetragen. Da eine differenzierte Zuordnung der Versuchsergebnisse abhängig von Spannungszustand und der Anfangsporenzahl nicht eindeutig möglich ist, sind in den dargestellten Diagrammen die Versuchswerte für zwei Anfangssättigungsgrade ( $S_{r0} = 0,82$  und  $0,92$ ) und zwei isotrope Spannungszustände ( $I_{\sigma,a} \approx 3,0$  und  $9,0$ ) ausgewertet.

Wie die Abbildung 4.27 zeigt, ist der Parameter  $\xi$  unabhängig von der Anfangsporenzahl  $e_0$ . Die restlichen Versuchsergebnisse können für den ausgewerteten Untersuchungsbereich wie folgt approximiert werden:

$$a = -0,075 e_0^{-7,9} \quad (4.55)$$

$$b = 0,0125 e_0^{-6,85} \quad (4.56)$$

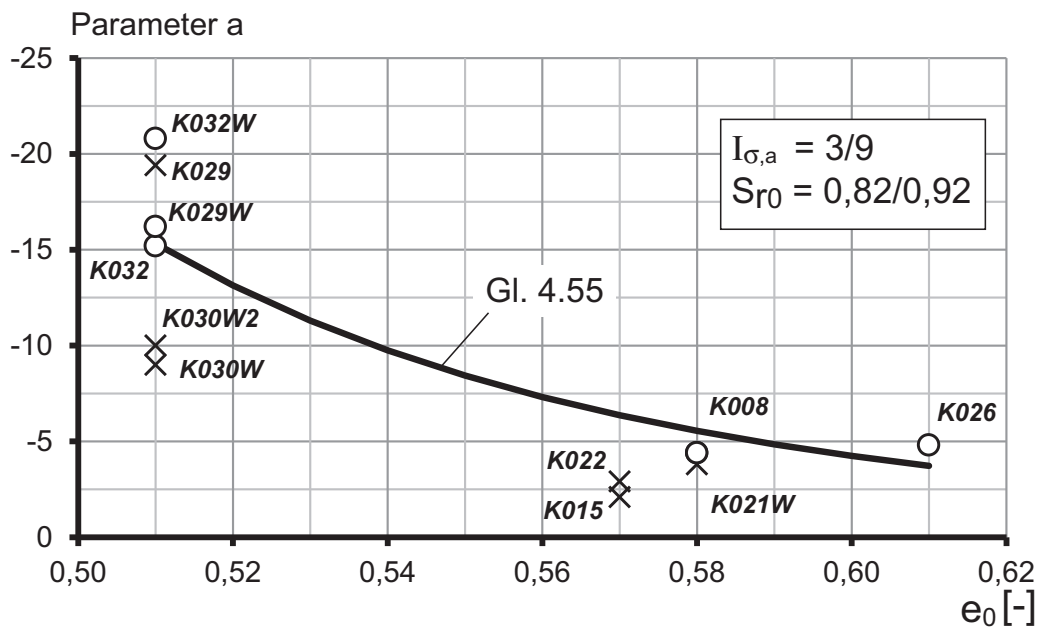


Abbildung 4.25: Parameter  $a$  in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl  $e_0$

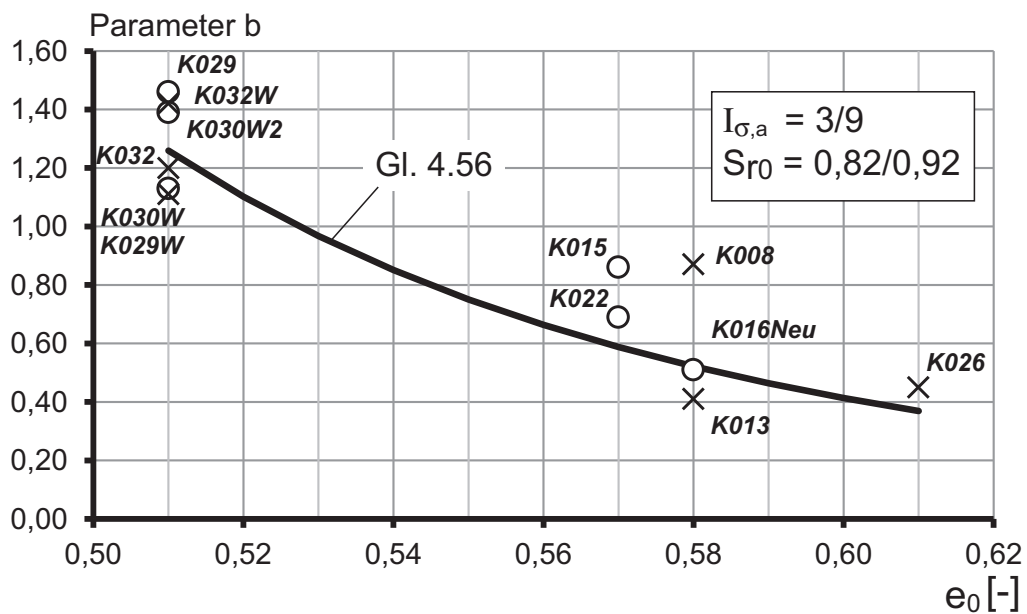


Abbildung 4.26: Parameter  $b$  in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl  $e_0$

**Funktion  $f_2$ : Einfluss des Sättigungsgrades  $S_{r0}$**

Der Einfluss des Anfangssättigungsgrades  $S_{r0}$  auf die Dilatationsparameter ist in den Abbildungen 4.28, 4.29 und 4.30 dargestellt. Es gelten die gleichen Auswertebereiche wie zuvor für die Anfangsporenzahl  $e_0$ .

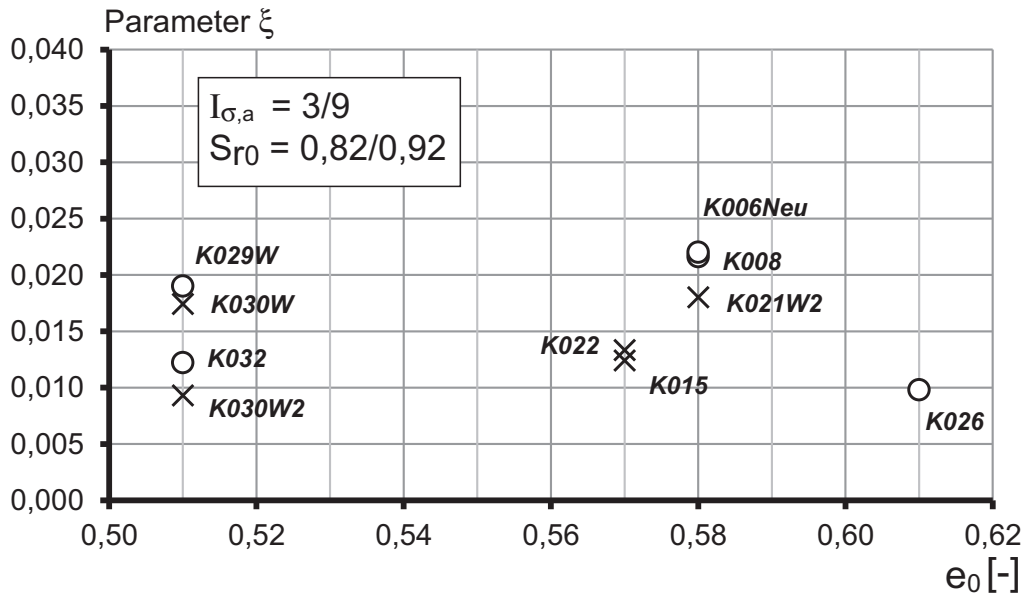


Abbildung 4.27: Parameter  $\xi$  in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl  $e_0$

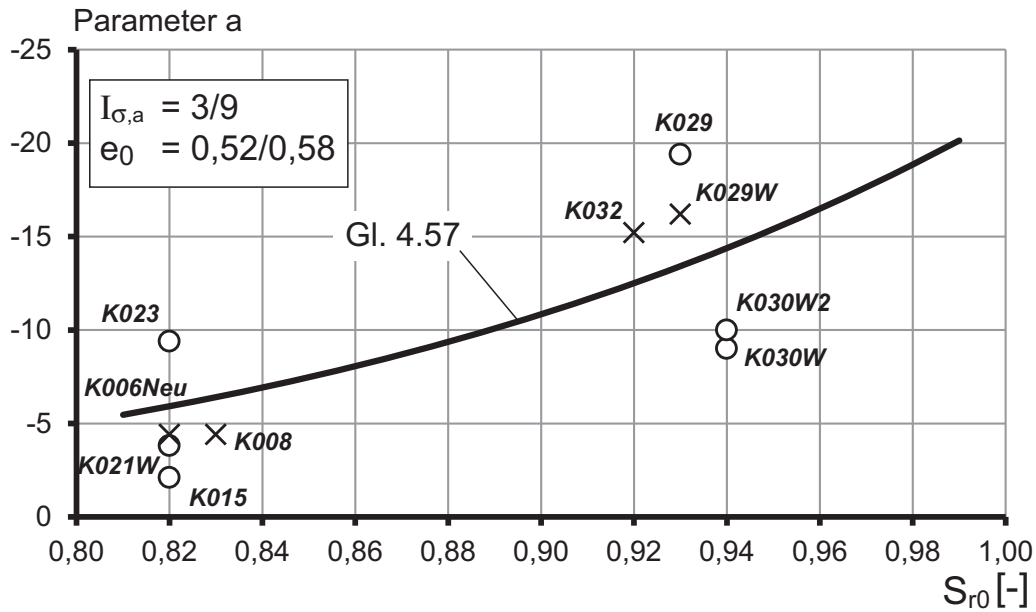


Abbildung 4.28: Parameter  $a$  in Abhängigkeit vom Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$

Es gelten folgende Approximationen:

$$a = -21,5 S_{r0}^{6,5} \quad (4.57)$$

$$b = 1,55 S_{r0}^{5,25} \quad (4.58)$$

$$\xi = 0,01 S_{r0}^{-5,0} \quad (4.59)$$

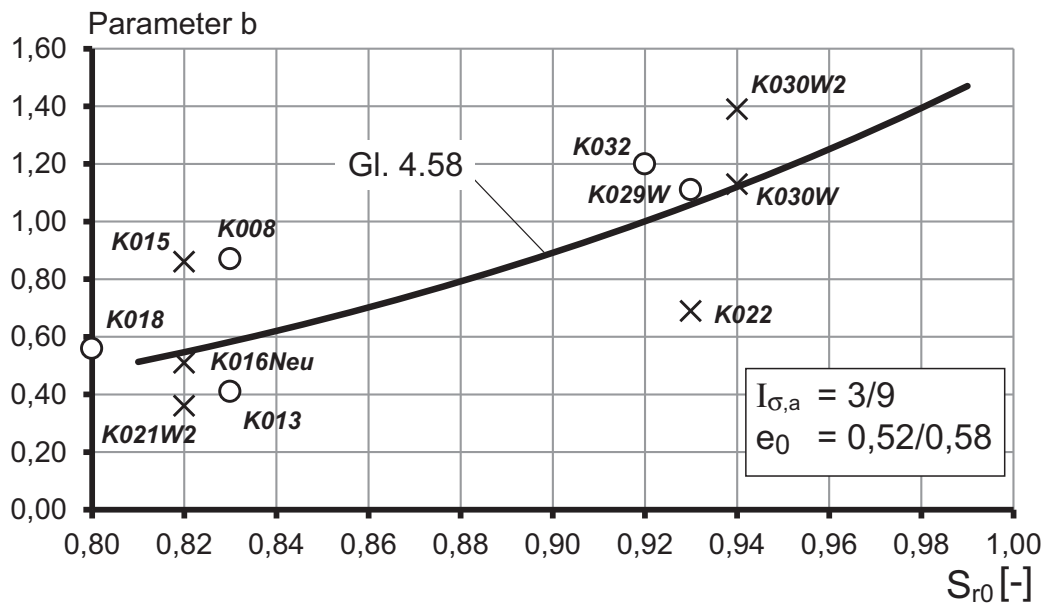


Abbildung 4.29: Parameter  $b$  in Abhängigkeit vom Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$

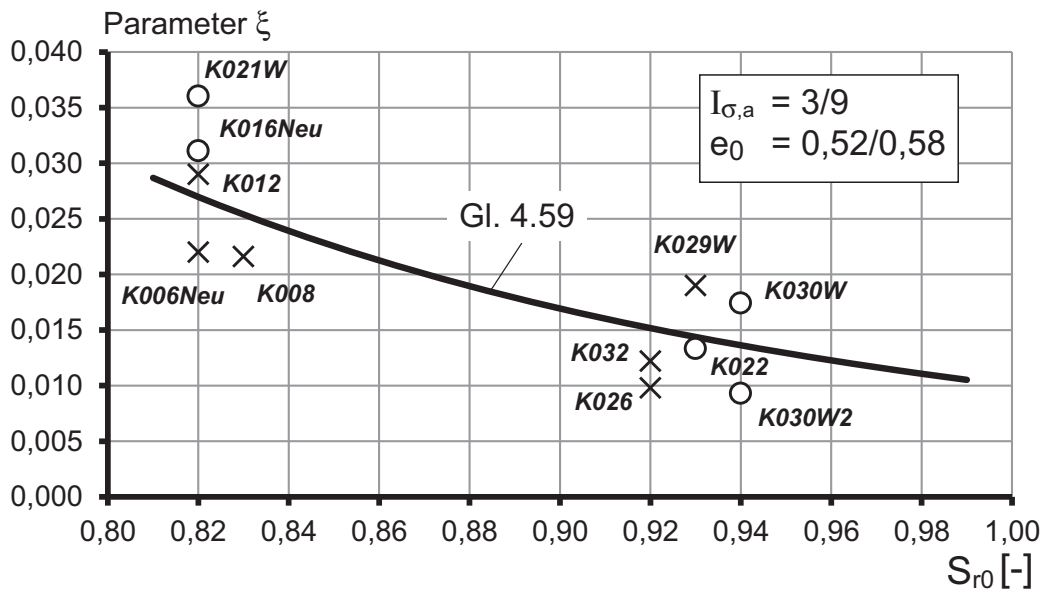


Abbildung 4.30: Parameter  $\xi$  in Abhängigkeit vom Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$

### Funktion $f_3$ : Einfluss isotroper Spannungen $I_\sigma$

Für die ausgeführten Kompressionsversuche sind in den Abbildungen 4.31, 4.32 und 4.33 die Werte der Dilatationsparameter sowie deren Approximationen über  $I_{\sigma,a}$  aufgetragen.

Der Parameter  $b$  weist entsprechend den Ergebnissen der Abbildung 4.32 keine signifikante Abhängigkeit vom isotropen Spannungszustand auf. Die Parameter

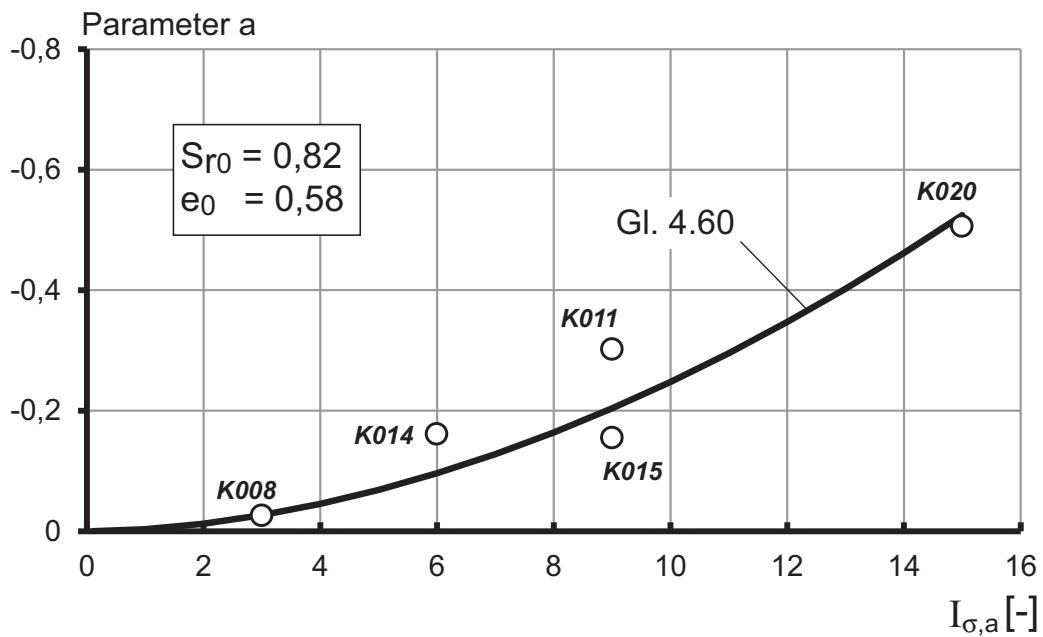


Abbildung 4.31: Parameter  $a$  in Abhängigkeit von der isotropen Spannung  $I_{\sigma}$

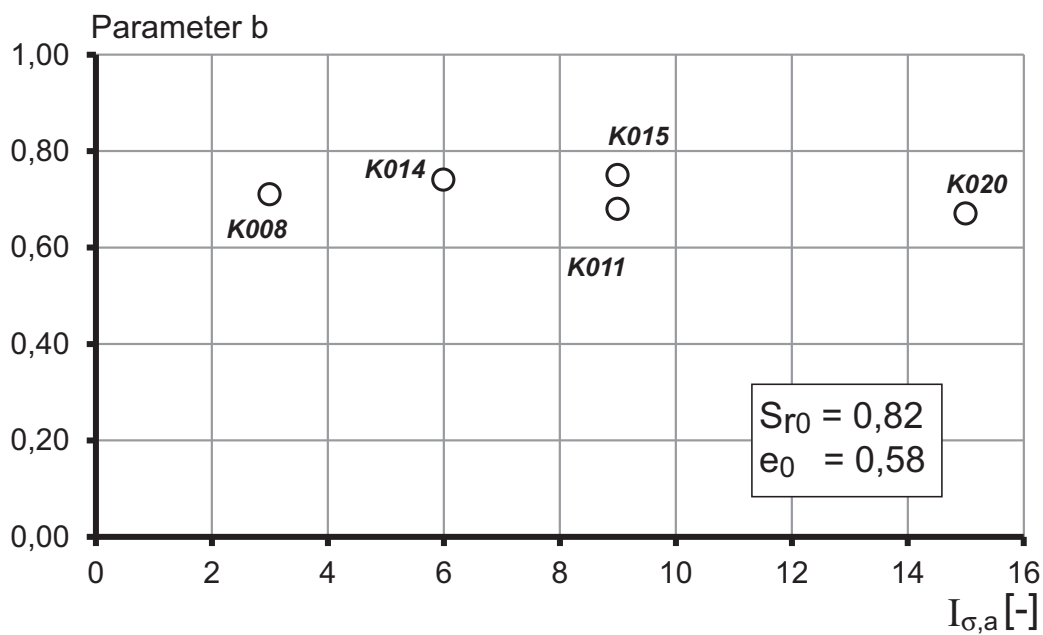


Abbildung 4.32: Parameter  $b$  in Abhängigkeit von der isotropen Spannung  $I_{\sigma}$

$a$  und  $\xi$  können in Abhängigkeit vom Spannungszustand wie folgt approximiert werden:



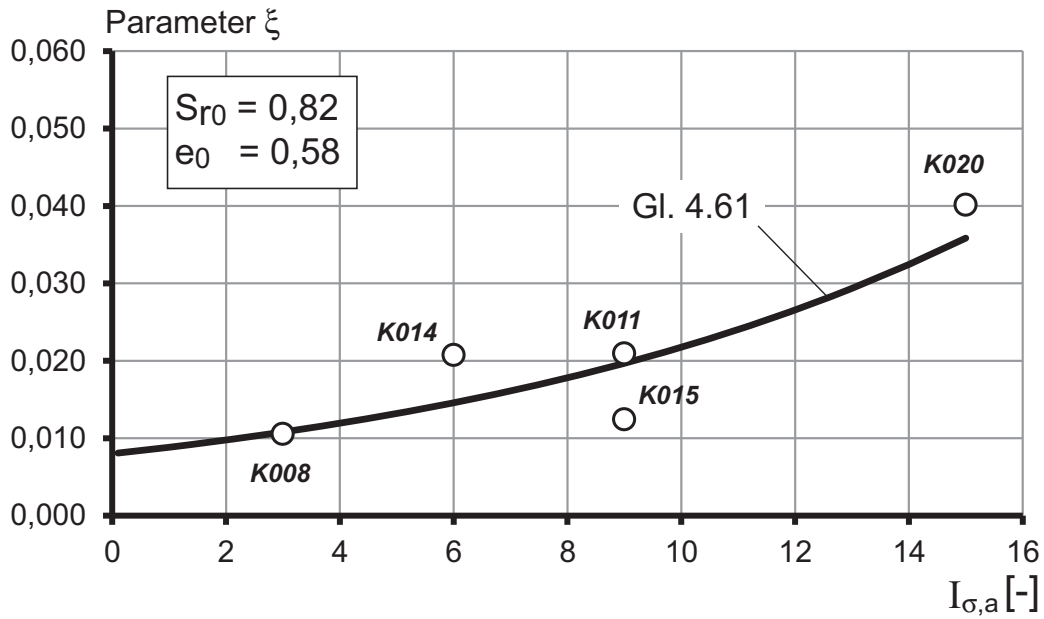


Abbildung 4.33: Parameter  $\xi$  in Abhängigkeit von der isotropen Spannung  $I_\sigma$

$$a = -0,0035 I_{\sigma,a}^{1,85} \quad (4.60)$$

$$\xi = 0,008 e^{0,1I_{\sigma,a}} \quad (4.61)$$

Damit können die Parameter der Dilatationsfunktion gemäß der Gleichung 4.52 wie folgt zusammengefasst werden:

$$a = -56,44 \text{ E-04 } e_0^{-7,9} S_{r0}^{6,5} I_{\sigma,a}^{1,85} \quad (4.62)$$

$$b = 19,38 \text{ E-03 } e_0^{-6,85} S_{r0}^{5,25} \quad (4.63)$$

$$\xi = 8,0 \text{ E-05 } S_{r0}^{-5,0} e^{0,1I_{\sigma,a}} \quad (4.64)$$

# Kapitel 5

## Zyklische Belastungsphase der Triaxialproben

Die zyklisch deviatorischen Kompressions- und Extensionsversuche sind als one-way- und two-way-Versuche durchgeführt. In den one-way-Versuchen ist die mittlere deviatorische Spannung gleich dem Amplitudenwert. Bei den two-way-Versuchen erfolgen die zyklischen deviatorischen Spannungspfade vom isotropen Spannungszustand aus (Abb. 5.1).

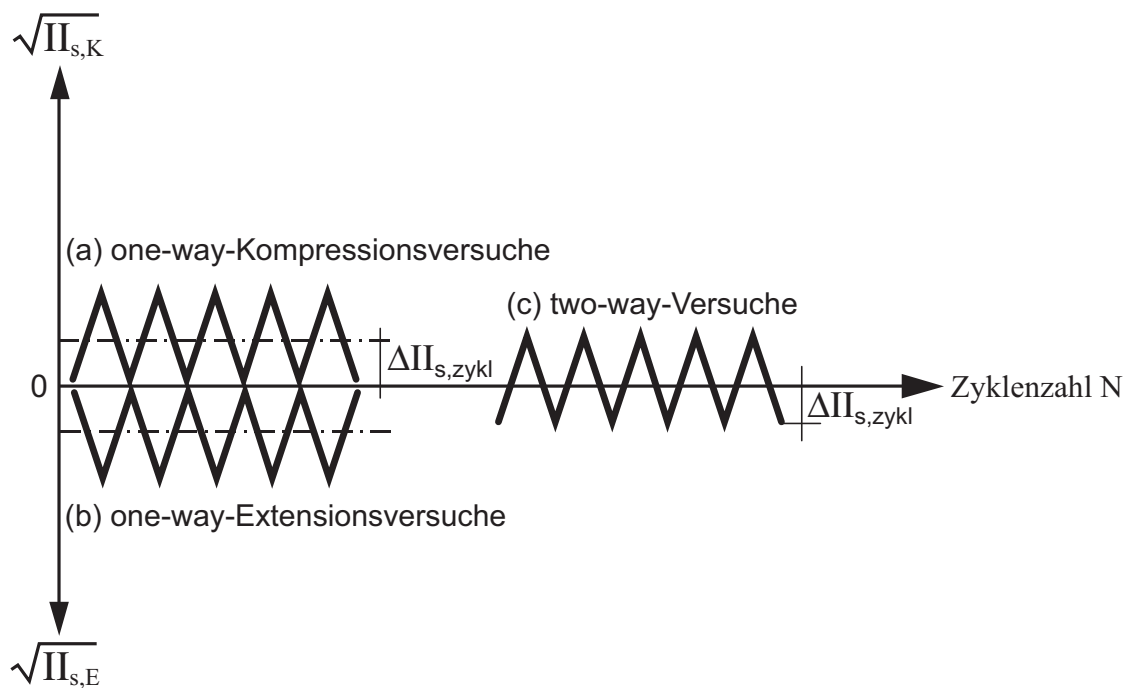


Abbildung 5.1: Zyklische deviatorische one-way- (a,b) und two-way-Versuche (c)

## 5.1 Phänomene der zyklischen Einwirkungen

Als Einflussgrößen zyklischer Deformationen sind außer den Zustandsgrößen isotrope Spannung  $I_\sigma$ , Anfangsporenzahl  $e_0$  und Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$  folgende Parameter der zyklischen Einwirkungen zu berücksichtigen:

zykl. Spannungsamplitude:	$50 \text{ kPa} \leq \Delta\sigma_{\text{zykl}} \leq 600 \text{ kPa}$
Anzahl der Zyklen:	$2 \leq N \leq 2.000$
Frequenz:	$0,005 \text{ Hz} \leq f \leq 0,01 \text{ Hz}$

Die Frequenz ist nachfolgend als feste Größe angenommen, da die meisten Triaxialversuche versuchsbedingt mit einer Frequenz von  $f = 0,01 \text{ Hz}$  gefahren wurden. In den nachfolgenden Auswertungen entfällt sie daher als Einflussgröße. Repräsentativ für alle Versuche ist in Abbildung 5.2 die Arbeitslinie des two-way-Kompressionsversuches K016N und in Abbildung 5.3 die des one-way-Extensionsversuches E015 dargestellt.

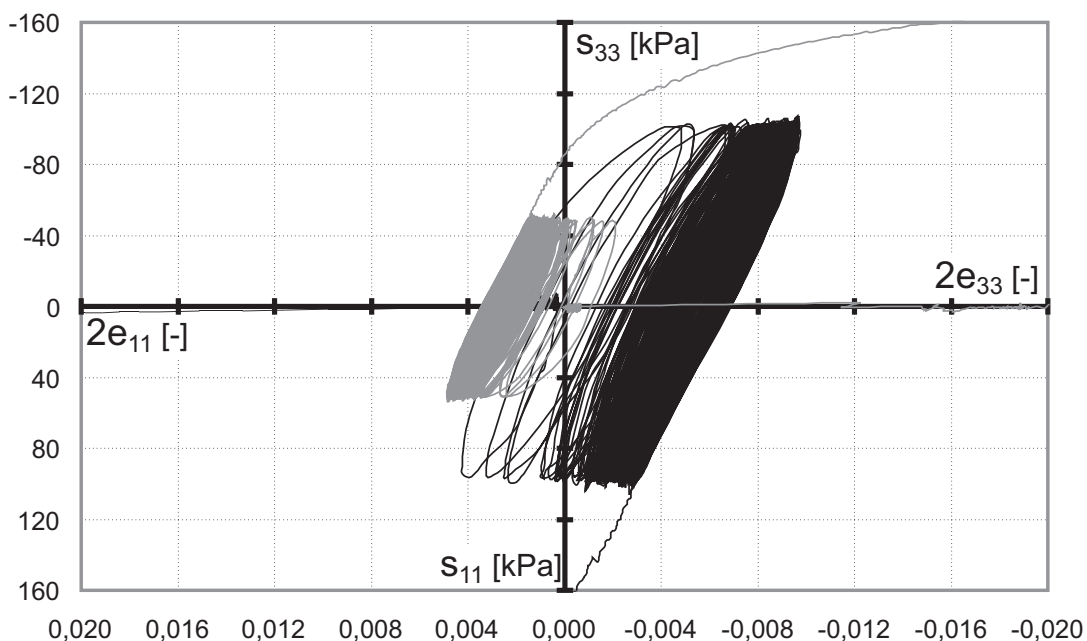


Abbildung 5.2: Two-way-Kompressionsversuch K016N

Folgende signifikante Phänomene der Versuchsergebnisse konnten bei den experimentellen Untersuchungen festgestellt werden:

- Mit zunehmender Zyklenanzahl verringert sich die Deformation je Zyklus. Ab etwa  $N = 140$  erreichen die inkrementellen Deformationen je Zyklus einen festen Wert;

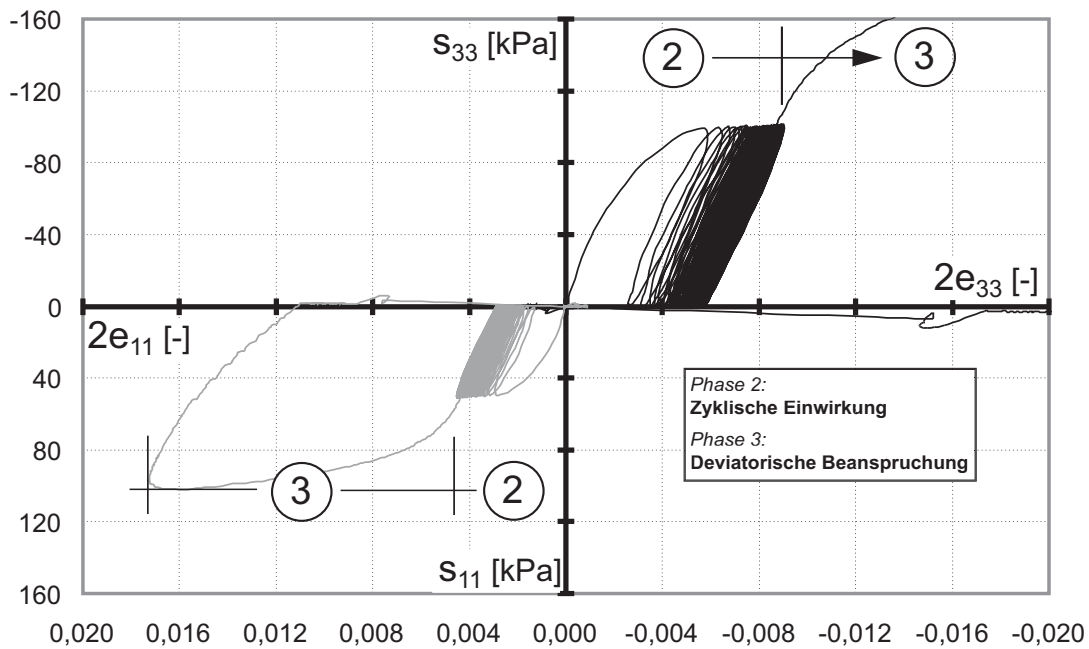


Abbildung 5.3: One-way-Extensionsversuch E015

- Signifikante Änderungen der Wasserspannungen entstehen lediglich in Proben mit geringen Anfangssättigungsgraden,  $S_{r0} \leq 0,84$ , niedrigen isotropen Spannungen  $I_{\sigma,a} \leq 9,0$  und kleinen Amplitudenwerten  $\Delta\sigma_{zykl} \leq 50$  kPa der zyklischen Einwirkungen;
- Nennenswert wechselnde Porendrücke (Wasserspannungen  $\leftrightarrow$  Saugspannungen) sind in Proben mit  $S_{r0} \geq 0,90$  sowie auch in Proben mit  $S_{r0} \leq 0,84$ ,  $I_{\sigma,a} \geq 9,0$  und zyklischen Amplitudenwerten  $\Delta\sigma_{zykl} \geq 100$  kPa gemessen;
- Mit zunehmendem Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$  sind größere, mit zunehmender isotroper Spannung  $I_{\sigma,a}$  kleinere zyklische Deformationen gemessen.

Ziel der nachfolgenden Versuchsauswertungen ist nicht die mathematische Beschreibung einzelner Zyklen, sondern die Beschreibung der nach  $N$  Zyklen entstehenden, bleibenden Deformationen (Abb. 5.2 und 5.3) und damit  $\sqrt{\Pi_{ez}}$ . Als allgemeiner Separationsansatz für  $\sqrt{\Pi_{ez}}$  wird gewählt:

$$\sqrt{\Pi_{ez}} = f_0(N) f_1(e_0) f_2(S_{r0}) f_3(I_{\sigma,a}) f_4(\Delta\sigma_{zykl}) = \sqrt{\Pi_{ez,max}} \cdot f_0(N). \quad (5.1)$$

Die deviatorische Deformationspfade der one-way- und two-way-Versuche sind getrennt ausgewertet. Während bei den one-way-Versuchen die Richtung der größten deviatorischen Deformation stets mit derjenigen der größten deviatorischen Spannung übereinstimmt (beides Axialwerte), ist das Deformationsverhal-

ten der two-way-Versuche komplexer. Bei der Mehrzahl der durchgeführten two-way-Kompressionsversuche ist die größte deviatorische Deformationskomponente  $e_{11}^z$  der größten deviatorischen Spannungskomponente  $s_{11}^z$  entgegengesetzt gerichtet. Ursache ist das Volumenänderungsverhalten der Proben. Bei Proben mit anfänglicher Kontraktanz sind  $e_{11}^z$  und  $s_{11}^z$  zunächst gleich gerichtet bevor  $e_{11}^z$  dann nach wenigen Zyklen die Richtung wechselt. Die  $\sqrt{II_{ez,max}}$ -Werte sind stets auf den Zustand zu Beginn der zyklischen Einwirkungen bezogen.

Für die Ermittlung der Komponenten von  $\sqrt{II_{ez}}$  wird eine assoziierte Fließregel herangezogen. Anhand der als zyklisches Potential angenommenen Fließfunktion werden die deviatorischen zyklischen Deformationskomponenten ermittelt. Des Weiteren entstehen durch die zyklischen Einwirkungen Volumenänderungen und Porendrücke (Wasser- und Saugspannungen). Für diese Größen werden Separationsansätze analog zur Gleichung 5.1 gewählt.

## 5.2 One-way-Versuche

### 5.2.1 Deviatorische Verformungen

#### 5.2.1.1 Maximale deviatorische Verformungen

Sämtliche zyklische Extensionsversuche sowie einige Kompressionsversuche sind als one-way-Versuche durchgeführt. Nachfolgend werden die Funktionen  $f_0$  bis  $f_4$  gemäß Gleichung 5.1 die zyklischen one-way-Versuche bestimmt.

#### Funktion $f_0$ : Einfluss der Zyklenzahl $N$

Für unterschiedliche Zustandsgrößen sind in Abbildung 5.4 für die zyklischen Extensionsversuche E008, E014 und E016 die zweiten Invarianten der deviatorischen zyklischen Deformationen aufgetragen. Die Abbildung zeigt die aufgetragenen Messpunkte der zyklischen Einwirkungen.

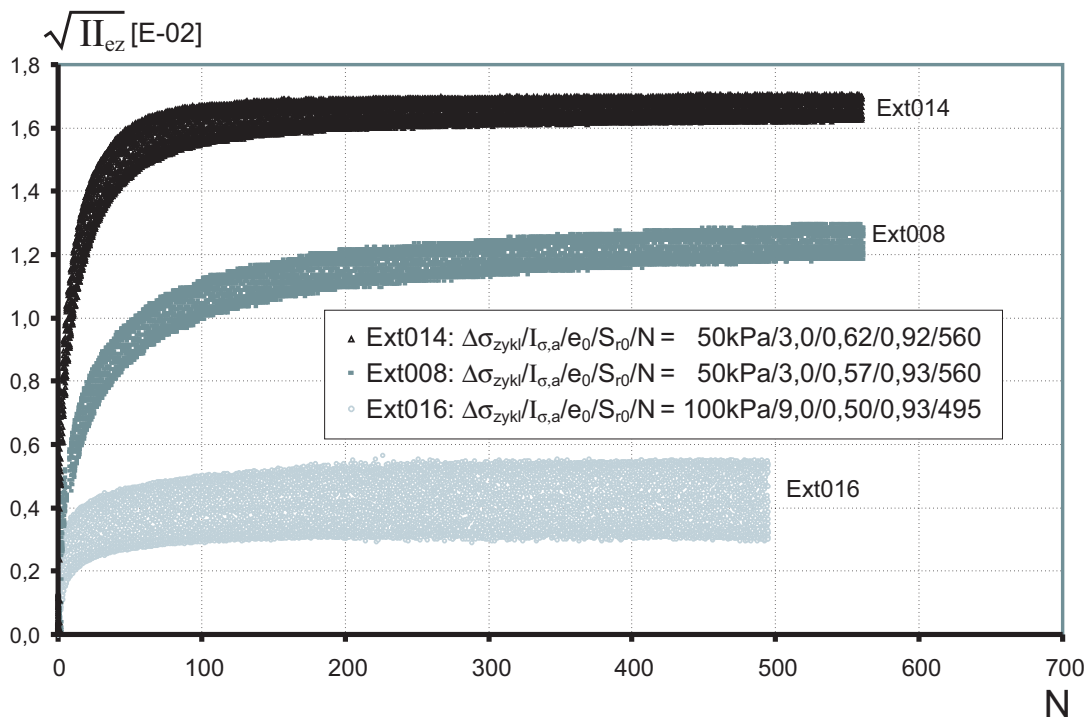


Abbildung 5.4: Deviatorische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der Zyklenzahl  $N$ , one-way-Versuche (hier: Extensionsversuche)

Die dargestellten Kurven zeigen - wie auch die übrigen Versuchsergebnisse - einen ähnlichen Verlauf. Durch Normierung mit  $\sqrt{II_{ez,max}}$  und  $N_{max}$  ( $= 560$  Zy-

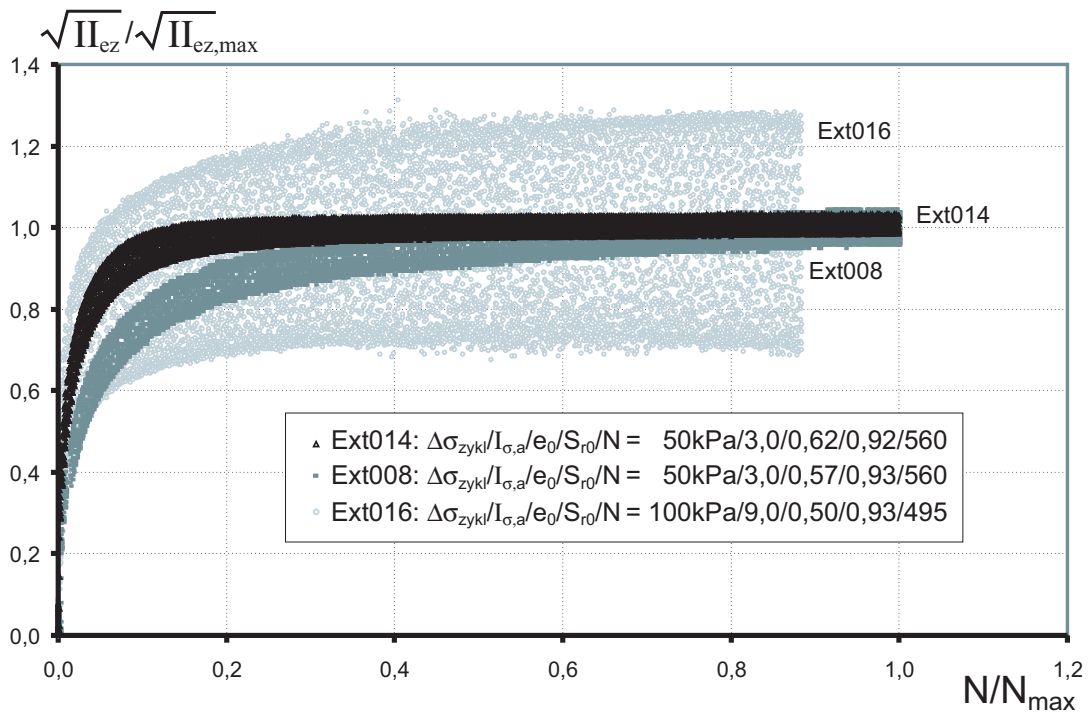


Abbildung 5.5: Normierte deviatorische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der Zyklanzahl  $N$ , one-way-Versuche (hier: Extensionsversuche)

klern) ergibt sich gemäß Abbildung 5.5 nahezu eine Kurve, die durch

$$\sqrt{II_{ez}} = \sqrt{II_{ez,max}} \cdot f_0(N), \quad (5.2)$$

$$f_0(N) = 1 - e^{-6x}. \quad (5.3)$$

mit

$$x = \sqrt{N/N_{max}}, \quad N_{max} = 560$$

gut approximiert wird.

Die Gleichungen 5.2 und 5.3 beschreiben die Verformungsdegradation in Abhängigkeit der Zyklanzahl  $N$ . Die maximalen zyklisch deviatorischen Verformungen sind dann in Abhängigkeit der Zustandsgrößen zu ermitteln. Es gilt:

$$\sqrt{II_{ez,max}} = f_1(e_0) f_2(S_{r0}) f_3(I_{\sigma,a}) f_4(\Delta\sigma_{zykl}) \quad (5.4)$$

### Funktion $f_1$ : Einfluss der Porenzahl $e_0$

In Abbildung 5.6 sind die  $\sqrt{II_{ez,max}}$ -Werte über die Anfangsporenzahl  $e_0$  aufgetragen. Mit zunehmender Porenzahl ergeben sich zunehmende  $\sqrt{II_{ez,max}}$ -Werte. Die Versuchswerte lassen sich durch nachfolgende Funktion approximieren:

$$f_1(e_0) = \alpha_1 e_0^{4,0}, \quad \alpha_1 = 5,81 \quad (5.5)$$



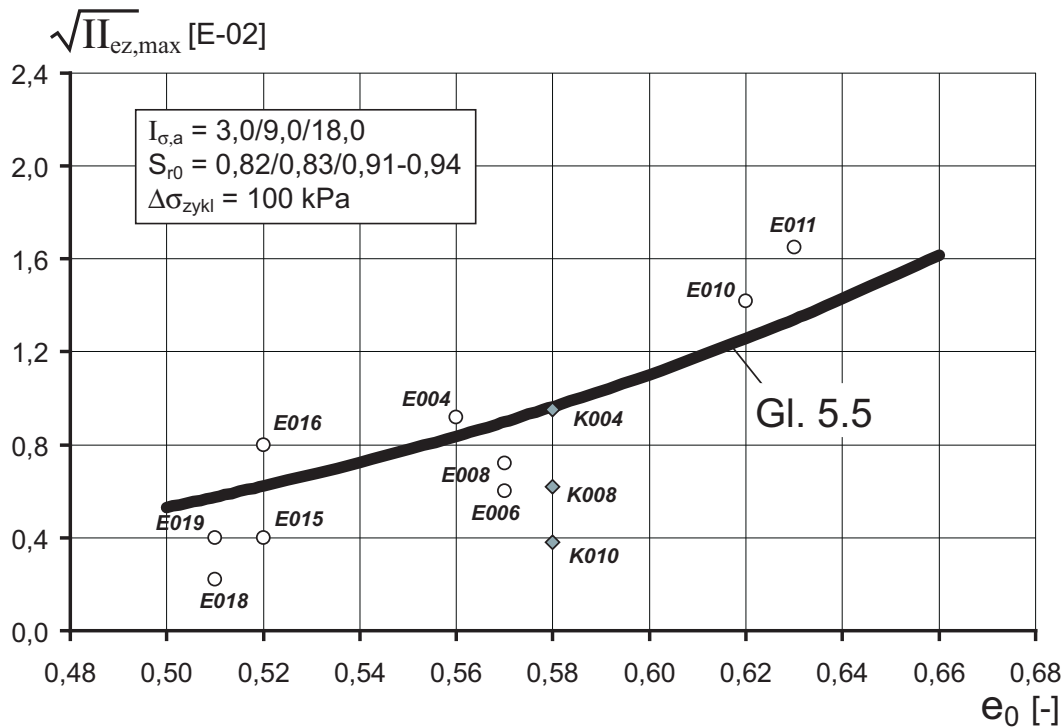


Abbildung 5.6: Maximale deviatorische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl  $e_0$ , one-way-Versuche (Extension/Kompression)

**Funktion  $f_2$ : Einfluss des Sättigungsgrades  $S_{r0}$**

In Abbildung 5.7 sind die Versuchswerte über  $S_{r0}$  für feste Werte von  $e_0$ ,  $I_{\sigma,a}$  und  $\Delta\sigma_{zykl}$  aufgetragen. Für die Versuche mit den Parameterwerten  $\Delta\sigma_{zykl} = 100$  kPa und  $I_{\sigma,a} = 9,0$  werden die Versuchswerte durch die Funktion

$$f_2(S_{r0}) = \beta_1 S_{r0}^{4,6}, \quad \beta_1 = 0,92 \tag{5.6}$$

gut approximiert.

**Funktion  $f_3$ : Einfluss der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$**

Für Proben mit  $\Delta\sigma_{zykl} = 100$  kPa und festen Werten von  $e_0$  und  $S_{r0}$  sind die Versuchswerte in Abbildung 5.8 dargestellt. Durch die Funktion

$$f_3(I_{\sigma,a}) = \gamma_1 I_{\sigma,a}^{-0,63}, \quad \gamma_1 = 2,63 \tag{5.7}$$

sind die Versuchswerte gut approximiert.

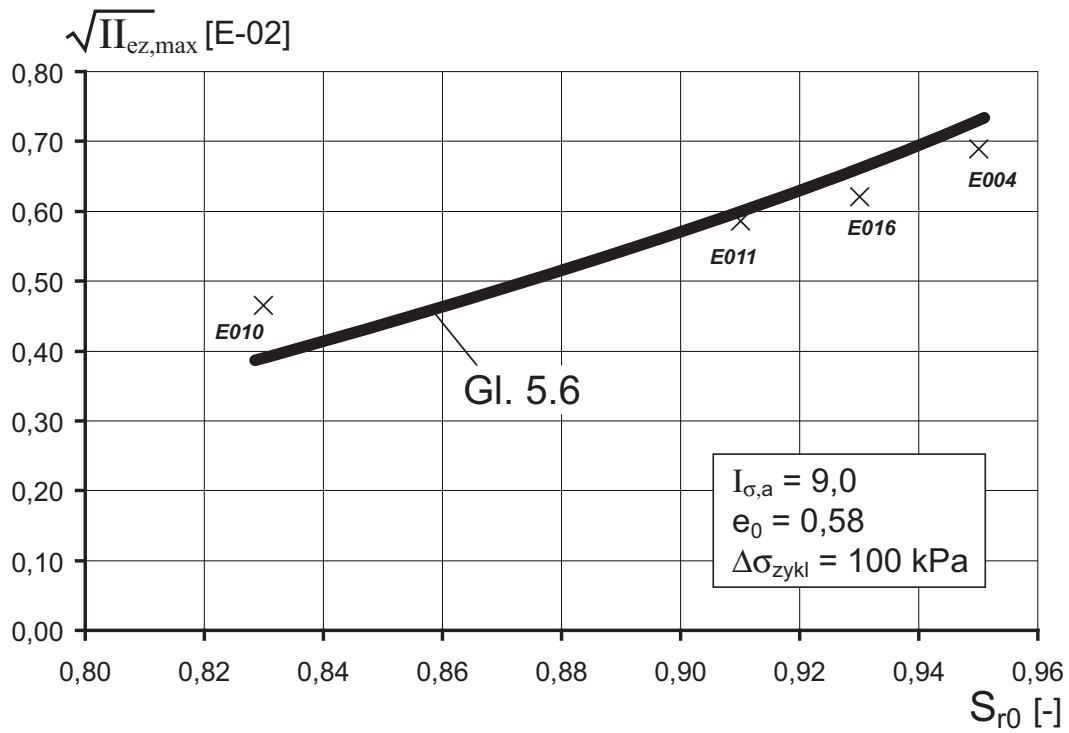


Abbildung 5.7: Maximale deviatorische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der Anfangssättigungszahl  $S_{r0}$ , one-way-Versuche

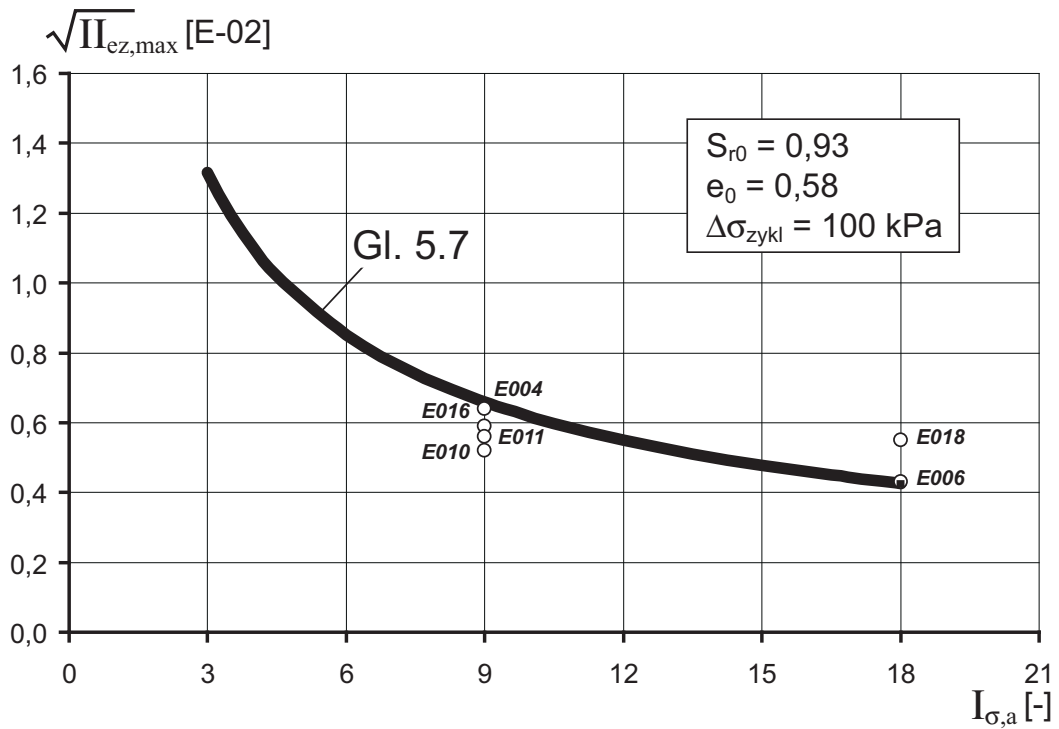


Abbildung 5.8: Maximale deviatorische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$ , one-way-Versuche

**Funktion  $f_4$ : Einfluss der zyklischen Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$**

Die Berücksichtigung der zyklischen Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$  erfolgt durch Substitution mit Hilfe der 2. Spannungsinvariante. Es gilt:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{zykl} &= \sqrt{II_{s,z}} \\ A_{z,a} &= \sqrt{II_{s,z}} / p_a \end{aligned}$$

Die Versuchsergebnisse sind in Abbildung 5.9 dargestellt. Sie werden durch die Beziehung

$$f_4(\Delta\sigma_{zykl}) = \delta_1 A_{z,a}^{1,8}, \quad \delta_1 = 0,46 \quad (5.8)$$

approximiert.

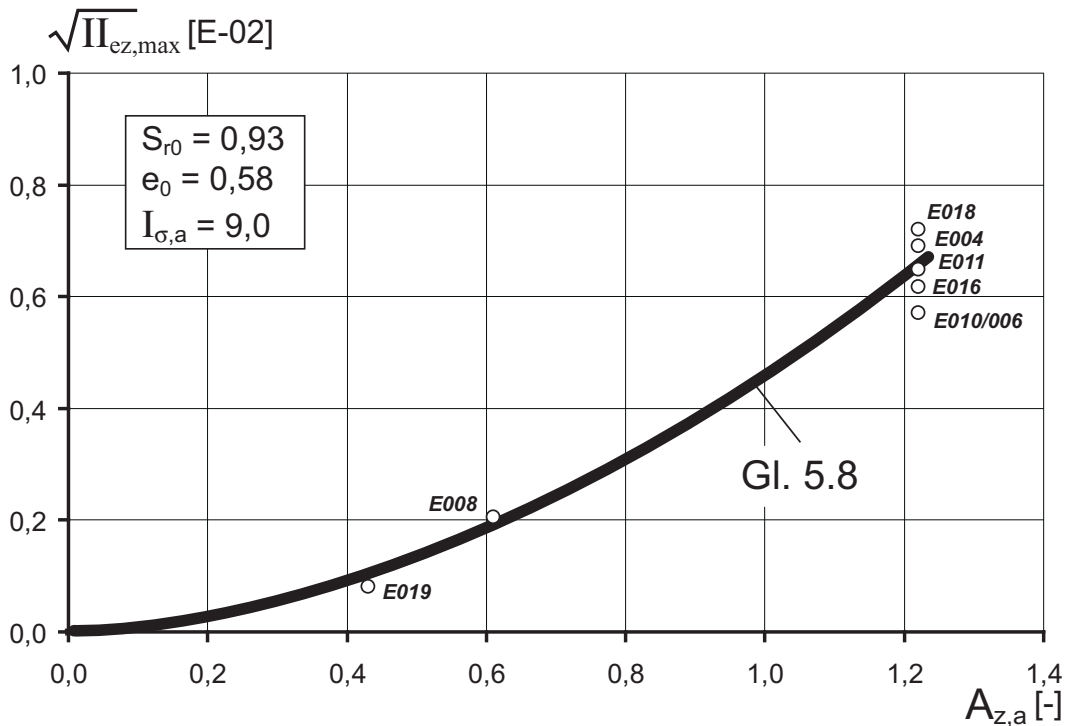


Abbildung 5.9: Maximale deviatorische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der zyklischen Spannungsamplitude  $A_{z,a}$ , one-way-Versuche

Mit den Gleichungen 5.5, 5.6, 5.7 und 5.8, lautet somit die geschlossene Beziehung für die maximalen deviatorischen Verformungen bei one-way-Extensionsversuchen:

$$\sqrt{II_{ez,max}} = 6,47 \cdot e_0^{4,0} \cdot S_{r0}^{4,6} \cdot I_{\sigma,a}^{-0,63} \cdot A_{z,a}^{1,8}. \quad (5.9)$$

In Abbildung 5.10 sind für one-way-Kompressionsversuche die Versuchswerte  $\sqrt{II_{ez,max}}$  sowie die Approximationswerte nach Gleichung 5.9 eingetragen.

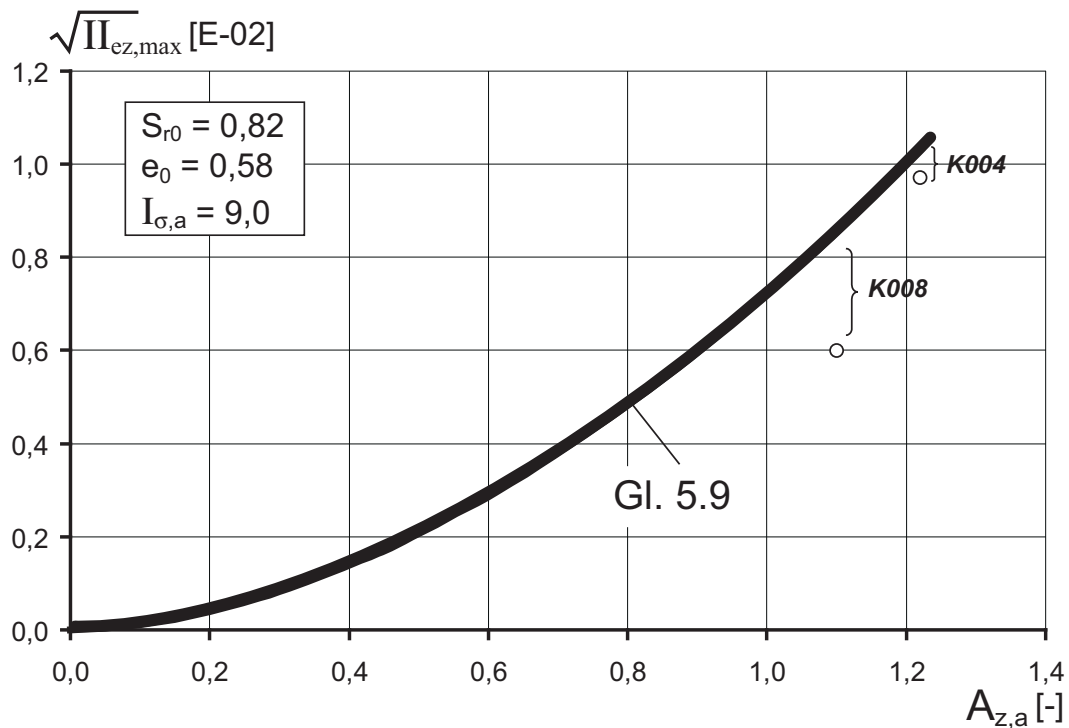


Abbildung 5.10: Ergebnisse von one-way-Kompressionsversuchen,  $e_0 = 0,58$ ,  $S_{r0} = 0,82$ ,  $I_{\sigma,a} = 9,0$

Anhand der dargestellten Versuchsergebnisse (Kompressions- und Extensionsversuche) besteht keine eindeutige Abhängigkeit der  $\sqrt{II_{ez,max}}$ -Werte vom Lode-Winkel  $\alpha_\sigma$ , so dass die Beziehung nach der Gleichung 5.9 sowohl für Extensionsversuche wie auch für Kompressionsversuche herangezogen werden kann.

### 5.2.1.2 Amplitudenwerte der dev. Verformungen

In den Abbildungen 5.11 und 5.12 sind die Amplitudenwerte der zyklischen deviatorischen Verformung in Abhängigkeit der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$  und der zyklischen Spannungsamplitude  $A_{z,a}$  für jeweils feste Größen von  $I_{\sigma,a}$  bzw.  $A_{z,a}$  dargestellt. Mit zunehmender isotroper Spannung verringern sich die Amplitudenwerte signifikant, während sie mit zunehmender Spannungsamplitude deutlich zunehmen. Die Parameter  $e_0$  und  $S_{r0}$  haben nahezu keinen Einfluss auf die Amplitudenwerte der zyklischen Deformation und stellen somit keine Zustandsgrößen dar.

Die Versuchsergebnisse werden für one-way-Versuche durch die Beziehung

$$A_{II_{ez}} = \zeta_1 I_{\sigma,a}^{-1} \cdot A_{z,a}^{1,75}, \quad \zeta_1 = 0,80 \quad (5.10)$$

zutreffend beschrieben.

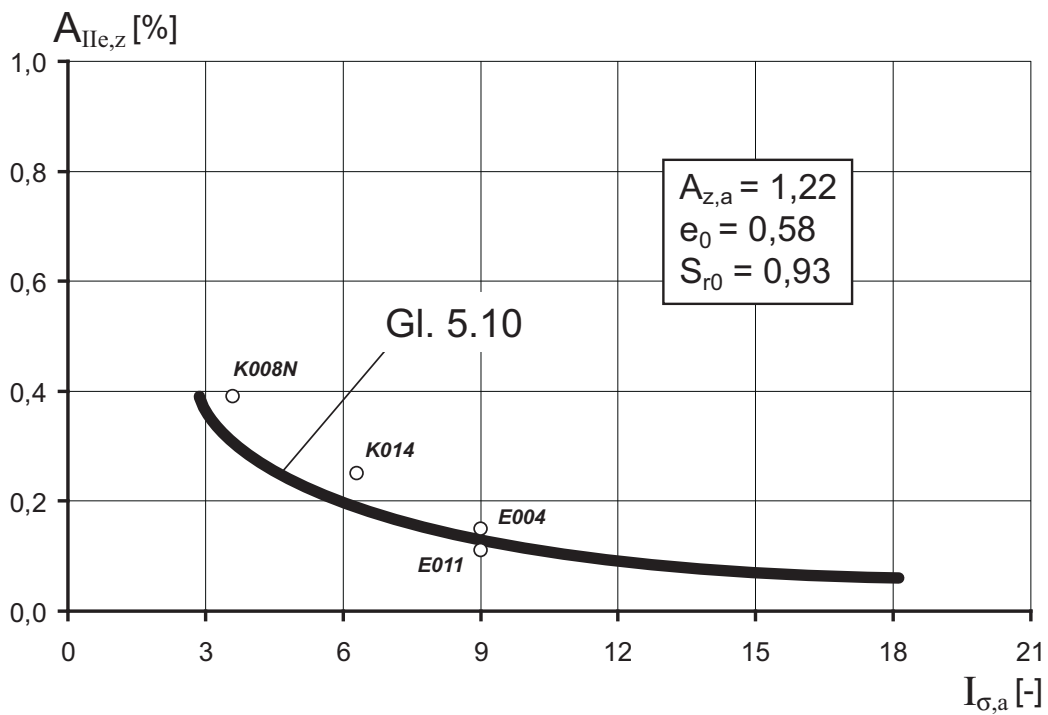


Abbildung 5.11: Amplitudenwerte der zyklisch deviatorischen Verformung in Abhängigkeit der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$ , one-way-Versuche

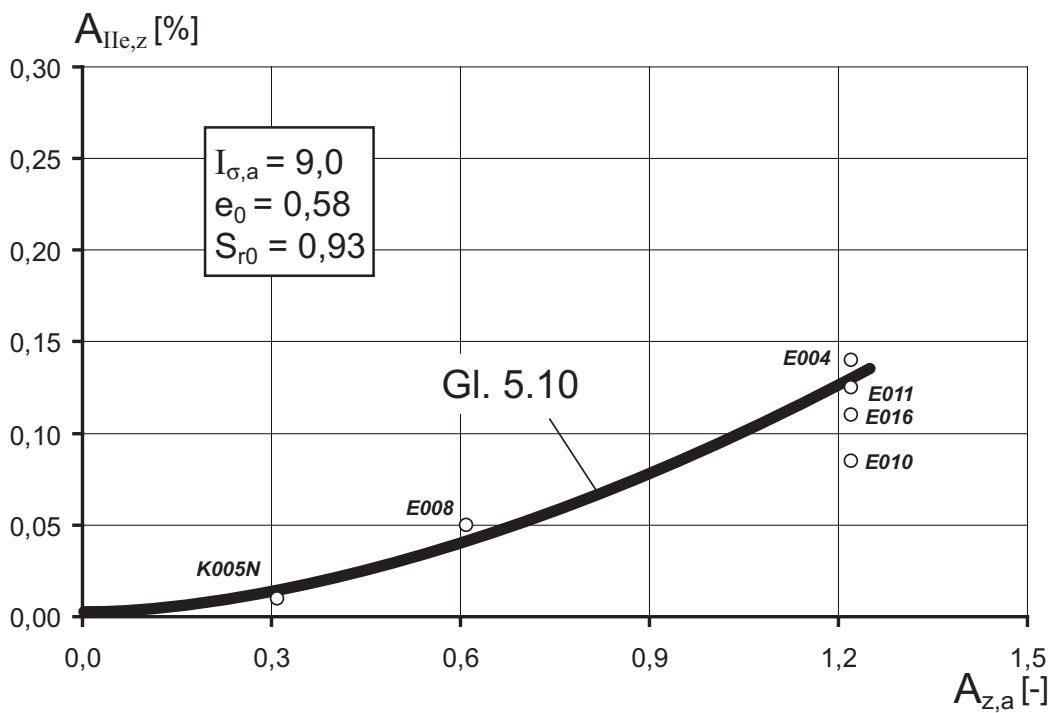


Abbildung 5.12: Amplitudenwerte der zyklisch deviatorischen Verformung in Abhängigkeit der Spannungsamplitude  $A_{z,a}$ , one-way-Versuche

## 5.2.2 Volumetrische Verformungen (Volumenänderungen)

In allen durchgeführten Versuchen sind Volumenverringierungen während der zyklischen Einwirkungen gemessen. Entsprechend Gleichung 5.2 können die zyklisch bedingten Volumenänderungen durch folgenden Ansatz beschrieben werden:

$$I_{\varepsilon}^z = I_{\varepsilon z, max} \cdot f_0(N). \quad (5.11)$$

### 5.2.2.1 Funktion $f_0$ : Einfluss der Zyklenzahl $N$

Es erfolgt eine Normierung der Versuchswerte auf  $N_{max}$  sowie  $I_{\varepsilon z, max}$ . In Abbildung 5.13 sind für verschiedene Extensionsversuche die Versuchskurven eingetragen.

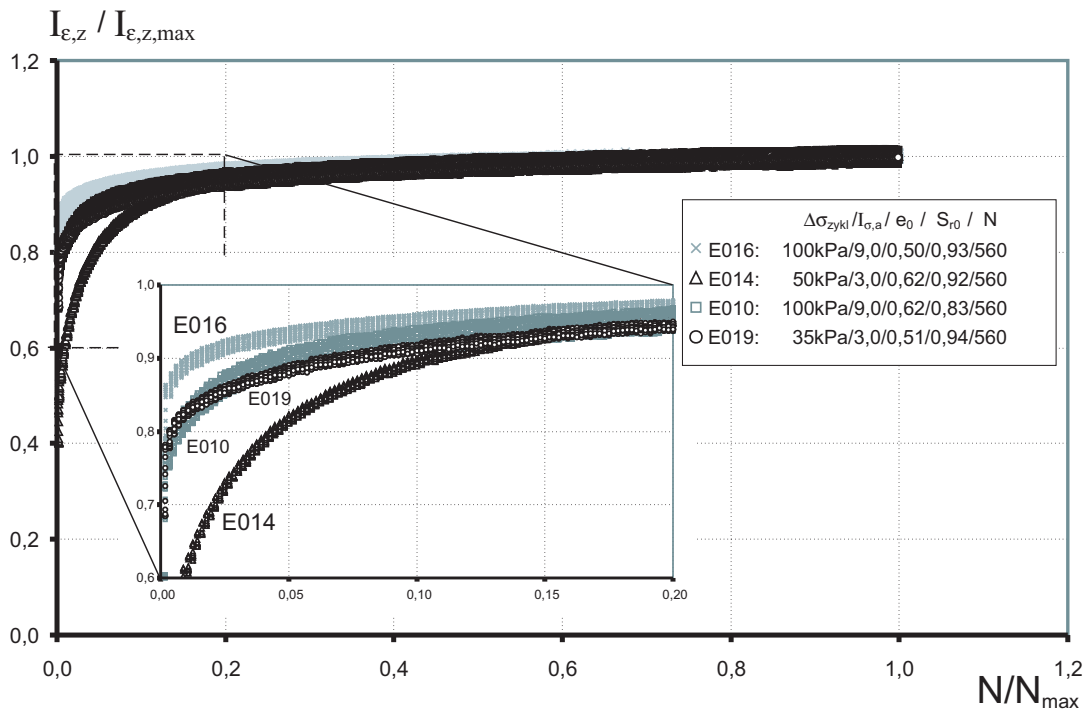


Abbildung 5.13: Normierte volumetrische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der Zyklenzahl  $N$ , one-way-Versuche (hier: Extensionsversuche)

Die Kurvenverläufe gleichen denen der normierten maximalen deviatorischen Verformungen (Abb. 5.5) und können durch die gleiche Funktion wie folgt approximiert werden:

$$f_0(N) = 1 - e^{-6x}. \quad (5.12)$$

mit

$$x = \sqrt{N/N_{max}}, \quad N_{max} = 560$$

### 5.2.2.2 Maximale Volumenänderung

Zwischen der maximalen volumetrischen zyklischen Verformung  $I_{\varepsilon,z,max}$  und der maximalen deviatorischen zyklischen Verformung  $\sqrt{II_{\varepsilon,z,max}}$  besteht ein nahezu linearer Zusammenhang (Abb. 5.14), der wie folgt approximiert werden kann:

$$I_{\varepsilon,z,max} = \chi_1 \cdot \sqrt{II_{\varepsilon,z,max}}, \quad \chi_1 = 1,3. \quad (5.13)$$

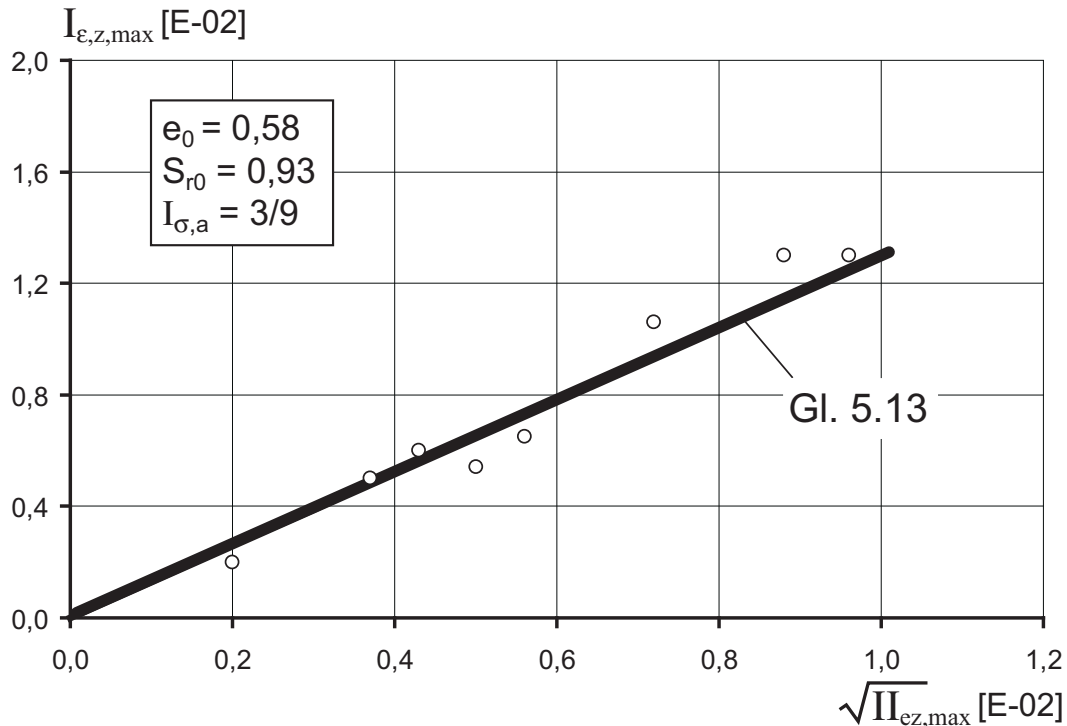


Abbildung 5.14: Maximale volumetrische zyklische Verformungen als Funktion der maximalen deviatorischen zyklischen Verformungen, one-way-Versuche

Mit der Gleichung 5.11 kann die zyklenzahlabhängige mittlere Volumenänderung wie folgt beschrieben werden:

$$I_{\varepsilon}^z = 1,3 \cdot \sqrt{II_{\varepsilon,z,max}} \cdot (1 - e^{-6x}). \quad (5.14)$$

### 5.2.2.3 Amplituden der zyklischen Verformungen

In gleicher Weise wie die maximalen Volumenänderungen können auch die Amplitudenwerte der volumetrischen zyklischen Verformungen  $A_{I_{\varepsilon}^z}$  in linearer Abhängigkeit von den Amplitudenwerten der deviatorischen zyklischen Verformungen  $A_{II_{\varepsilon,z}}$  beschrieben werden (Abb. 5.15). Als Approximation ist gewählt:

$$A_{I_{\varepsilon}^z} = \xi_1 \cdot A_{II_{\varepsilon,z}}, \quad \xi_1 = 0,44. \quad (5.15)$$



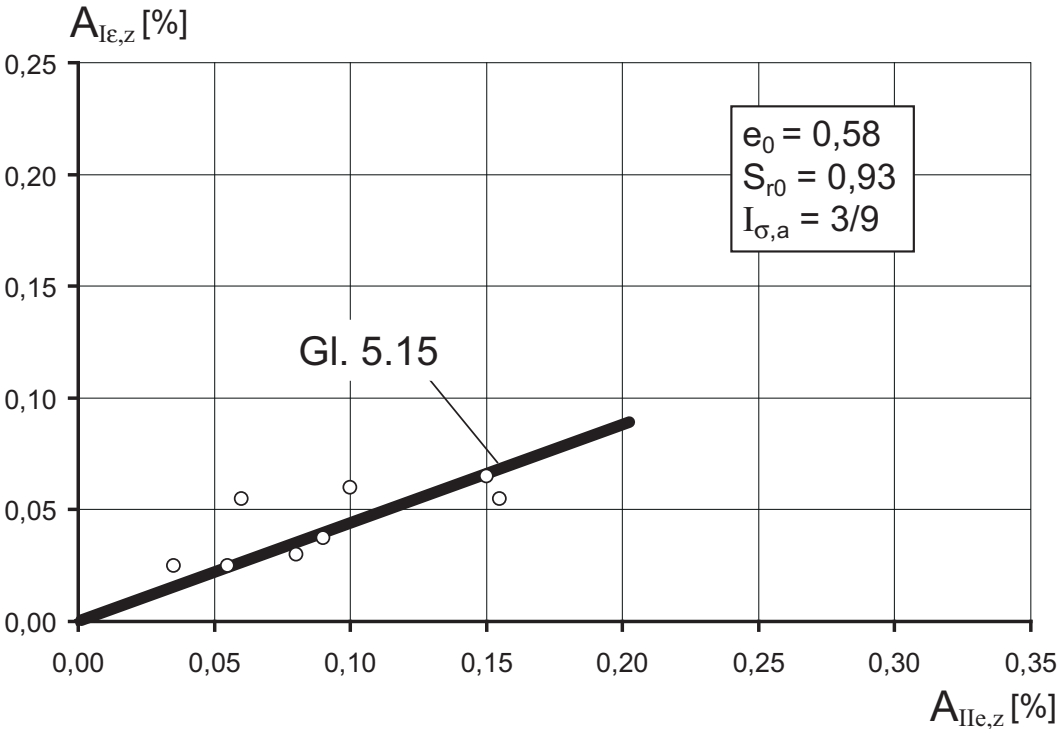


Abbildung 5.15: Amplituden der volumetrischen zyklischen Verformungen als Funktion der Amplituden der deviatorischen zyklischen Verformungen, one-way-Versuche

## 5.3 Two-way-Versuche

### 5.3.1 Deviatorische Verformungen

#### 5.3.1.1 Maximale deviatorische Verformungen

Der Ansatz der Gleichung 5.1 wird auch zur Beschreibung der deviatorischen zyklischen Deformationen von two-way-Versuchen herangezogen. Wie für die one-way-Versuche werden nachfolgend die einzelnen Funktionen  $f_0$  bis  $f_4$  gemäß Gleichung 5.1 bestimmt. Es wurden versuchsbedingt lediglich Kompressionsversuche ausgeführt.

#### Funktion $f_0$ : Einfluss der Zyklenzahl $N$

Die Versuchsergebnisse einiger repräsentativer two-way-Versuche sind in Abbildung 5.16 bzw. deren normierte Darstellung in Abbildung 5.17 dargestellt. In beiden Abbildungen sind die gemessenen Versuchspunkte der zyklischen Spannungspfade aufgetragen. Signifikant an den Versuchsergebnissen ist die deutlich größere Schwankungsbreite des Wertebereiches infolge der Wechselspannungsbeanspruchung im Vergleich zu den one-way-Versuchen.

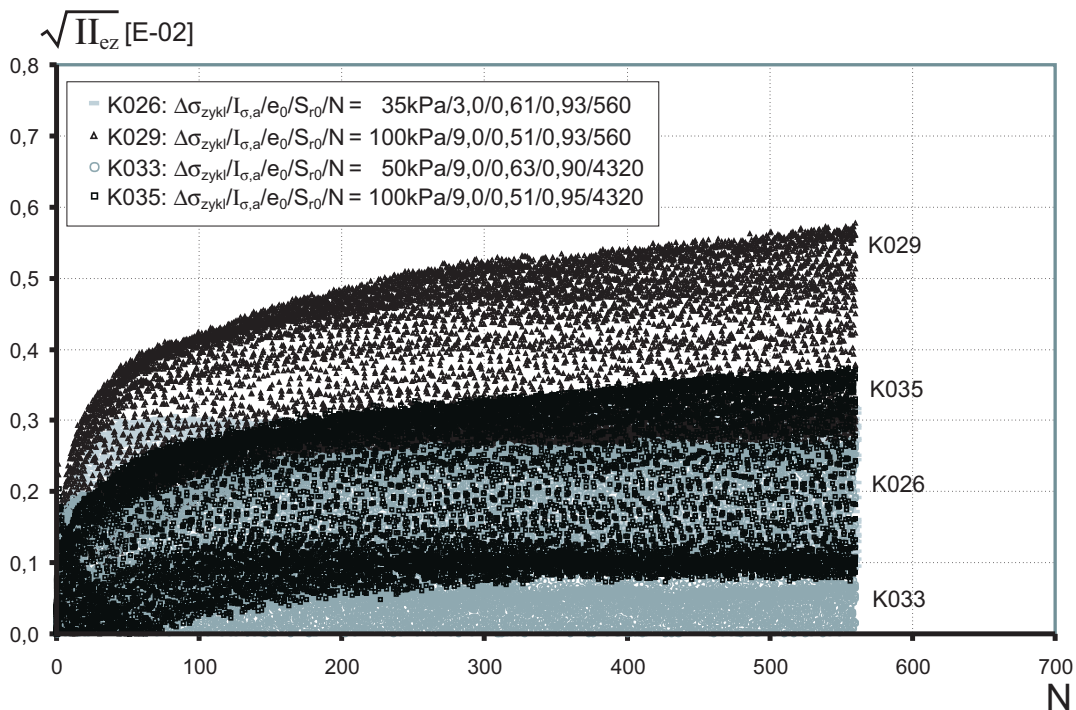


Abbildung 5.16: Deviatorische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der Zyklenzahl  $N$ , two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

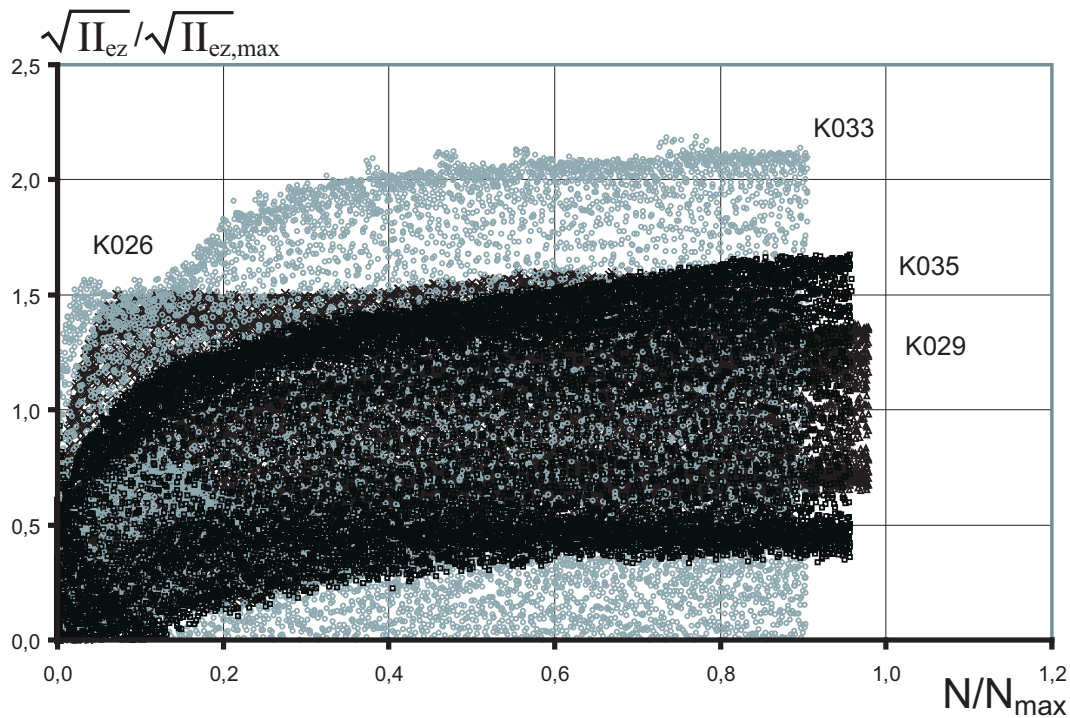


Abbildung 5.17: Normierte deviatorische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl  $N$ , two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

Die Mittelwerte der deviatorischen zyklischen Deformationen werden durch Gleichung 5.2 mit

$$f_0(N) = 1 - e^{-6x} \quad (5.16)$$

mit

$$x = \sqrt{N/N_{max}}, \quad N_{max} = 560$$

zutreffend approximiert. Somit kann die Abhängigkeit der deviatorischen zyklischen Deformationen von der Zyklenzahl für two-way-Versuche durch die gleiche Funktion wie für one-way-Versuche beschrieben werden.

Im Folgenden werden die maximalen deviatorischen Deformationen  $\sqrt{II_{ez,max}}$  als Funktion der Zustandsgrößen  $\Delta\sigma_{zykl}$ ,  $I_\sigma$ ,  $e_0$  und  $S_{r0}$  ermittelt. Es gilt der Ansatz nach Gleichung 5.4.

### Funktion $f_1$ : Einfluss der Porenzahl $e_0$

Für variable Anfangsporenzahlen  $e_0$  und feste Werte der verbleibenden Zustandsgrößen sind in Abbildung 5.18 die Maximalwerte der deviatorischen Deformationen aufgetragen. Versuchswerte mit Sättigungsgraden  $S_{r0} \neq 0,93$  sind mit Gleichung 5.18 iterativ auf  $S_{r0} = 0,93$  transformiert. Als Approximationsbeziehung

der Versuchsergebnisse ist

$$f_1(e_0) = \alpha_2 e_0^{4,0}, \quad \alpha_2 = 2,91 \quad (5.17)$$

verwendet. Mit zunehmender Porenzahl nehmen die deviatorischen Deformationen zu.

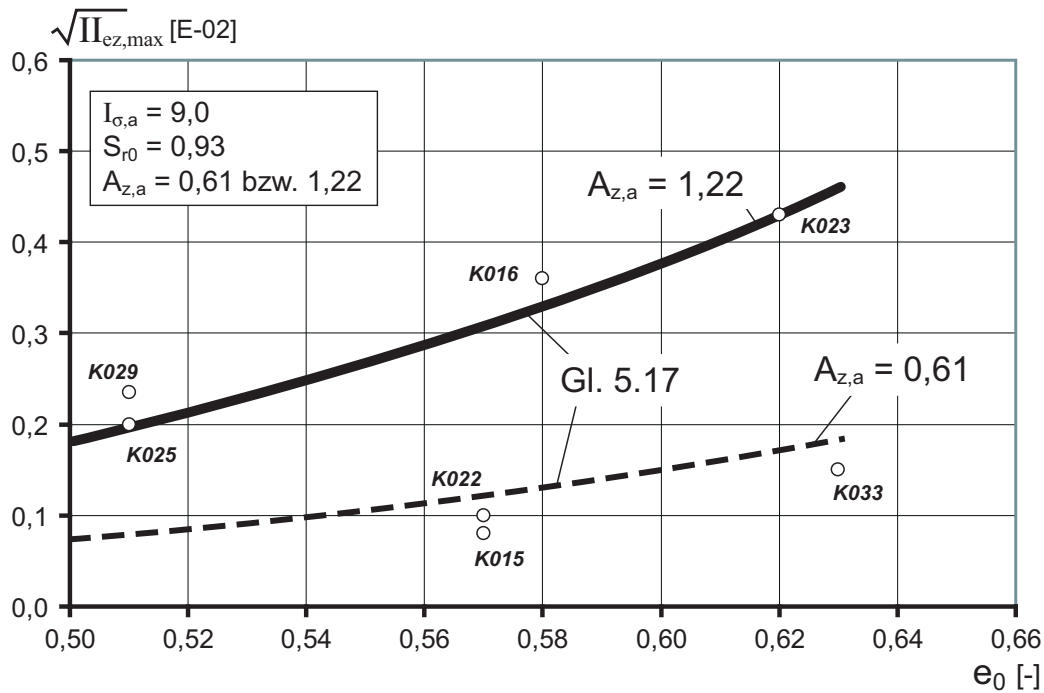


Abbildung 5.18: Maximale deviatorische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der Porenzahl  $e_0$ , two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

### Funktion $f_2$ : Einfluss des Sättigungsgrades $S_{r0}$

In Abbildung 5.19 sind für die beiden Amplitudenwerte  $A_{z,a} = 0,61$  und  $1,22$  die deviatorischen Deformationen in Abhängigkeit des Sättigungsgrades  $S_{r0}$  aufgetragen. Versuchswerte für  $e_0 \neq 0,58$  sind entsprechend Gleichung 5.17 auf den Wert  $e_0 = 0,58$  transformiert. Die Funktion

$$f_2(S_{r0}) = \beta_2 S_{r0}^{4,6}, \quad \beta_2 = 0,61 \quad (5.18)$$

approximiert die Versuchsergebnisse zutreffend.

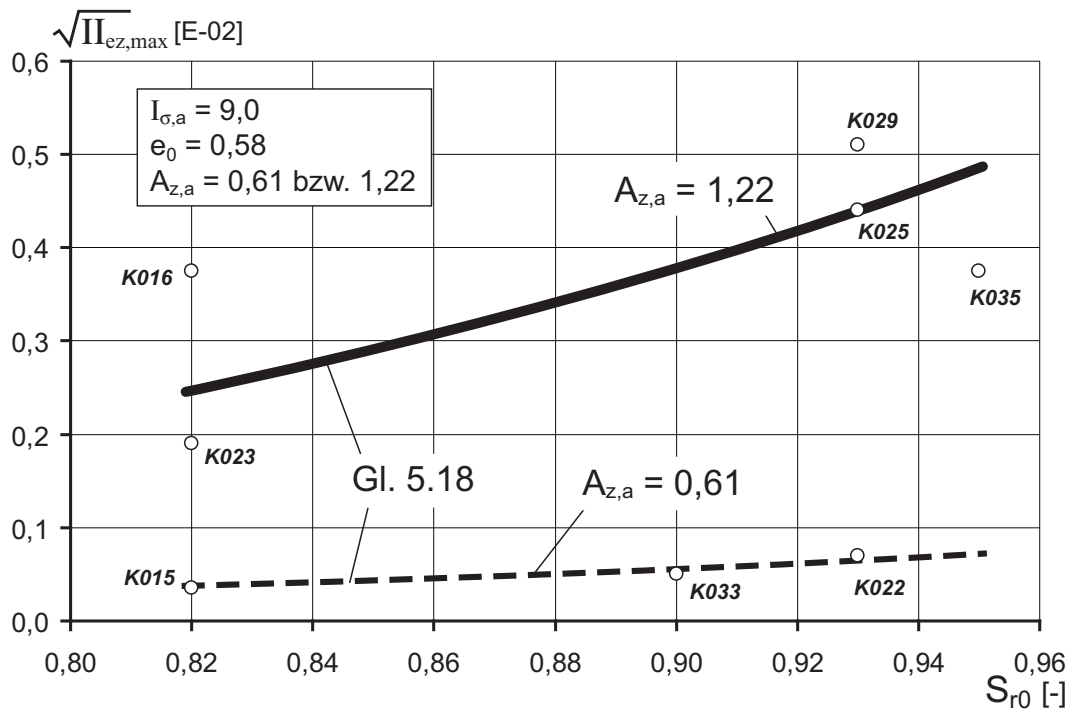


Abbildung 5.19: Maximale deviatorische Deformationen in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad  $S_{r0}$ , two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

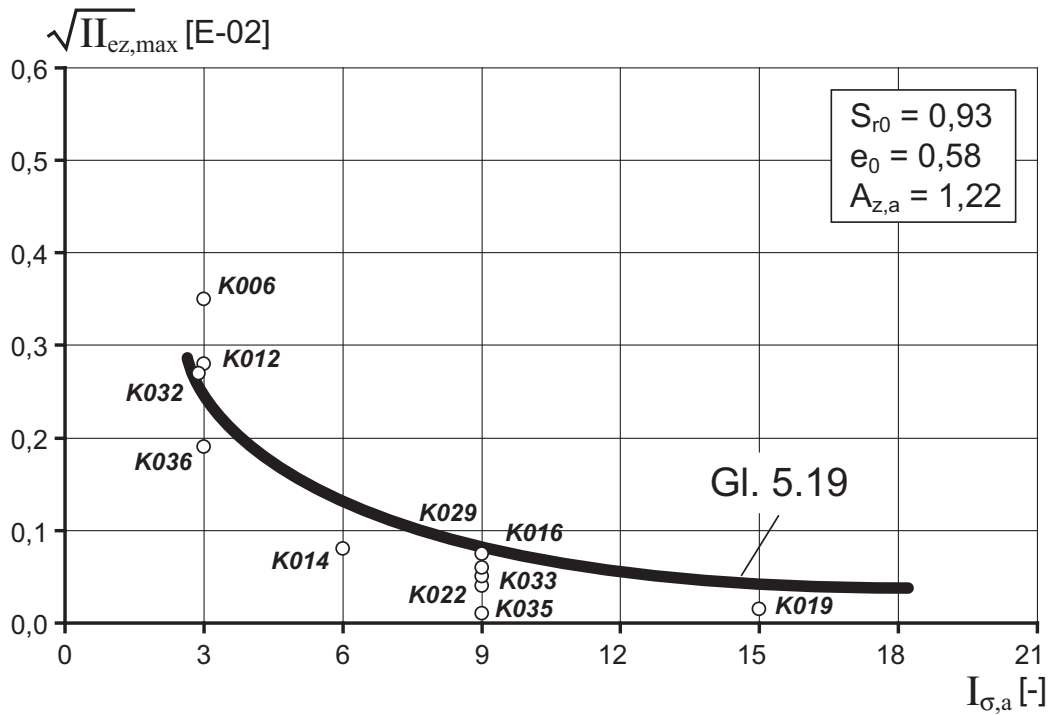


Abbildung 5.20: Maximale deviatorische Deformationen in Abhängigkeit der isotropen Spannungen, two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

**Funktion  $f_3$ : Einfluss der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$**

Bestehen nur kleine isotrope Spannungen, entstehen große deviatorische Deformationen ähnlich der one-way-Versuche, wie in Abbildung 5.20 dargestellt. Große isotrope Spannungen unterdrücken die zyklischen deviatorischen Deformationen. Durch die Beziehung

$$f_3(I_{\sigma,a}) = \gamma_2 I_{\sigma,a}^{-0,93}, \quad \gamma_2 = 0,56 \quad (5.19)$$

lassen sich die Versuchsergebnisse in Anlehnung an Gleichung 5.7 approximieren. Versuche mit anderen Parameterwerten als in Abbildung 5.20 aufgeführt, werden anhand der angegebenen Gleichungen auf diese Werte transformiert.

**Funktion  $f_4$ : Einfluss der zyklischen Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$**

Verschiedene Versuchsergebnisse sind in Abbildung 5.21 dargestellt. Durch die Funktion

$$f_4(\Delta\sigma_{zykl}) = \delta_2 A_{z,a}^{1,8}, \quad \delta_2 = 0,23 \quad (5.20)$$

ist eine zutreffende Approximation gegeben. Mit zunehmendem Amplitudenwert nehmen die deviatorischen Deformationen überproportional zu.

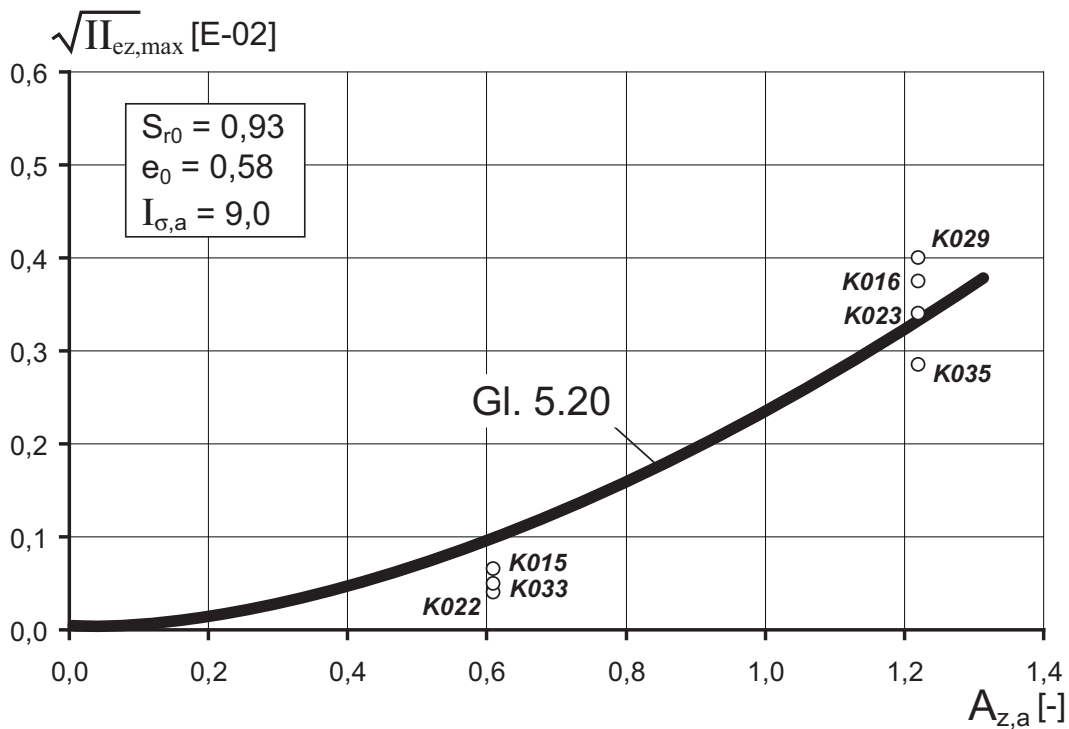


Abbildung 5.21: Maximale deviatorische Deformationen in Abhängigkeit der Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$ , two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

Zusammenfassend ergibt sich somit für die maximalen deviatorischen zyklischen Deformationen der two-way-Versuche eine ähnliche Beziehung wie für die one-way-Versuche (siehe auch Gleichung 5.9):

$$\sqrt{II_{ez,max}} = 0,29 \cdot e_0^{4,0} \cdot S_{r0}^{4,6} \cdot I_{\sigma,a}^{-0,93} \cdot A_{z,a}^{1,8} \quad (5.21)$$

### 5.3.1.2 Amplitudenwerte der dev. Verformungen

In den Abbildungen 5.22 und 5.23 sind die Amplitudenwerte der zyklischen deviatorischen Verformung in Abhängigkeit der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$  und der zyklischen Spannungsamplitude  $A_{z,a}$  für jeweils feste Größen von  $I_{\sigma,a}$  bzw.  $A_{z,a}$  dargestellt. Es bestehen die gleichen Abhängigkeiten wie bei den one-way-Versuchen.

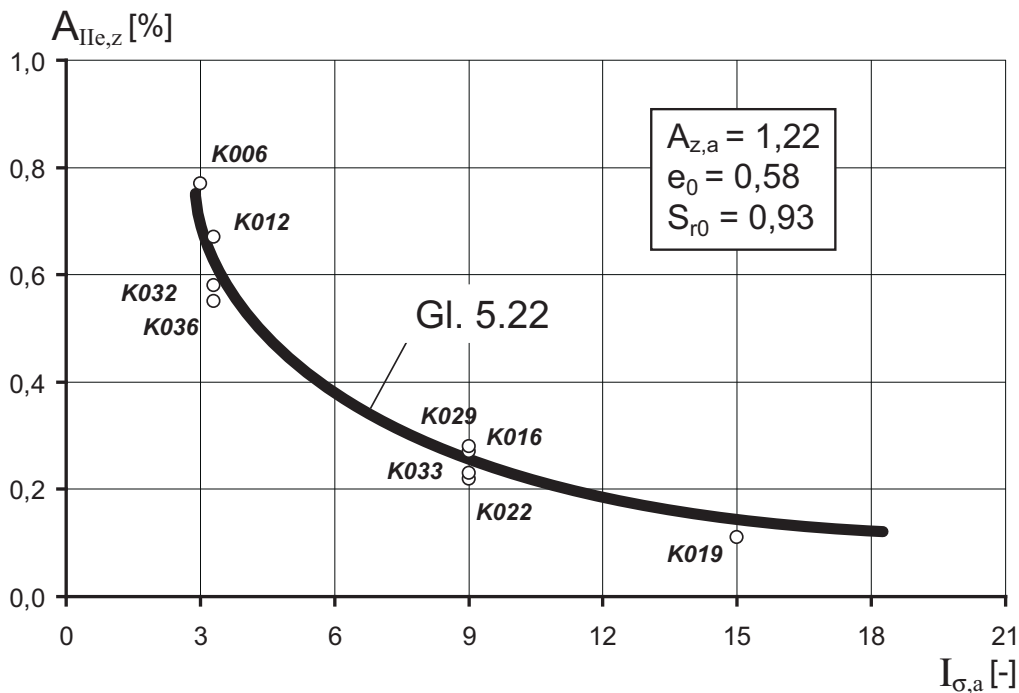


Abbildung 5.22: Deviatorische zyklische Verformung in Abhängigkeit der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$ , two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

Die Versuchsergebnisse werden für two-way-Versuche durch die Beziehung

$$A_{IIez} = \zeta_2 I_{\sigma,a}^{-1} \cdot A_{z,a}^{1,75}, \quad \zeta_2 = 1,55 \quad (5.22)$$

gut approximiert. Ein Vergleich mit den Ergebnissen der one-way-Versuche (Gleichung 5.10) zeigt für vergleichbare Parameterwerte  $I_{\sigma,a}$  und  $A_{z,a}$  nennenswert größere Amplituden bei den two-way-Versuchen.



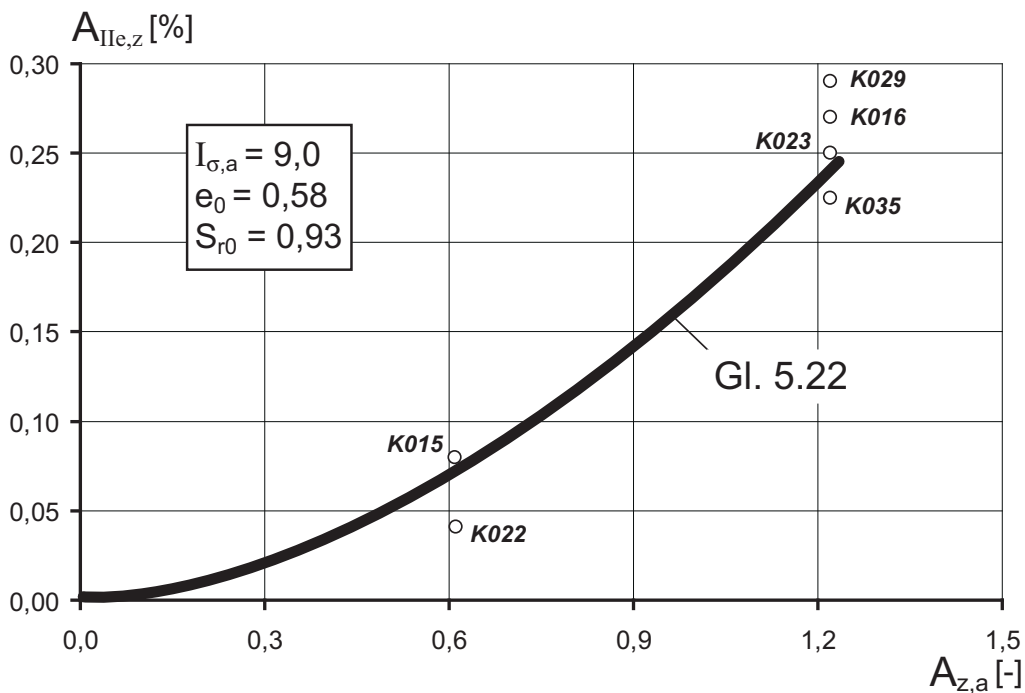


Abbildung 5.23: Deviatorische zyklische Verformung in Abhängigkeit der Spannungsamplitude  $A_{z,a}$ , two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

### 5.3.2 Volumetrische Verformungen (Volumenänderungen)

Für die Ergebnisse der two-way-Versuche bestehen im Vergleich zu den one-way-Extensionsversuchen größere Streubreiten (Abb. 5.16). Nach Abschluss der isotropen Belastungsphase wiesen nahezu alle Proben z.T. nennenswerte Saugspannungen auf. Bei zwei der hier insgesamt herangezogenen 16 Versuche wurden Porenwasserüberdrücke gemessen. Entsprechend den one-way-Versuchen wird ein Ansatz gemäß Gleichung 5.11 gewählt.

#### 5.3.2.1 Funktion $f_0$ : Einfluss der Zyklenzahl $N$

Die normierten Versuchskurven weisen wiederum eine sehr geringe Streubreite auf (Abb. 5.24). Durch die Funktion

$$f_0(N) = 1 - e^{-6x} \quad (5.23)$$

mit

$$x = \sqrt{N/N_{max}}, \quad N_{max} = 560$$

wird eine gute Approximation der normierten Kurven erhalten.

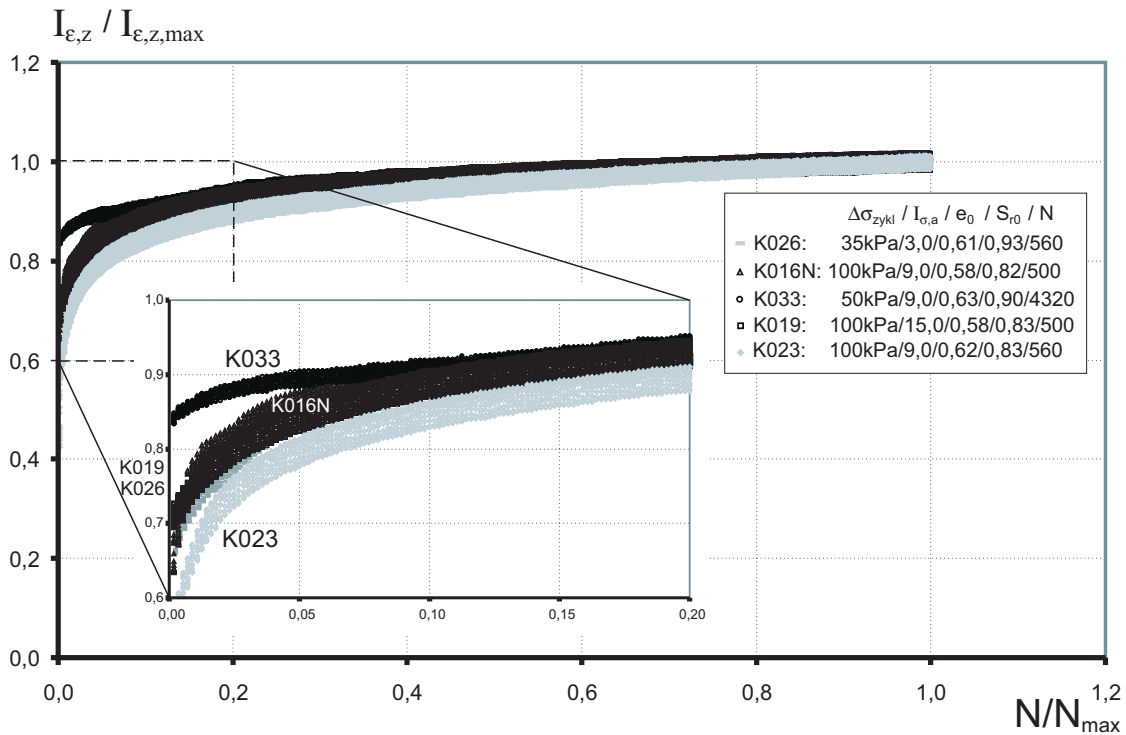


Abbildung 5.24: Normierte volumetrische zyklische Deformationen in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl  $N$ , two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

### 5.3.2.2 Maximale Volumenänderung $I_{\epsilon,z,max}$

Zwischen der maximalen volumetrischen zyklischen Verformung  $I_{\epsilon,z,max}$  und der maximalen deviatorischen zyklischen Verformung  $\sqrt{II_{\epsilon,z,max}}$  besteht auch bei den two-way-Versuchen ein linearer Zusammenhang (Abb. 5.25), der gemäß Gleichung 5.13 mit

$$I_{\epsilon,z,max} = \chi_2 \cdot \sqrt{II_{\epsilon,z,max}}, \quad \chi_2 = 5, 6. \quad (5.24)$$

beschrieben werden kann.

Mit den Gleichungen 5.23 und 5.24 kann die zyklenzahlabhängige mittlere Volumenänderung wie folgt beschrieben werden:

$$I_{\epsilon}^z = 5, 6 \cdot \sqrt{II_{\epsilon,z,max}} \cdot (1 - e^{-6x}). \quad (5.25)$$

### 5.3.2.3 Amplituden der zyklischen Verformungen

In Anlehnung an Gleichung 5.15 lautet die lineare Beziehung für die two-way-Versuche:

$$A_{I_{\epsilon}^z} = \xi_2 \cdot A_{II_{\epsilon,z}}, \quad \xi_2 = 0, 56. \quad (5.26)$$

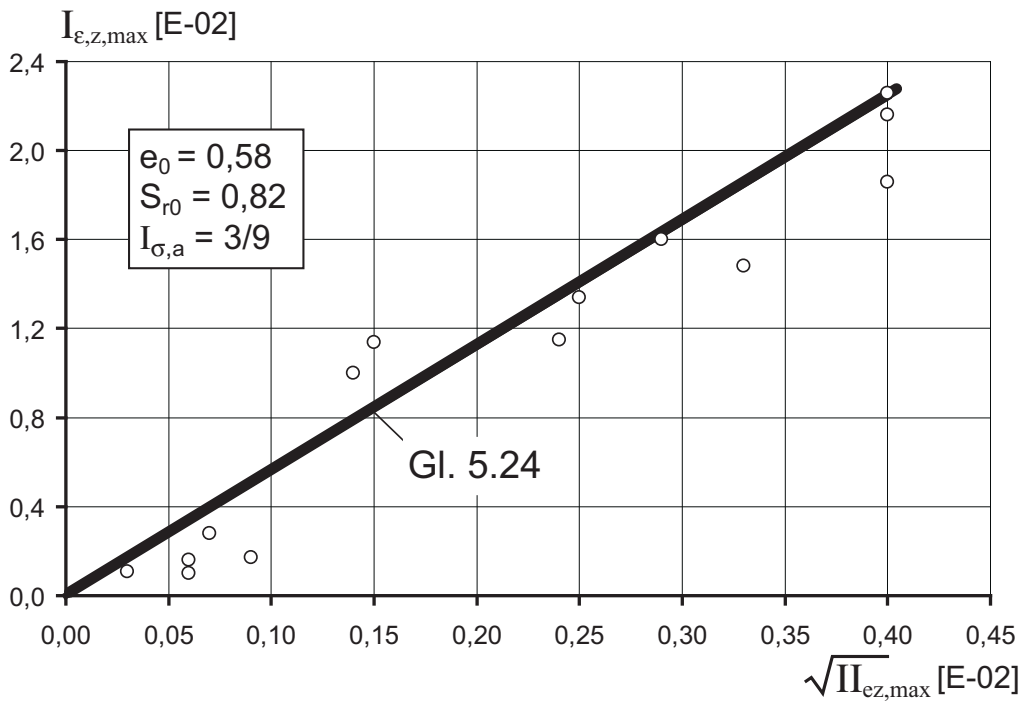


Abbildung 5.25: Maximale volumetrische Verformungen als Funktion der maximalen deviatorischen zyklischen Verformungen, two-way-Versuche

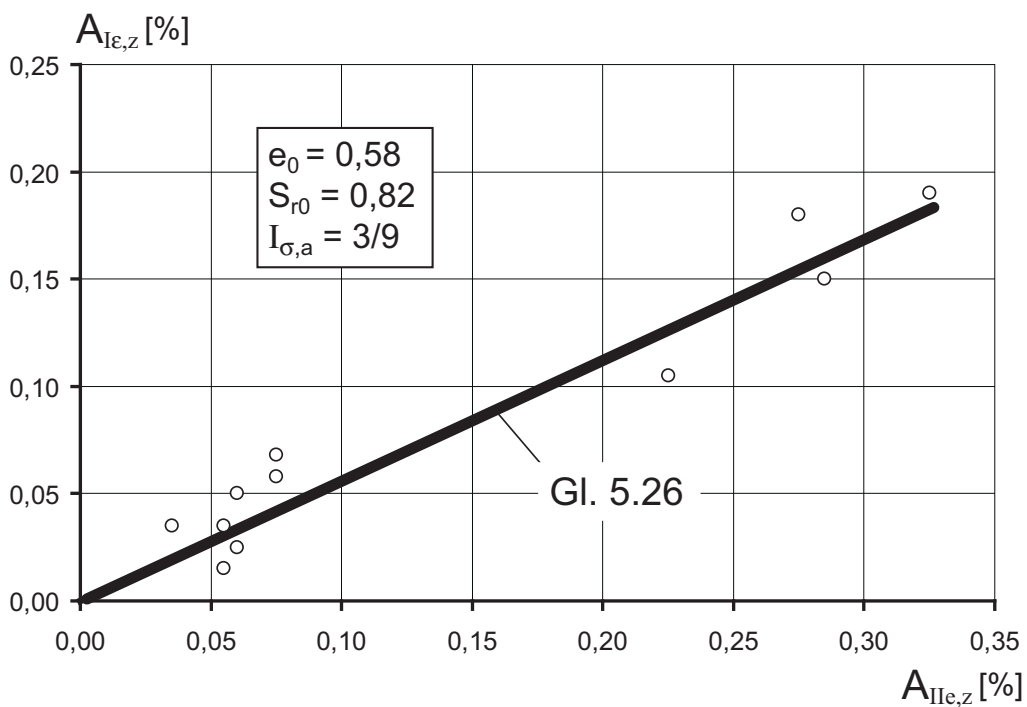


Abbildung 5.26: Amplituden der volumetrischen Verformungen als Funktion der Amplituden der deviatorischen zyklischen Verformungen, two-way-Versuche

## 5.4 Porendrücke (Wasser-/ Saugspannungen)

Während der zyklischen Belastungsphasen bleiben die Mittelwerte der Wasser- und Saugspannungen  $u_{wz}$  in nahezu allen one-way- und two-way-Versuchen weitgehend unverändert. Die Mittelwerte der Saugspannungen nehmen mit zunehmenden Werten der Anfangsporenzahl  $e_0$ , des Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$  sowie der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$  ab (Abb. 5.27 bis 5.29). Eine Differenzierung zwischen one-way- und two-way-Versuchen ist nicht erforderlich.

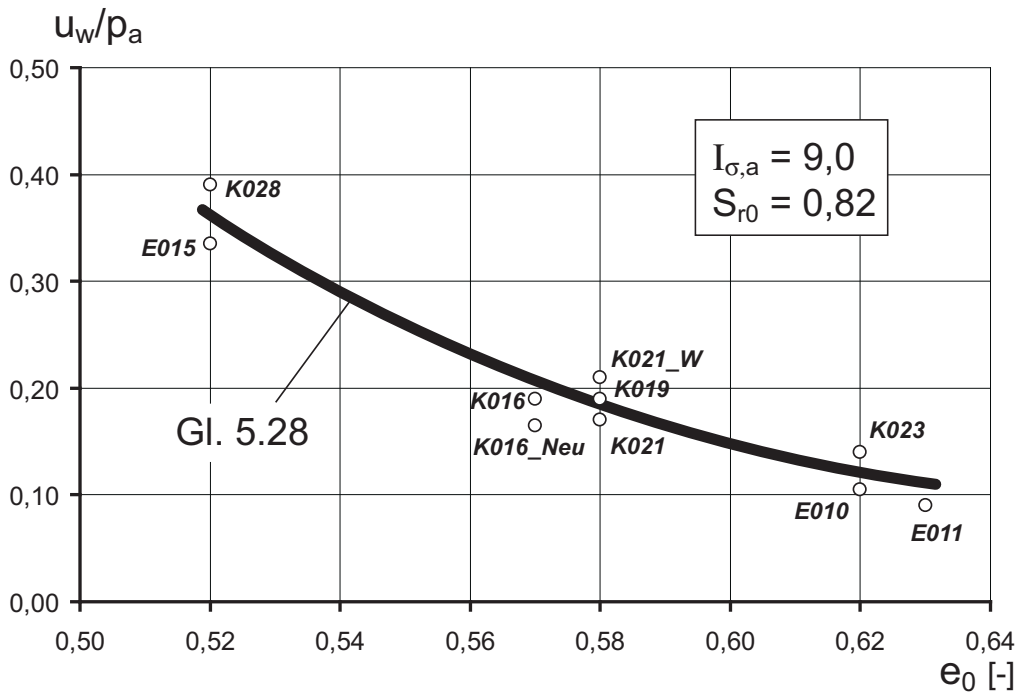


Abbildung 5.27: Maximale Saugspannungen in Abhängigkeit von  $e_0$ , one-way- und two-way-Versuche (Kompression/Extension)

Mit dem Ansatz

$$u_{wz} = f_1(e_0) f_2(S_{r0}) f_3(I_{\sigma,a}) \quad (5.27)$$

und den dargestellten Versuchsergebnissen gilt

$$f_1(e_0) = \alpha_3 e_0^{-6,2}, \quad \alpha_3 = 0,63 \text{ E-}02, \quad (5.28)$$

$$f_2(S_{r0}) = \beta_3 S_{r0}^{-17}, \quad \beta_3 = 0,77 \text{ E-}02, \quad (5.29)$$

$$f_3(I_{\sigma,a}) = \gamma_3 I_{\sigma,a}^{-0,56}, \quad \gamma_3 = 0,631 \quad (5.30)$$

und somit

$$u_{wz} = 3,06 \text{ E-}02 \cdot e_0^{-6,2} \cdot S_{r0}^{-17} \cdot I_{\sigma,a}^{-0,56}. \quad (5.31)$$

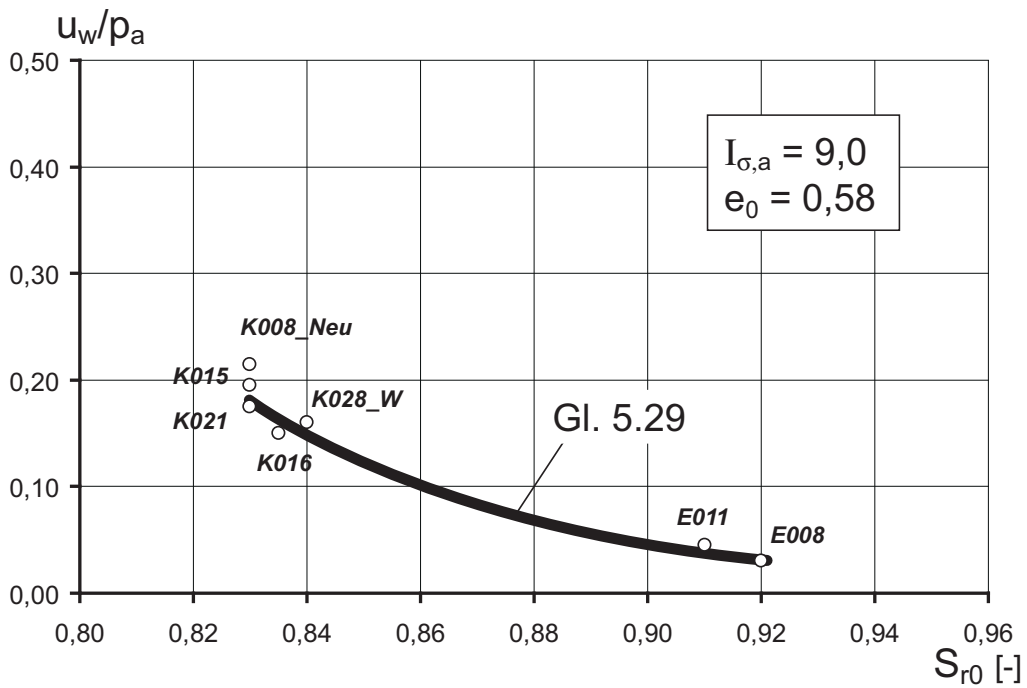


Abbildung 5.28: Maximale Saugspannungen in Abhängigkeit von  $S_{r0}$ , one-way- und two-way-Versuche (Kompression/Extension)

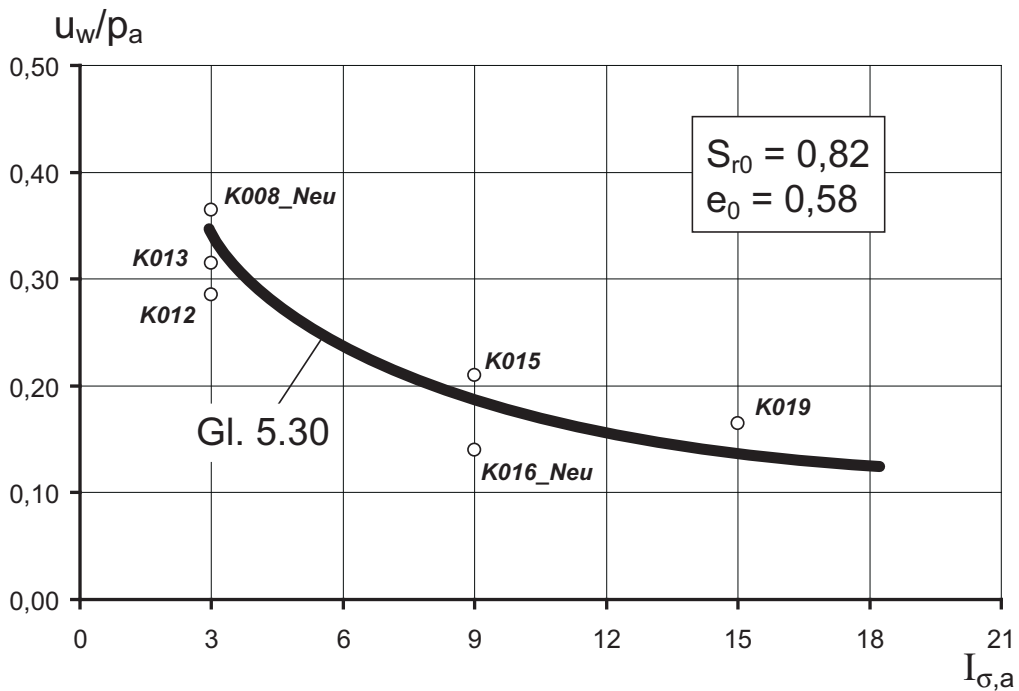


Abbildung 5.29: Maximale Saugspannungen in Abhängigkeit von  $I_{\sigma,a}$ , one-way- und two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

Gegenüber der isotropen Belastungsphase ergeben sich während der zyklischen Einwirkungen zusätzliche Porendrücke, die in Richtung Porenwasserüberdrücke sowie Saugspannungen etwa gleich große Amplitudenwerte aufweisen.

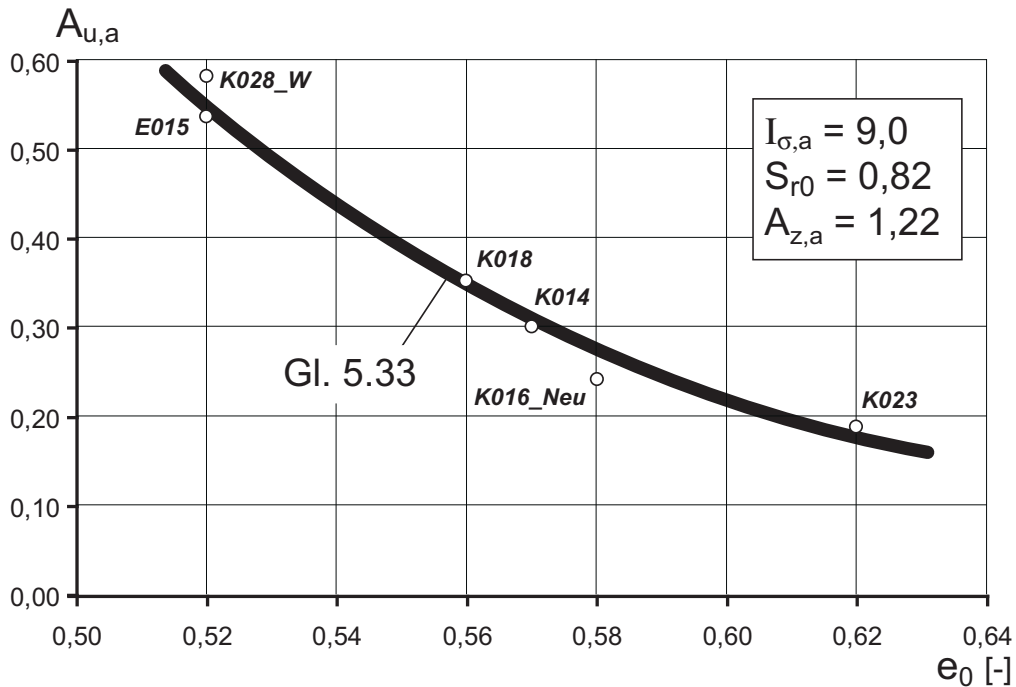


Abbildung 5.30: Abhängigkeit der Saugspannungsamplituden von  $e_0$ , one-way- und two-way-Versuche (Kompression/Extension)

Die Amplitudenwerte der Saugspannungen ( $A_u$ ) sind neben der Anfangsporenzahl  $e_0$ , dem Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$  und der isotropen Spannung  $I_{\sigma,a}$  signifikant von der zyklischen Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$  bzw.  $A_{z,a}$  abhängig. In Abbildung 5.30ff. sind die Werte der bezogenen Saugspannungsamplituden ( $A_{u,a} = A_u / p_a$ ) in Abhängigkeit der Zustandsgrößen aufgetragen. Dabei nehmen die Amplitudenwerte mit zunehmender Anfangsporenzahl  $e_0$  und zunehmendem Anfangssättigungsgrad  $S_{r0}$  ab und mit zunehmender deviatorischer Spannungsamplitude  $A_{z,a}$  zu. Große isotrope Spannungen bewirken hingegen eine signifikante Reduzierung der Saugspannungsamplituden. Eine Abhängigkeit der Saugspannungsamplituden vom Porenwasserdruck besteht nicht.

Zur Beschreibung der Versuchsergebnisse ist wiederum ein Separationsansatz der Form

$$A_{u,a} = f_1(e_0) f_2(S_{r0}) f_3(I_{\sigma,a}) f_4(\Delta\sigma_{zykl}) \quad (5.32)$$

gewählt.

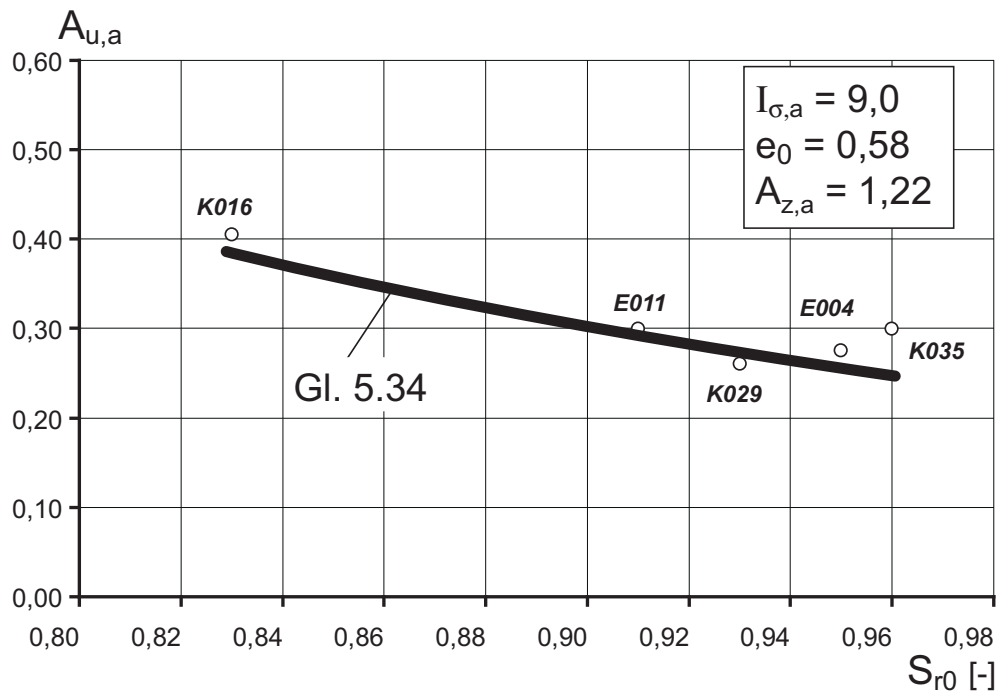


Abbildung 5.31: Abhängigkeit der Saugspannungsamplituden von  $S_{r0}$ , one-way- und two-way-Versuche (Kompression/Extension)

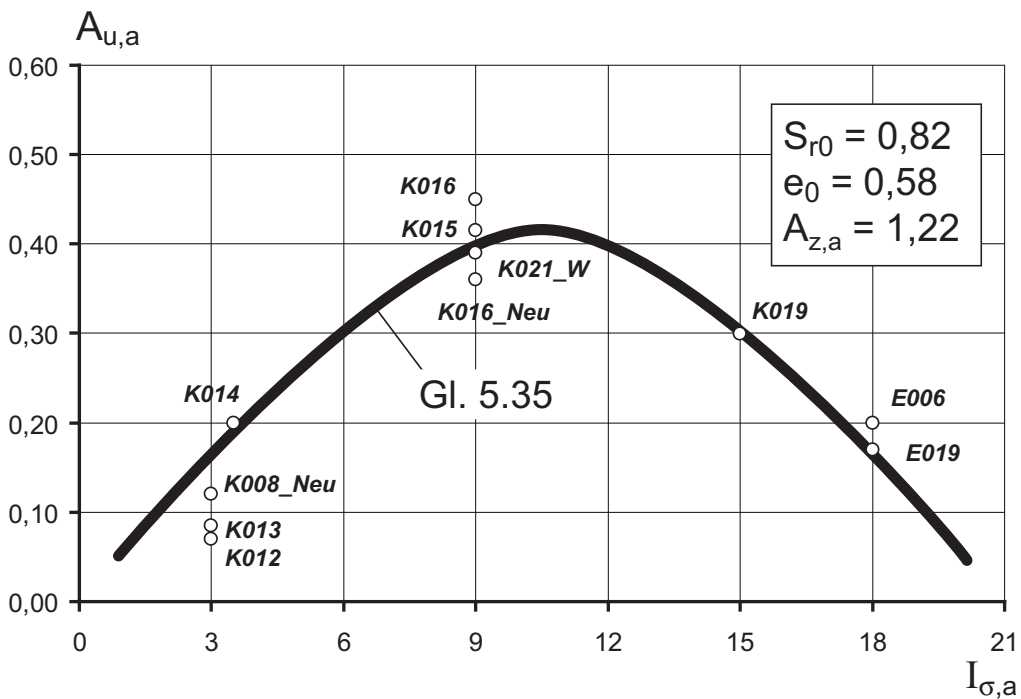


Abbildung 5.32: Abhängigkeit der Saugspannungsamplituden von  $I_{\sigma,a}$ , one-way- und two-way-Versuche (Kompression/Extension)



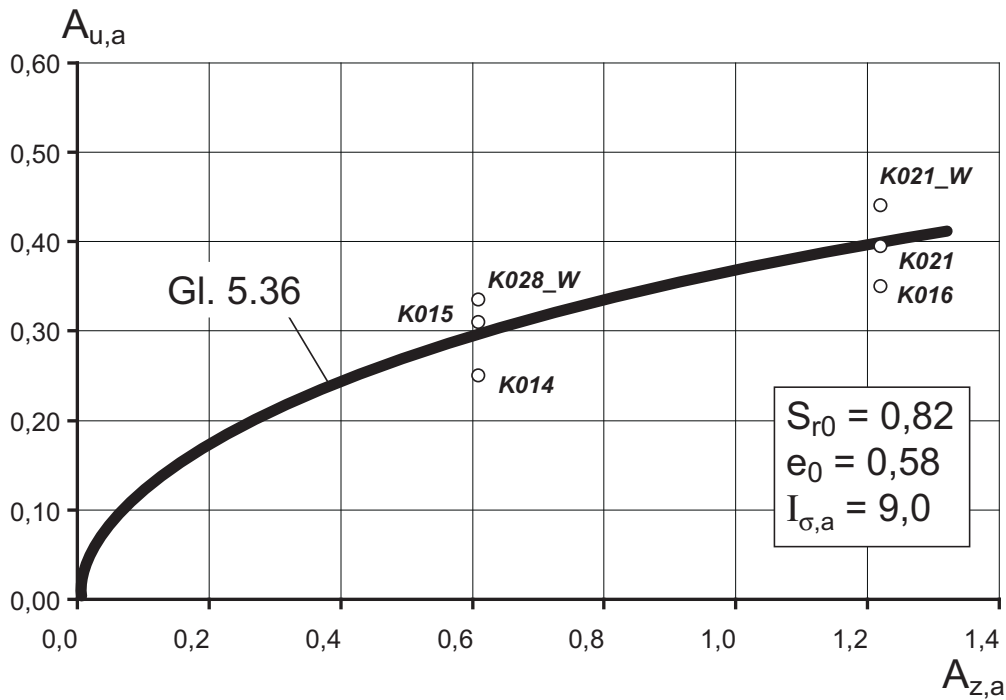


Abbildung 5.33: Abhängigkeit der Saugspannungsamplituden von  $A_{z,a}$ , one-way- und two-way-Versuche (Kompressionsversuche)

Unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse in Abbildung 5.30 bis 5.33 gilt

$$f_1(e_0) = \alpha_4 e_0^{-5,9}, \quad \alpha_4 = 1,17 \text{ E-}02, \quad (5.33)$$

$$f_2(S_{r0}) = \beta_4 S_{r0}^{-3,0}, \quad \beta_4 = 0,22, \quad (5.34)$$

$$f_3(I_{\sigma,a}) = \gamma_4 (37 - |I_{\sigma,a} - 10,5|^{1,54}), \quad \gamma_4 = 1,13 \text{ E-}02, \quad (5.35)$$

$$f_4(A_{z,a}) = \delta_4 A_{z,a}^{0,42}, \quad \delta_4 = 0,365 \quad (5.36)$$

und somit

$$A_{u,a} = 1,06 \text{ E-}02 \cdot e_0^{-5,9} \cdot S_{r0}^{-3,0} \cdot A_{z,a}^{0,42} \cdot (37 - |I_{\sigma,a} - 10,5|^{1,54}). \quad (5.37)$$

Mit den Gleichungen 5.31 und 5.37 sind die Mittelwerte sowie die zyklisch initiierten Amplitudenwerte der Saugspannungen für one-way- und two-way-Versuche gleichermaßen beschrieben.

## 5.5 Zusammenstellung der Parameterfunktionen

In den vorangegangenen Abschnitten 4.3 sowie 5.2 bis 5.4 sind die Parameterfunktionen des Stoffmodells für die zyklischen Einwirkungen hergeleitet und nachfolgend als Basis für eine Implementierung in ein FE-Programm zusammengefasst.

Die Grenzen der Anwendung der Parameterfunktionen sind durch das Untersuchungsspektrum gemäß Kapitel 3 definiert und in der nachfolgenden Tabelle angegeben.

Tabelle 5.1: Anwendungsgrenzen der Parameterfunktionen

<i>Modellparameter</i>	<i>Wertebereich</i>
Anfangsporenzahl $e_0$	0,50 ... 0,62
Anfangssättigungsgrad $S_{r0}$	82 % ... 100 %
Spannungszustand $I_\sigma$	300 ... 3.000 kPa
Lastamplitude $\Delta\sigma_{zykl}$	50 ... 600 kPa
Zyklenanzahl $N$	2 ... 2000
Lastfrequenz $f$	0,005 ... 0,01 Hz

### Pseudoelastische Parameter K und G (statisch):

$$K_0 = 650 p_a (\kappa - 0,7 e^{-0,1(I_{\sigma,a}/\kappa)})$$

$$K_1 = 280 p_a (e^{3,5(\kappa-1)} + 0,57 \kappa I_{\sigma,a})$$

$$G = 140 p_a (e^{4,7(\kappa-1)} + 0,14 \kappa I_{\sigma,a})$$

$$\kappa = \left( \frac{0,82}{S_{r0}} \right)^2, \quad \kappa \geq 0,70, \quad I_{\sigma,a} = \frac{I_\sigma - 3 \cdot u_w}{p_a}$$

### Parameter der Fließfunktion (statisch):

$$f = \sqrt{II_s} - \sqrt{II_{s,max}} \left( 1 - e^{-120\sqrt{II_{ep}}} \right).$$

$$\sqrt{II_{s,max}} = 0,175 e_0^{-2} S_{r0}^{-1,3} (1 + I_{\sigma,a})^{0,59} I_\sigma \left[ 1 - \frac{B}{\sqrt{6}} \cos(3\alpha_\sigma) \right]^{-m}$$

mit

$$B = -2,2 \quad \text{und} \quad m = 0,2$$

**Dilatationsverhalten (statisch):**

$$DI = a + \frac{|a| + b}{\xi} \sqrt{II_{ep}}, \quad \sqrt{II_{ep}} < \xi,$$

$$DI = b, \quad \sqrt{II_{ep}} \geq \xi.$$

Für die Parameter  $a$ ,  $b$  und  $\xi$  gilt:

$$a = -56,44 \text{ E-04 } e_0^{-7,9} S_{r0}^{6,5} I_{\sigma,a}^{1,85}$$

$$b = 19,38 \text{ E-03 } e_0^{-6,85} S_{r0}^{5,25}$$

$$\xi = 8,0 \text{ E-05 } S_{r0}^{-5,0} e^{0,1I_{\sigma,a}}$$

**Deviatorische Verformungen (zyklisch):**

$$\sqrt{II_{ez}} = \sqrt{II_{ez,max}} \cdot f_0(N)$$

$$f_0(N) = 1 - e^{-6x}$$

mit

$$x = \sqrt{N/N_{max}}, \quad N_{max} = 560$$

**one-way:**  $\sqrt{II_{ez,max}} = 6,47 \cdot e_0^{4,0} \cdot S_{r0}^{4,6} \cdot I_{\sigma,a}^{-0,63} \cdot A_{z,a}^{1,8}$

**two-way:**  $\sqrt{II_{ez,max}} = 0,29 \cdot e_0^{4,0} \cdot S_{r0}^{4,6} \cdot I_{\sigma,a}^{-0,93} \cdot A_{z,a}^{1,8}$

**Amplitudenwerte der deviatorischen Verformungen (zyklisch):**

**one-way:**  $A_{II_{ez}} = 0,80 I_{\sigma,a}^{-1} \cdot A_{z,a}^{1,75}$

**two-way:**  $A_{II_{ez}} = 1,55 I_{\sigma,a}^{-1} \cdot A_{z,a}^{1,75}$

**Volumetrische Verformungen (zyklisch):**

$$I_{\varepsilon}^z = I_{\varepsilon z,max} \cdot f_0(N)$$

$$f_0(N) = 1 - e^{-6x}$$

mit

$$x = \sqrt{N/N_{max}}, \quad N_{max} = 560$$

**one-way:**  $I_{\varepsilon}^z = 1,3 \cdot \sqrt{II_{ez,max}} \cdot (1 - e^{-6x})$

**two-way:**  $I_{\varepsilon}^z = 5,6 \cdot \sqrt{II_{ez,max}} \cdot (1 - e^{-6x})$

**Amplitudenwerte der volumetrischen Verformungen (zyklisch):**

**one-way:**  $A_{I_{\varepsilon}^z} = 0,44 \cdot A_{II_{\varepsilon z}}$

**two-way:**  $A_{I_{\varepsilon}^z} = 0,56 \cdot A_{II_{\varepsilon z}}$

**Mittelwerte der zyklisch initiierten Saugspannungen (zyklisch):**

$$u_{wz} = 3,06 \text{ E-02} \cdot e_0^{-6,2} \cdot S_{r0}^{-17} \cdot I_{\sigma,a}^{-0,56}$$

**Amplitudenwerte der zyklisch initiierten Saugspannungen (zyklisch):**

$$A_{u,a} = 1,06 \text{ E-02} \cdot e_0^{-5,9} \cdot S_{r0}^{-3,0} \cdot A_{z,a}^{0,42} \cdot (37 - |I_{\sigma,a} - 10,5|^{1,54})$$

## 5.6 Erforderliche Versuche

Zur Anwendung des hergeleiteten Stoffmodells sind insgesamt 9 experimentell zu ermittelnde Eingangparameter sowie die Lastgrößen der zyklischen Beanspruchung und die SWCC (pF-Kurve) erforderlich. Im Einzelnen handelt es sich dabei um folgende Eingangparameter:

2	Zustandsgrößen des Bodens:	$e_0, S_{r0}$
3	pseudo-elastische Parameter:	$K, K_1, G$
1	Formparameter der Deviatorebene:	$B$
1	zyklische Verformungsgröße:	$\sqrt{II_{\varepsilon z, max}}$
3	Materialparameter des Bodens:	$\varphi', c', \varphi^b$

Folgende Versuchsarten und Versuchsanzahlen sind zur Bestimmung der o.g. Eingangparameter erforderlich:

Dichtebestimmung und Wassergehalt:	$e_0, S_{r0}$
Triaxialversuch (statisch) am gesättigten Boden:	$\varphi', c'$
Triaxialversuch (statisch) am teilgesättigten Boden:	$\varphi^b$
dev. Kompressionsversuch (triaxial):	$K, K_1, G$
dev. Extensionsversuch (triaxial):	$B$
2 zykl. dev. Kompressionsversuche (one-way und two-way):	$N_{max}, \sqrt{II_{\varepsilon z, max}}$
2 zykl. dev. Extensionsversuche (one-way und two-way):	$N_{max}, \sqrt{II_{\varepsilon z, max}}$



# Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit sind zunächst die bodenmechanischen Grundlagen zum Verhalten teilgesättigter Böden zusammengestellt. Spezielles Augenmerk ist auf die hydraulische und mechanische Beanspruchung und insbesondere auf die Auswirkungen unter zyklischer Einwirkung gerichtet. Mögliche Stoffmodelle, deren Vor- und Nachteile sowie die damit verbundenen experimentellen Untersuchungen sind aufgezeigt.

Wegen der verfügbaren, geringen Datenbasis in Bezug auf mechanisch zyklische Belastungen teilgesättigter Böden sind experimentelle Untersuchungen an einem Modellboden ausgeführt, die sowohl die Teilsättigung des Bodens während der Belastung als auch die zyklischen Einwirkungen unter drainierten Randbedingungen berücksichtigen. Die Teilsättigung ist durch eine Saugspannungsmessung mittels Miniaturtensiometer in den Versuchsständen - Triaxialzelle und Ödometer - erfasst. In zahlreichen Laboruntersuchungen konnte eine repräsentative Probenaufbereitung nachgewiesen werden. Insbesondere konnte gezeigt werden, dass im Probeninnern des Modellbodens deutlich von den Probenendflächen abweichende Wassergehalte und damit Saugspannungen vorliegen. Die Saugspannung im Probeninnern ist signifikant homogener und konstanter verteilt. Vor allem bei der Applikation von zyklischen Beanspruchungen zur Ermittlung und numerischen Beschreibung des Materialverhaltens ist dieser Umstand von besonderer Bedeutung. Die Messergebnisse sind anschließend zur Modifikation eines elastoplastischen Stoffmodellansatzes herangezogen.

Mit den erzielten Untersuchungsergebnissen konnten die Parameterfunktionen des elastoplastischen Stoffgesetzansatzes in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl  $e_0$ , des Anfangssättigungsgrades  $S_{r0}$  sowie des isotropen Spannungszustandes  $I_\sigma$  unter Berücksichtigung der Einflussgrößen aus der zyklischen Beanspruchung - dieses sind die axiale deviatorische Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_{zykl}$  und die Lastzyklenzahl  $N$  - für einen Frequenzbereich von 0,005 - 0,01 Hz über einen Separationsansatz aufgestellt werden. Die Kopplung der Teilsättigung erfolgt dabei über den Sättigungsgrad bzw. den Wassergehalt des Bodens anhand der porenzahlabhängigen Saugspannungscharakteristik (SWCC).

Es konnte gezeigt werden, dass die untersuchten teilgesättigten Böden in der zyklischen Lastphase durchgehend eine zyklisch-deviatorische Dehnungsverfestigung aufweisen. Ab einer Lastzyklenzahl  $N \geq 560$  stagnieren die zyklisch bedingten Verformungen und es entsteht ein quasi-stationärer Verformungs- und Porendruckzustand. Dabei zeigen die sogenannten Wechselversuche (two-way-Versuche mit Wechselbeanspruchungen durch deviatorische Kompressions- und Extensionsspannungspfade) eine signifikant höhere Verformungs- und Saugspannungsamplitude als die sogenannten Schwellversuche (one-way-Versuche) mit einer Wechselbeanspruchung entweder im deviatorischen Kompressionsspannungspfad oder im deviatorischen Extensionsspannungspfad).

Die aufgestellten Beziehungen gelten bisher nur für einen eingegrenzten Wertebereich teilgesättigter Böden, der vor allem durch die Anfangssaugspannung festgelegt ist. So gelten die hergeleiteten Funktionen der Spannungs-Dehnungsbeziehung nur für Anfangssättigungsgrade  $S_{r0} \geq 82\%$  und Anfangsporenzahlen  $0,52 \leq e_0 \leq 0,64$ .

Für weiterführende Arbeiten empfiehlt sich eine Implementierung des vorgestellten Stoffgesetzansatzes in einen geeigneten FEM-Code. Die aufgestellten Parameterfunktionen können z.B. über eine UMAT-Routine an den Quellcode von ABAQUS<sup>®</sup> gekoppelt werden, wobei die Teilsättigung über das Effektivspannungskonzept anhand der SWCC Berücksichtigung finden kann.

Wesentlich für weitere Erkenntnisse ist die Erweiterung des Saugspannungsmessbereiches bei den experimentellen Untersuchungen, wobei das Messen der Saugspannung im Probeninnern essentiell für die Qualität und Güte der Versuchsergebnisse ist. Dieses kann bei Miniaturtensioometern z.B. dadurch erreicht werden, dass der Probeneinbau in der Triaxialzelle bereits in einem unter Druck stehenden Probensockel mit Hilfe der ATM erfolgt. Damit können Messbereiche von Anfangssaugspannungen bis  $(u_a - u_w) = 285\text{ kPa}$  realisiert und Böden mit Sättigungsgraden  $S_{r0} \leq 82\%$  untersucht werden.

Ergänzend zu den bisher vorliegenden Versuchsergebnissen sollten Wechselversuche (two-way-tests) ausgehend von Extensionsspannungszustand und unsymmetrische Wechselversuche (80 % Kompressionsachse - 20 % Extensionsachse) zur Ermittlung des Einflusses des Lodewinkels ausgeführt werden. Darüber hinaus ist eine Untersuchung des Materialverhaltens an definiert überkonsolidierten, teilgesättigten Böden zu empfehlen.

Ziel weiterer Untersuchungen sollte es auch sein, die Versuchsstände (Triaxialzelle und Ödometerzelle) so zu modifizieren, dass eine Bewässerung/Entwässerung der Bodenprobe unter einem definierten Spannungszustand unter gleichzeitiger Messung der Saugspannungen erfolgen kann. Damit gelingt eine weitere Erforschung des Kollapsphänomens insbesondere vor oder nach zyklischer Beanspruchungsphasen.



# Literaturverzeichnis

- [AITCHISON 1961] AITCHISON, G.D. (1961). *Relationship of Moisture and Effective Stress Functions in Unsaturated Soils*. In: *Proc. Conf. of Pore Pressure and Suction in Soils*, S. 47–52.
- [ARGYRIS ET AL. 1973] AL., J.H. ARGYRIS ET (1973). *Recent Developments in Finite Element Analysis of PCRV*. In: *2<sup>nd</sup> International Conference on SMIRT, Berlin*.
- [ALONSO et al. 1994] ALONSO, E.E., A. GENS und W. GEHLING (1994). *Elasto-plastic model for unsaturated expansive soils*. In: *Proc. 3rd Eur. Conf. Num. Methods Geotech. Eng.*, S. 11–18. Manchester.
- [ALONSO et al. 1990] ALONSO, E.E., A. GENS und A. JOSA (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. *Géotechnique*, 40(3):405–430.
- [ALTENBACH und ALTENBACH 1994] ALTENBACH, J. und H. ALTENBACH (1994). *Einführung in die Kontinuumsmechanik*. Teubner, Stuttgart.
- [ANDERSEN 1976] ANDERSEN, K.H. (1976). *Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading*. Norwegian Geotechnical Institute, S. 392–403.
- [ARSLAN et al. 2000] ARSLAN, U., R. KATZENBACH und G. FESTAG (2000). *Verhalten von Sand im zyklischen Triaxialversuch*. In: *Beiträge zum Workshop: Boden unter fast zyklischer Belastung - Erfahrungen und Forschungsergebnisse*, S. 287–300.
- [ATKINSON und BRANSBY 1978] ATKINSON, J.H. und P. BRANSBY (1978). *The Mechanics of Soils*. McGraw Hill, London.
- [BANERJEE und STIPHO 1978] BANERJEE, P.K. und A. STIPHO (1978). *Associated and non-associated constitutive relations for undrained behaviour of isotropic soft clays*. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2:35–58.

- [BAUER 1996] BAUER, E. (1996). *Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials*. Soils and Foundation, 36(1):13–26.
- [BECKER 2002] BECKER, A. (2002). *Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte, teilgesättigte Sande*. Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau, Heft 5, Universität Kaiserslautern. Dissertation, 166 Seiten.
- [BECKER und MEISSNER 2002] BECKER, TH. und H. MEISSNER (2002). *Direct Suction Measurement in Cyclic Triaxial Test Devices*. In: *Proc. of 3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Unsaturated Soils*. Recife, Brasil.
- [BETTEN 1985] BETTEN, J. (1985). *Elastizitäts- und Plastizitätslehre*. Vieweg, Braunschweig.
- [BISHOP 1959] BISHOP, A. W. (1959). *The Principle of Effective Stress*. Teknisk Ukeblad, 106(39):859–863. Oslo, Norway.
- [BISHOP und BLIGHT 1963] BISHOP, A. W. und G. E. BLIGHT (1963). *Some Aspects of Effective Stress in Saturated und Unsaturated Soils*. Geotechnique, 13(3):177–197.
- [BISHOP et al. 1960] BISHOP, A.W., I. ALPAN, G. BLIGHT und I. DONALD (1960). *Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils*. In: *Research conference on shear strength of cohesive soils proceedings, ASCE*, S. 503–532, 1027–1042.
- [BISHOP und DONALD 1961] BISHOP, A.W. und I. DONALD (1961). *The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus*. In: *Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris*, S. 13–21.
- [BLIGHT 1961] BLIGHT, G.E. (1961). *Strength and Consolidation Characteristics of Compacted Soils*. Ph.D.Thesis, University of London, England. 217 pp.
- [BOCKING und FREDLUND 1980] BOCKING, K.A. und D. FREDLUND (1980). *Limitations of the axis translation technique*. In: SNETHEN, D., Hrsg.: *Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Expansive Soils*, Bd. 1, S. 117–135.
- [DE BOER 1982] BOER, R. DE (1982). *Vektor- und Tensorrechnung für Ingenieure*. Springer-Verlag, Berlin.
- [DE BOER 2000] BOER, R. DE (2000). *Theory of Porous Media - Highlights in the Historical Development and Current State*. Springer Verlag Berlin.

- [BROOKS und COREY 1964] BROOKS, R.H. und A. COREY (1964). *Hydraulic properties of porous media*. Hydrol. Pap. No.3, Colorado State University, Fort Collins.
- [BURDINE 1953] BURDINE, N.T. (1953). *Relative permeability calculations from pore-size distribution*. Petrol. Trans., Am. Inst. Min. Eng., (198):71–77.
- [BURLAND 1967] BURLAND, J.B. (1967). *Deformations of soft clay*. Doktorarbeit, Cambridge University.
- [CHEN und MIZUNO 1990] CHEN, W.F. und E. MIZUNO (1990). *Nonlinear analysis in soil mechanics*. Elsevier, Netherlands.
- [CUI et al. 1995] CUI, Y.J., P. DELAGE und N. SULTAN (1995). *An elastoplastic model for compacted soils*. In: *Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Bd. 2, S. 703–709.
- [DAFALIAS und HERRMANN 1980] DAFALIAS, Y.F. und L. HERRMANN (1980). *A bounding surface soil plasticity model*. In: *Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea*, S. 335–345.
- [DAFALIAS und HERRMANN 1982] DAFALIAS, Y.F. und L. HERRMANN (1982). *A generalized bounding surface constitutive model for clays*, S. 78–95. ASCE, New York.
- [DAFALIAS und POPOV 1975] DAFALIAS, Y.F. und E. POPOV (1975). *A model of nonlinear hardening materials for complex loadings*. *Acta Mechanica*, 21:173–192.
- [DELAGE et al. 1987] DELAGE, P., G. SURAJ DE SILVA und E. DE LAURE (1987). *Un nouvel appareil triaxial pour les sols nonsaturés*. In: *Proc. 9th European Conf. Soil Mechanics and Found. Eng.*, Bd. 1, S. 25–28.
- [DOBROWOLSKY und VRETTOS 2011] DOBROWOLSKY, M. und C. VRETTOS (2011). *Quellverhalten eines teilgesättigten Kaolinit-Tons: Laborversuche, Modell und numerische Simulation*. *Geotechnik*, 34(1):32–41.
- [DRUCKER 1956] DRUCKER, D.C. (1956). *On uniqueness in the theory of plasticity*. *Quarterly of Applied Mechanics*, 14(1):35–42.
- [EHLERS 1989] EHLERS, W. (1989). *Poröse Medien, ein kontinuumsmechanisches Modell auf der Basis der Mischungstheorie*, Bd. 47 d. Reihe Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Heft 47. Dekan der UGH Essen.

- [EHLERS et al. 2003] EHLERS, W., M. AMMANN und T. GRAF (2003). *Drain-  
ing, deformation and localization of unsaturated soil based on a triphasic  
continuum*. In: ONATE, E. und D. OWEN, Hrsg.: *VII Conf. Computational  
Plasticity*.
- [ESCARIO und SÁEZ 1986] ESCARIO, V. und J. SÁEZ (1986). *The shear  
strength of partly saturated soils*. *Géotechnique*, 36(13):453–456.
- [FESTAG 2003] FESTAG, G. (2003). *Experimentelle und numerische Untersu-  
chungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspru-  
chung*. Dissertation, Institut für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt.
- [FLEUREAU et al. 2002] FLEUREAU, J.M., S. HADIWARDYO, E. DUFOUR-  
LARIDAN, V. LANGLOIS und A. GOMES CORREIA (2002). *Influence of suc-  
tion on the dynamic properties of a silty sand*. In: *Proc. of 3rd Int. Conf. on  
Unsaturated Soils*, S. 463–471. Recife, Brasil.
- [FREDLUND und RAHARDJO 1993] FREDLUND, D. G. und H. RAHARDJO  
(1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, Inc.
- [FREDLUND 1979] FREDLUND, D.G. (1979). *Appropriate concepts and techno-  
logy for unsaturated soils*. *Can. Geotech. Journal*, (16):121–139.
- [FREDLUND et al. 1994] FREDLUND, D.G., A. XING und S. HUANG (1994).  
*Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water  
characteristic curve*. *Canadian Geotechnical Journal*, 31:533–546.
- [FREDLUND et al. 1978] FREDLUND, D.W., N. MORGENSTERN und R. WID-  
GER (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. *Canadian Geotechnical  
Journal*, 15(3):313–321.
- [FREDLUND et al. 2002] FREDLUND, M.D., G. WILSON und D. FREDLUND  
(2002). *Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water cha-  
racteristic curve*. *Canadian Geotechnical Journal*, 39:1103–1117.
- [GAJO und MUIR WOOD 1999] GAJO, A. und D. MUIR WOOD (1999). *Severn-  
Trent sand: a kinematic-hardening constitutive mode: the q-p formulation*.  
*Géotechnique*, 49(5):595–614.
- [GALLIPOLLI et al. 2003] GALLIPOLLI, D., A. GENS, R. SHARMA und J. VAU-  
NAT (2003). *An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the  
effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour*. *Géotech-  
nique*, 53(1):123–135.

- [GARDNER 1956] GARDNER, W. (1956). *Mathematics of isothermal water conduction in unsaturated soils*. Technischer Bericht, Highway Research Board Special Report 40, Int. Symposium on Physico-Chemical Phenomenon in Soils, Washington D.C.
- [GENS 2010] GENS, A. (2010). *Soil-environment interactions in geotechnical engineering*. Géotechnique, 60(1):3–74.
- [GENS und ALONSO 1992] GENS, A. und E. ALONSO (1992). *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Can. Geotechn. J., 29:1013–1032.
- [GENS und OLIVELLA 2001] GENS, A. und S. OLIVELLA (2001). *Environmental Geomechanics*, Bd. 5, Kap. THM phenomenon in saturated and unsaturated porous media, Fundamentals and formulation, S. 693–717.
- [VAN GENUCHTEN 1980] GENUCHTEN, M. TH. VAN (1980). *A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils*. Soil Sci. Soc. Am., (44):892–898.
- [GOTSCHOL 2002] GOTSCHOL, A. (2002). *Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung*. Schriftenreihe Geotechnik, Heft 12, Universität-Gesamthochschule Kassel.
- [GRÄSLE 1999] GRÄSLE, W. (1999). *Numerische Simulation mechanischer, hydraulischer und gekoppelter Prozesse in Böden unter Verwendung der Finite Elemente Methode*. Schriftenreihe des Institutes für Pflanzenernährung und Bodenkunde, Heft Nr. 48, Christian-Albrechts-Universität Kiel.
- [GUDEHUS 1973] GUDEHUS, G. (1973). *Elastoplastische Stoffgleichungen für trockenen Sand*. Ingenieur-Archiv, 42:151–159.
- [GUDEHUS 2003a] GUDEHUS, G. (2003a). *Kritische Zustände in der Hypoplastizität*. Geolex, (2):21–25.
- [GUDEHUS 2003b] GUDEHUS, G. (2003b). *Ratcheting und DIN 1054*. In: *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Vorträge zum 10. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium*, Bd. 64, S. 159–172. 13. März 2003.
- [GUDEHUS 2004] GUDEHUS, G. (2004). *A visco-hypoplastic constitutive relation for soft soils*. Soils and Foundation, Jap.Geot.Soc.



- [GUDEHUS und KOLYMBAS 1985] GUDEHUS, G. und D. KOLYMBAS (1985). *Numerical testing of constitutive relations*. In: *Fifth Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Japan*, S. 63–81.
- [HARDIN und BLACK 1968] HARDIN, B.O. und W. BLACK (1968). *Vibration modulus of normally consolidated clays*. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, 94(SM2):353–369.
- [HARTGE und HORN 1991] HARTGE, K.H. und R. HORN (1991). *Einführung in die Bodenphysik*. Enke, Stuttgart.
- [HERLE 1997] HERLE, I. (1997). *Hypoplastizität und Granulometrie von Korngerüsten*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 142, Universität Karlsruhe.
- [HÜGEL 1995] HÜGEL, H.M. (1995). *Prognose von Bodenverformungen*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 136, Universität Karlsruhe.
- [HÜGEL 1999] HÜGEL, H.M. (1999). *Skriptum zur Vorlesung „Numerik in der Geotechnik 2“*; Universität Kaiserslautern. unveröffentlicht.
- [HILF 1956] HILF, J. W. (1956). *An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils*. Tech. Memo. No. 654, U.S. Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Div., Denver, CO. 654 pp.
- [HOULSBY et al. 1982] HOULSBY, G.T., C. WROTH und D. WOOD (1982). *Prediction of the results of laboratory tests on a clay using a critical state model*. In: GUDEHUS, G., F. DARVE und I. VARDOULAKIS, Hrsg.: *Results of the Int. Workshop on Constitutive Relations of Soils*, S. 99–121. A.A. Balkema. Grenoble.
- [IWAN 1967] IWAN, W.D. (1967). *On a class of models for the yielding behaviour of continuous and composite systems*. *J. Appl. Mechanics*, 34:612–617.
- [JENNINGS und BURLAND 1962] JENNINGS, J.E. und J. BURLAND (1962). *Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils*. *Géotechnique*, 12(2):125–144.
- [KALISZKY 1984] KALISZKY, S. (1984). *Plastizitätslehre - Theorie und technische Anwendungen*. VDI Verlag, Düsseldorf.
- [KARUBE und KAWAI 2001] KARUBE, D. und K. KAWAI (2001). *The role of pore water in the mechanical behaviour of unsaturated soils*. *Geotech. Geol. Engng*, 19:211–241.

- [KOLYMBAS 1977] KOLYMBAS, D. (1977). *Ein nichtlineares viskoplastisches Stoffgesetz für Böden*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 77, Universität Karlsruhe.
- [KOLYMBAS 1988] KOLYMBAS, D. (1988). *Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe*. Habilitation. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 109, Universität Karlsruhe.
- [KOLYMBAS 1998] KOLYMBAS, D. (1998). *Geotechnik - Bodenmechanik und Grundbau*. Springer, Berlin.
- [KRIEG 1975] KRIEG, R.D. (1975). *A practical two surface plasticity theory*. J. Appl. Mechanics, 8:641–646.
- [LEINENKUGEL 1976] LEINENKUGEL, H.J. (1976). *Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe, Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung*. Dissertation. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 66, Universität Karlsruhe.
- [LI 2002] LI, T. (2002). *Zweiflächen-Stoffmodell für wassergesättigte bindige Böden unter zyklischer Beanspruchung*. Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau, Heft 7, Universität Kaiserslautern. 183 Seiten.
- [LI 2003] LI, X.S. (2003). *Effective stress in unsaturated soil: a microstructural analysis*. Géotechnique, 53(2):273–277. Technical note.
- [LORET und KHALILI 2000] LORET, B. und N. KHALILI (2000). *A three phase model for unsaturated soils*. Int. Journal Numer. Anal. Methods Geomech., 24:893–927.
- [MASING 1926] MASING, G. (1926). *Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing*. In: *Proc. and Int. Conf. for Applied Mechanics*, S. 332–335, Zürich, Switzerland.
- [MATYAS und RADHAKRISHNA 1968] MATYAS, R.L. und H. RADHAKRISHNA (1968). *Volume change characteristics of partially saturated soils*. Géotechnique, (18):432–448.
- [MEISSNER 1983] MEISSNER, H. (1983). *Tragverhalten axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 93, Universität Karlsruhe.
- [MITCHELL 1993] MITCHELL, J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons, New York, *snd* Aufl.



- [MRÒZ 1967] MRÒZ, Z. (1967). *On the description of Anisotropic Work-hardening*. J. Mech. Phys. Solids, 15:163–167.
- [MRÒZ 1969] MRÒZ, Z. (1969). *An attempt to describe the behaviour of metals under cyclic loads using a more general work-hardening model*. Acta Mechanica, 7:199–212.
- [MRÒZ et al. 1978] MRÒZ, Z., V. NORRIS und O. ZIENKIEWICZ (1978). *An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2:203–221.
- [MRÒZ et al. 1979] MRÒZ, Z., V. NORRIS und O. ZIENKIEWICZ (1979). *Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils*. Géotechnique, 29(1):1–34.
- [MRÒZ et al. 1981] MRÒZ, Z., V. NORRIS und O. ZIENKIEWICZ (1981). *An anisotropic critical state model for soils subjected to cyclic loading*. Géotechnique, 31(4):451–469.
- [MUALEM 1976] MUALEM, Y. (1976). *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media*. Water Resour. Res., 12:513–522.
- [MUTH 1989] MUTH, G. (1989). *Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nicht monotoner Belastung*. Veröffentlichungen des Institutes für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Heft 31, Technische Universität Darmstadt.
- [NIEMUNIS 2000] NIEMUNIS, A. (2000). *Akkumulation der Verformungen infolge zyklischer Belastung des Bodens - numerische Strategien*, S. 1–20. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik an der RU Bochum, Heft Nr. 32.
- [NIEMUNIS und HERLE 1997] NIEMUNIS, A. und I. HERLE (1997). *Hypoplastic model for cohesionless soils elastic strange range*. Mech.Cohes.-Frict.Mater., 2:221–227.
- [PICORNELL und NAZARIAN 1998] PICORNELL, M. und S. NAZARIAN (1998). *Effect of soil suction on the low-strain shear modulus of soils*. In: Proc. of 2rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Bd. 1, S. 102–107. Beijing, PR China.
- [PRÈVOST 1977] PRÈVOST, J.H. (1977). *Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour*. Int. J. Num. Anal. Methods in Geom., 1:195–216.

- [QIAN 1990] QIAN, X. (1990). *Dynamic behaviour of unsaturated cohesionless soil*. Doktorarbeit, University of Michigan.
- [RAY und MORRIS 1995] RAY, R.P. und K. MORRIS (1995). *Automated laboratory testing for soil/water characteristic curves*. In: ALONSO, E.E. und P. DELAGE, Hrsg.: *Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. Unsaturated Soils, Paris, France*, Bd. 2, S. 547–552.
- [RICHARDS 1966] RICHARDS, B.G. (1966). *The Significance of Moisture Flow and Equilibria in Unsaturated Soils in Relation to the Design of Engineering Structures built on Shallow Foundations in Australia*. In: *Symp. on Permeability and Capillary*, Bd. 10. Amer. Soc. Testing Materials.
- [RICHARDS 1931] RICHARDS, L.A. (1931). *Capillary conduction of liquids through pore systems*. *Physics*, 1:318–333.
- [ROJAS 2002] ROJAS, E. (2002). *Modeling the soil-water characteristic curve during wetting and drying cycles*. In: *Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. Unsaturated Soils, Recife, Brazil*, Bd. 1, S. 215–219.
- [ROMERO et al. 1997] ROMERO, E., J. FACIO, A. LLORET, A. GENS und E. ALONSO (1997). *A new suction and temperature controlled triaxial apparatus*. In: *Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Hamburg*, S. 185–188.
- [ROSCOE und BURLAND 1968] ROSCOE, K.H. und J. BURLAND (1968). *Engineering plasticity*, Kap. On the generalized stress-strain behavior of „wet“ clay, S. 535–609. Cambridge University Press.
- [RUSSELL und KHALILI 2005] RUSSELL, A. und N. KHALILI (2005). *A bounding surface plasticity model for sands in an unsaturated state*. In: *Unsaturated Soils: Numerical and Theoretical Approaches, Proc. Int. Conf. From Experimental Evidence towards Numerical Modelling of Unsaturated Soils, Weimar, Germany 2003*.
- [SANGREY et al. 1969] SANGREY, D.A., D. HENKEL und M. ESRIG (1969). *The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading*. *Canadian Geotechnical Journal*, 6(3):241–252.
- [SCHACHTSCHABEL et al. 1992] SCHACHTSCHABEL, P., H.-P. BLUME, G. BRÜMMER, K.-H. HARTGE und U. SCHWERTMANN (1992). *Lehrbuch der Bodenkunde*. Enke Verlag Stuttgart.
- [SCHOFIELD und WROTH 1968] SCHOFIELD, A. und P. WROTH (1968). *Critical State Soil Mechanics*. Mc Graw Hill, Cambridge, London.

- [SCHWARZ und VRETTOS 2012] SCHWARZ, V. und C. VRETTOS (2012). *Mechanisches Verhalten eines teilgesättigten Kaolinit-Tons: Experimentelle Untersuchungen, Stoffmodell und Implementierung*. 2012 zur Veröffentlichung eingereicht.
- [SHARP und BOOKER 1984] SHARP, R.W. und J. BOOKER (1984). *Shakedown of pavements under moving surface loads*. Journal Transportation Engineering, ASCE, 110(1):1–14.
- [SHIBATA und KARUBE 1965] SHIBATA, T. und D. KARUBE (1965). *Influence of the variation of the intermediate principal stress of the mechanical properties of normal consolidated clays*. In: *Proc. 6<sup>th</sup> Int. Conference Soil Mechanics and Foundation Eng., Montreal, Canada*.
- [SKEMPTON 1960] SKEMPTON, A.W. (1960). *Effective stresses in soils, concrete and rocks*. In: *Proc. Conf. Pore Pressures and Suction in Soils, London*, S. 4–16.
- [VON SOOS 2001] SOOS, P. VON (2001). *Grundbautaschenbuch*, Bd. 1, Kap. 1.4, S. 118–201. Ernst & Sohn, Berlin.
- [STUDER und KOLLER 1997] STUDER, J.A. und M. KOLLER (1997). *Bodendynamik - Grundlagen, Kennziffern, Probleme*. Springer-Verlag, Berlin, 2. Aufl.
- [STUTZ 1972] STUTZ, P. (1972). *Comportement elasto-plastique des milieux granulaires*. In: *Int. Symp. on Foundation of Plasticity*. Warschau.
- [TARANTINO und MONGIOVI 2003] TARANTINO, A. und L. MONGIOVI (2003). *Calibration of tensiometer for direct measurement of matric suction*. Géotechnique, 53(1):137–141. Technical note.
- [TAYLOR 1948] TAYLOR, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- [TEACHAVORASINSKUN et al. 2002] TEACHAVORASINSKUN, S., P. THONGCHIM und P. LUKKUNAPRASIT (2002). *Stress rate effect on the stiffness of a soft clay from cyclic, compression and extension triaxial tests*. Géotechnique, 52(1):51–54.
- [TERZAGHI 1936] TERZAGHI, K. (1936). *The Shear Resistance of Saturated Soils*. In: *Proc. of 1st Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.*, Bd. 1, S. 54–56.
- [TOLL 1990] TOLL, D.G. (1990). *A framework for unsaturated soil behaviour*. Géotechnique, 40(1):31–44.

- [TOYOTA et al. 2001] TOYOTA, H., N. SAKAI und T. NISHIMURA (2001). *Effects of stress history due to unsaturation and drainage condition on shear properties of unsaturated cohesive soils*. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 41(1):13–24.
- [VUCETIC 1990] VUCETIC, M. (1990). *Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading*. Can. Geotech. J., 27:29–46.
- [VUCETIC und DOBRY 1991] VUCETIC, M. und R. DOBRY (1991). *Effects of soil plasticity on cyclic response*. J. Geotech. Engng., 117(1):89–107.
- [WENDLING 2004] WENDLING, S. (2004). *Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrispen in mineralischen Deponieabdichtungen*. Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau, Heft 10, Universität Kaiserslautern. Dissertation, 128 Seiten.
- [WHEELER et al. 2003] WHEELER, S.J., R. SHARMA und M. BUISSON (2003). *Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils*. Géotechnique, 53(1):41–54.
- [WHEELER und SIVAKUMAR 1995] WHEELER, S.J. und V. SIVAKUMAR (1995). *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*. Géotechnique, 45(1):35–53.
- [WOOD 1982] WOOD, D.M. (1982). *A Review: Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads*, Kap. Laboratory investigations of the behavior of soils under cyclic loading, S. 513–582. John Wiley & Sons.
- [WROTH und HOULSBY 1985] WROTH, C.P. und G. HOULSBY (1985). *Soil mechanics - Property characterization and analysis procedures*. In: *Proc. 11th ICSMFE*, Bd. 1, S. 1–55. San Francisco.
- [WU 1983] WU, S. (1983). *Capillary effects on dynamic modulus of fine-grained cohesionless soils*. Ph.D.Thesis, University of Michigan.
- [WU et al. 1984] WU, S., D. GRAY und F. RICHART (1984). *Capillary effects on dynamic modulus of sands and silts*. Journal of Geotechnical Engineering, 110(9):1188–1203.
- [WUNSCH 2002] WUNSCH, R. (2002). *Die Gefährdung des Baugrundes durch Bodenverflüssigung und deren Auswirkungen auf Gründungsmaßnahmen*. Die Bautechnik, 79(4):208–215.

[YANG et al. 2011] YANG, C., M. HUANG und Y.-J. CUI (2011). *Unsaturated Soils*, Kap. Constitutive model of unsaturated structured soils under cyclic loading, S. 987–992.

[ZAKOWICZ und GARBULEWSKI 1995] ZAKOWICZ, S. und K. GARBULEWSKI (1995). *Modification of triaxial apparatus for prediction of dam core behavior*. In: *Proc. of 2nd Conference of Unsaturated Soils*, Bd. 2, S. 585–590.

# Notation

## Indizes

$a$	Atmosphärendruckbezogen
$b$	Teilsättigungsbezogen (Reibungswinkel)
$c$	Kohäsionsbezogen
$e$	elastisch
$ep$	elastoplastisch
$\varepsilon$	Verformungsbezogen
$E$	Extensionsbezogen
$f$	Bruchzustandbezogen
$g$	Grenzzustandbezogen
$ij$	Komponenten Tensor 2. Stufe
$ijkl$	Komponenten Tensor 4. Stufe
$K$	Kompressionsbezogen
$p$	plastisch
$s$	Deviatorspannungsbezogen
$\sigma$	Spannungsbezogen
$r$	Residualwertbezogen
$w$	Porenwasserbezogen
$z$	zyklisch
$0$	Anfangs-/Ausgangswerte
$1, 2, 3$	Hauptrichtungen (Spannungen/Verformungen)

## Lateinische Buchstaben

$a, b$	Formparameter Dilatationsfunktion und Konstanten
$A, B$	Modellparameter Fließfunktion
$c'$	Kohäsion im dränierten Zustand
$C_c$	ödometrischer Kompressionsmodul
$C_s$	ödometrischer Schwellmodul

$\mathbf{C}^e$	elastische Stoffmatrix
$\mathbf{C}^{ep}$	elastoplastische Stoffmatrix
$DI$	Dilatationsfunktion
$e_{ij}$	deviatorische Verformungskomponente
$f$	Fließfunktion, Frequenz
$G$	Schubmodul
$HAS$	Hauptachsensystem
$I_\sigma$	1. Invariante des Cauchy-Spannungstensors
$II_s$	2. Invariante des Cauchy-Spannungstensors
$III_s$	3. Invariante des Cauchy-Spannungstensors
$I_\varepsilon$	1. Invariante des Green-Lagrangeschen-Dehnungstensors
$II_e$	2. Invariante des Green-Lagrangeschen-Dehnungstensors
$III_e$	3. Invariante des Green-Lagrangeschen-Dehnungstensors
$K$	Kompressionsmodul
$m, n$	Formparameter SWCC, Modellparameter Fließfunktion
$N$	Zyklenzahl
$t$	Zeit
$r_\sigma$	Abstand Spannungspunkt zur Raumdiagonalen, Deviatorebene im HAS
$s_{ij}$	deviatorische Spannungskomponente

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	Formparameter SWCC
$\alpha_1, \beta_1, \gamma_1, \delta_1, \zeta_1, \chi_1, \xi_1$	Formparameter Separationsansatz one-way-Versuche
$\alpha_2, \beta_2, \gamma_2, \delta_2, \zeta_2, \chi_2, \xi_2$	Formparameter Separationsansatz two-way-Versuche
$\alpha_3, \beta_3, \gamma_3$	Formparameter Separationsansatz maximale Saugspannungen
$\alpha_4, \beta_4, \gamma_4, \delta_4$	Formparameter Separationsansatz Saugspannungsamplituden
$\alpha_\sigma$	Lodewinkel
$\beta_\sigma$	Spannungswinkel zur Raumdiagonalen im HAS
$\delta_{ij}$	Kronecker-Delta
$\Delta\sigma_{zykl}$	zyklische Spannungsamplitude
$\delta\lambda$	plastische Multiplikator
$\kappa, \xi$	Substitutionen und Grenzwerte von Parameterfunktionen
$\varphi'$	Reibungswinkel im dränierten Zustand
$\varphi^b$	Reibungswinkel des teilgesättigten Bodens



# Anhang



# Statische Triaxialversuche

Versuchsname [-]	Datum [-]	Probename [-]	Einbauparameter				Lastparameter $I_{\sigma}$ [kPa]
			$\rho_{d(E)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]	$w_0$ [Gew.-%]	$S_{r0}$ [-]	
Probe7	10.08.2000	Stm3/97N-stat-026	1,773	0,528	17,20	0,882	1200
Probe8_a	16.08.2000	Stm3/97N-stat-027	1,751	0,548	18,33	0,907	750
Probe11_a	23.08.2000	Stm3/97N-stat-030	1,752	0,547	18,68	0,926	300
Probe13_e	14.09.2000	Stm3/97N-stat-034	-	-	-	-	2400
Probe14-2	18.12.2000	Stm3/97N-stat-051	1,723	0,573	17,51	0,828	1500 2400 3300
Probe17-2a	10.01.2001	Stm3/97N-stat-055	1,723	0,573	19,49	0,922	1500
Probe17-2b	10.01.2001	Stm3/97N-stat-055	Mehrstufenversuch				2550
Probe19	07.02.2001	Stm3/97N-stat-059	Mehrstufenversuch				1500
Probe19	07.02.2001	Stm3/97N-stat-059					2700
Probe19	07.02.2001	Stm3/97N-stat-059					3900
s_wtest1	14.02.2001	Stm3/97N-stat-056	1,723	0,573	19,45	0,920	2400
fg_stat01	21.08.2001	Stm3/97N-stat-066	1,673	0,620	18,82	0,823	1200
fg_stat02	27.08.2001	Stm3/97N-stat-068	1,719	0,576	17,75	0,834	1200
fg_stat03	29.08.2001	Stm3/97N-stat-069	1,796	0,509	15,39	0,820	1200
fg_stat04	04.09.2001	Stm3/97N-stat-071	1,721	0,575	18,50	0,872	1200
fg_stat05	03.09.2001	Stm3/97N-stat-072	1,720	0,576	19,62	0,924	1200
Extens-Test	02.10.2001	Stm3/97N-stat-070	1,717	0,578	18,56	0,870	2400
Komp001	02.08.2002	Stm3N/97N-stat-104	1,738	0,559	17,51	0,848	300
Ext001	03.08.2002	Stm3N/97N-stat-103	1,738	0,559	17,51	0,848	300
Komp002a	08.08.2002	Stm3N/97N-stat-093	1,715	0,580	17,38	0,812	300
Komp002b	08.08.2002	Stm3N/97N-stat-094	1,722	0,574	17,29	0,817	300
Komp002c	12.08.2002	Stm3N/97N-stat-095	1,719	0,576	17,31	0,814	300
Ext002	25.09.2002	Stm3N/97N-stat-107	1,725	0,571	17,34	0,823	600
Komp003	26.09.2002	Stm3N/97N-stat-108	1,720	0,576	17,41	0,820	600
Komp009_Neu	20.01.2003	Stm3N/97N-stat-137	1,704	0,590	17,58	0,807	300
Komp011	27.01.2003	Stm3N/97N-stat-119	1,718	0,577	17,37	0,815	900
Komp020	27.02.2003	Stm3N/97N-stat-159	1,720	0,576	17,46	0,822	1500
Ext003	10.03.2003	Stm3N/97N-stat-161	1,714	0,581	17,53	0,818	1500

# Zyklische Triaxialversuche

Versuchsname [-]	Datum [-]	Probename [-]	Einbauparameter				Lastparameter					
			$\rho_{d(E)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]	$w_0$ [Gew.-%]	$S_{10}$ [-]	Frequenz f [-]	Zyklen [-]	$\Delta\sigma_{11}$ [kPa]	Sinus um/über	$I_p$ [kPa]	$\sigma_{33}$ [kPa]
Probe7_b	14.08.2000	Stm3/97N-stat-026	Mehrstufenversuch				0,0042	5	200	-	3000	-
Probe7_c	14.08.2000	Stm3/97N-stat-026					0,0042	5	200	-	3000	-
Probe14_b1	29.09.2000	Stm3/97N-stat-035	Mehrstufenversuch				0,02	100	100	-	1500	-
Probe14_b1_b	04.10.2000	Stm3/97N-stat-035					0,02	100	100	-	1500	-
Probe14_b2	05.10.2000	Stm3/97N-stat-035					0,00020833	1	200	-	1500	-
Probe14_c1	05.10.2000	Stm3/97N-stat-035					0,02	100	100	-	2400	-
Probe14_c2	06.10.2000	Stm3/97N-stat-035					0,00020833	1	200	-	2400	-
Probe14_d	09.10.2000	Stm3/97N-stat-035					0,00006944	1	600	-	3000	-
Probe16_a1	13.11.2000	Stm3/97N-stat-037					1,715	0,580	19,73	0,922	0,02	100
Probe16_a2	14.11.2000	Stm3/97N-stat-037	Mehrstufenversuch				0,00020833	2	200	-	1500	-
Probe16_b1	15.11.2000	Stm3/97N-stat-037					0,02	100	100	-	2400	-
Probe16_b2	15.11.2000	Stm3/97N-stat-037					0,00020833	2	200	-	2400	-
Probe16_c	15.11.2000	Stm3/97N-stat-037					0,00006944	2	600	-	3000	-
Probe18_a0	17.01.2001	Stm3/97N-stat-058	Mehrstufenversuch				0,004	50	100	-	1500	-
Probe18_a1	18.01.2001	Stm3/97N-stat-058					0,02	100	100	-	1500	-
Probe18_a2	18.01.2001	Stm3/97N-stat-058					0,00020833	2	200	-	1500	-
Probe18_b1	18.01.2001	Stm3/97N-stat-058					0,02	100	100	-	2400	-
Probe18_b2	19.01.2001	Stm3/97N-stat-058					0,00020833	2	200	-	2400	-
Probe18_c	19.01.2001	Stm3/97N-stat-058					0,00006944	2	600	-	3000	-
Probe18(W)_a0	21.05.2002	Stm3/97N-stat-057	Mehrstufenversuch				0,004	50	100	-	1500	-
Probe20_a1	21.11.2000	Stm3/97N-stat-047	1,677	0,616	21,03	0,925	0,02	100	100	-	1500	-
Probe20_b1	27.11.2000	Stm3/97N-stat-047	Mehrstufenversuch				0,02	100	100	-	2400	-
Probe20_b2	29.11.2000	Stm3/97N-stat-047					0,00020833	2	200	-	2400	-
s_wtest2	13.08.2001	Stm3/97N-stat-064	1,728	0,568	19,48	0,929	0,004	100	100	-	2400	-
Probe01N	25.04.2002	Stm3/97N-stat-067	1,723	0,573	17,44	0,825	0,1	1000	50	-	600	-
Probe02N	06.05.2002	Stm3N/97N-stat-078	1,724	0,572	17,43	0,826	0,1	1000	50	-	600	-
Probe03N	07.05.2002	Stm3N/97N-stat-079	1,721	0,575	17,43	0,822	0,1	1000	50	-	600	-
Komp002d	16.08.2002	Stm3N/97N-stat-096	1,720	0,576	17,32	0,815	0,01	2000	50	-	300	-
Komp004	01.10.2002	Stm3N/97N-stat-110	1,721	0,575	17,4	0,821	0,01	2000	100	-	300	-
Komp005	28.10.2002	Stm3N/97N-stat-106	1,709	0,586	17,3	0,800	0,1	2000	100	-	300	-
Komp005_W	04.11.2002	Stm3N/97N-stat-111	1,727	0,569	17,42	0,829	0,1	2000	100	-	300	-
Komp007	06.11.2002	Stm3N/97N-stat-112	1,718	0,577	17,73	0,832	0,005	2000	100	-	300	-
Komp007_W	11.11.2002	Stm3N/97N-stat-113	1,716	0,579	17,77	0,831	0,005	2000	100	-	300	-
Komp005_W2	18.11.2002	Stm3N/97N-stat-122	1,714	0,581	17,51	0,817	0,1	2000	100	-	300	-
Komp007_Neu	28.11.2002	Stm3N/97N-stat-114	1,716	0,579	17,73	0,829	0,005	1000	95	-	300	-
Komp007_Neu_W	13.01.2003	Stm3N/97N-stat-123	1,716	0,579	17,42	0,815	0,005	1000	90	-	300	-
Komp007_Neu_W2	18.01.2003	Stm3N/97N-stat-123	1,716	0,579	17,42	0,815	0,005	265	90	-	300	-
Komp005_Neu	22.01.2003	Stm3N/97N-stat-138	1,704	0,590	17,53	0,805	0,1	500	25	-	300	-
Komp006_Neu	23.01.2003	Stm3N/97N-stat-139	1,713	0,582	17,63	0,821	0,1	500	25	-	300	-
Komp010	29.01.2003	Stm3N/97N-stat-118	1,721	0,575	17,35	0,818	0,01	265	90	um	-	100
Komp008_Neu	04.02.2003	Stm3N/97N-stat-145	1,719	0,576	17,59	0,827	0,01	265	90	über	300	-

# Zyklische Triaxialversuche

Versuchsname	Datum	Probename	Einbauparameter				Lastparameter					
			$\rho_{d(E)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]	$w_0$ [Gew.-%]	$S_{r0}$ [-]	Frequenz f [-]	Zyklen [-]	$\Delta\sigma_{11}$ [kPa]	Sinus um/über	$I_\sigma$ [kPa]	$\sigma_{33}$ [kPa]
Komp012	10.02.2003	Stm3N/97N-stat-143	1,716	0,579	17,64	0,825	0,05	500	25	um	300	-
Komp013	12.02.2003	Stm3N/97N-stat-144	1,719	0,576	17,59	0,827	0,05	500	50	um	300	-
Komp018	18.02.2003	Stm3N/97N-stat-141	1,741	0,557	16,48	0,802	0,05	500	50	um	300	-
Komp014	20.02.2003	Stm3N/97N-stat-155	1,723	0,573	17,41	0,824	0,05	500	50	um	600	-
Komp015	24.02.2003	Stm3N/97N-stat-157	1,725	0,571	17,35	0,823	0,05	500	50	um	900	-
Komp016	26.02.2003	Stm3N/97N-stat-158	1,729	0,567	17,49	0,835	0,05	500	100	um	900	-
Komp016_Neu	03.03.2003	Stm3N/97N-stat-160	1,718	0,577	17,46	0,819	0,01	500	100	um	900	-
Komp017	05.03.2003	Stm3N/97N-stat-162	1,727	0,569	17,49	0,833	0,01	500	100	um	-	300
Komp019	17.03.2003	Stm3N/97N-stat-163	1,721	0,575	17,47	0,824	0,01	500	100	um	1500	-
Komp019_W	22.07.2003	Stm3N/97N-stat-190	1,717	0,578	17,37	0,814	0,01	560	100	um	1500	-
Komp016_Neu_CU_W	24.07.2003	Stm3N/97N-stat-191	1,723	0,573	17,45	0,826	0,01	560	100	um	900	-
Komp029	28.07.2003	Stm3N/97N-stat-186	1,796	0,509	17,46	0,930	0,01	560	100	um	900	-
Komp023	30.07.2003	Stm3N/97N-stat-192	1,669	0,624	18,97	0,824	0,01	560	100	um	900	-
Ext010	04.08.2003	Stm3N/97N-stat-194	1,673	0,620	18,96	0,829	0,01	560	100	über	900	-
Komp024	06.08.2003	Stm3N/97N-stat-197	1,673	0,620	21,18	0,926	0,01	560	100	um	900	-
Komp024_W	25.08.2003	Stm3N/97N-stat-198	1,671	0,622	21,25	0,926	0,01	560	100	um	900	-
Komp028	28.08.2003	Stm3N/97N-stat-199	1,775	0,527	15,64	0,805	0,01	560	100	um	900	-
Komp024_W2	15.09.2003	Stm3N/97N-stat-208	1,672	0,621	21,19	0,925	0,01	560	100	um	900	-
Komp024_2_50	22.09.2003	Stm3N/97N-stat-207	1,678	0,615	21,17	0,933	0,01	560	50	um	900	-
Komp028_W	25.09.2003	Stm3N/97N-stat-212	1,782	0,521	16,16	0,841	0,01	560	50	um	900	-
Ext015	29.09.2003	Stm3N/97N-stat-213	1,779	0,523	16,14	0,836	0,01	560	100	über	900	-
Komp021	01.10.2003	Stm3N/97N-stat-189	1,729	0,567	17,24	0,823	0,01	560	100	um	-	300
Komp030	06.10.2003	Stm3N/97N-stat-211	1,792	0,512	17,57	0,929	0,01	560	100	um	900	-
Komp030_W	27.10.2003	Stm3N/97N-stat-216	1,797	0,508	17,67	0,943	0,01	560	50	um	900	-
Ext004	03.11.2003	Stm3N/97N-stat-224	1,734	0,563	19,62	0,945	0,01	560	100	über	900	-
Ext016	06.11.2003	Stm3N/97N-stat-214	1,803	0,503	17,33	0,934	0,01	560	100	über	900	-
Ext016_W	10.11.2003	Stm3N/97N-stat-215	1,782	0,521	17,78	0,925	0,01	560	100	über	900	-
Ext018	12.11.2003	Stm3N/97N-stat-217	1,794	0,511	17,77	0,943	0,01	560	100	über	1800	-
Ext019	17.11.2003	Stm3N/97N-stat-219	1,793	0,511	17,8	0,943	0,01	560	35	über	300	-
Komp021_W	19.11.2003	Stm3N/97N-stat-226	1,72	0,576	17,31	0,815	0,01	560	100	um	900	-
Komp035	25.11.2003	Stm3N/97N-stat-218	1,79	0,514	17,94	0,946	0,01	4320	100	um	900	-
Ext006	03.12.2003	Stm3N/97N-stat-229	1,73	0,566	19,39	0,928	0,01	560	100	über	1800	-
Ext011	26.01.2004	Stm3N/97N-stat-232	1,666	0,627	20,97	0,907	0,01	560	100	über	900	-
Ext014	29.01.2004	Stm3N/97N-stat-230	1,673	0,620	20,97	0,917	0,01	560	50	über	300	-
Komp033	03.02.2004	Stm3N/97N-stat-231	1,664	0,629	20,96	0,904	0,01	4320	50	um	900	-
Komp036	10.02.2004	Stm3N/97N-stat-227	1,722	0,574	17,27	0,816	0,01	4320	25	um	300	-
Ext008	17.02.2004	Stm3N/97N-stat-225	1,724	0,572	19,56	0,927	0,01	560	50	über	300	-
Komp026	18.02.2004	Stm3N/97N-stat-206	1,679	0,614	21,04	0,929	0,01	560	35	um	300	-
Komp022	23.02.2004	Stm3N/97N-stat-172	1,726	0,570	19,65	0,934	0,01	560	50	um	900	-
Ext017	01.03.2004	Stm3N/97N-stat-234	1,794	0,511	17,49	0,928	0,01	560	50	über	900	-
Komp032	08.03.2004	Stm3N/97N-stat-235	1,791	0,513	17,48	0,923	0,01	560	50	um	300	-

# Ödometerversuche

Versuch Nr.	Anfangsporenzahl $e_0$ [-]	Anfangs-sättigung $S_{r0}$ [-]	Anfangssaugspannung $(u_a - u_w)_0$ [kPa]	Lastmodus [-]
Oedo001	0,94	98,5	0,2	1
Oedo002	0,59	82,7	51,0	1
Oedo003	0,97	98,0	1,2	3
Oedo004	0,59	83,6	7,0	2
Oedo005	0,64	85,8	21,4	2
Oedo005-2	0,57	93,5	14,4	2
Oedo006	0,58	75,1	62,2	2
Oedo007	0,61	78,6	39,8	2
Oedo008	0,76	95,6	1,9	2
Oedo009	0,80	80,5	13,4	2
Oedo010	0,64	74,6	40,0	2
Oedo011	0,59	95,0	9,7	2
Oedo012	0,55	90,4	38,5	2
Oedo013	0,55	87,3	32,0	2
Oedo014	0,55	84,1	36,0	2

Lastmodus	1. Belastung [kPa]	1. Entlastung [kPa]	2. Belastung [kPa]	2. Entlastung [kPa]
1	25; 50; 100;	50; 25;	100; 200;	100; 50; 25;
2	12,5; 25; 50; 100;	50; 25;	100; 200;	100; 50; 25
3	25; 50; 100;	50; 25;	100;	25;

Lastmodus	3. Belastung [kPa]	3. Entlastung [kPa]	4. Belastung [kPa]	4. Entlastung [kPa]
1	200; 400;	200; 100; 50; 25	-	-
2	-	-	-	-
3	100; 200;	100; 50; 25;	200;	25;

Lastmodus	5. Belastung [kPa]	5. Entlastung [kPa]
1	-	-
2	-	-
3	200;	25

# Direkte Scherversuche

<b>Datum</b> [-]	<b>Anfangs- porenzahl <math>e_0</math></b> [-]	<b>Einbauwasser- gehalt <math>w_0</math></b> [Gew.-%]	<b>Anfangs- sättigung <math>S_{r0}</math></b> [-]	<b>Auflast <math>\sigma_1</math></b> [kPa]	<b>Scher- spannung <math>\tau_f</math></b> [kPa]	<b>Ausbauwasser- gehalt <math>w_2</math></b> [Gew.-%]
17.11.1999	0,545	17,90	0,890	44	43	19,30
17.11.1999	0,545	17,90	0,890	218	154	17,70
17.11.1999	0,545	17,90	0,890	434	239	17,00
24.02.2000	0,618	19,98	0,876	218	102	20,66
24.02.2000	0,608	20,25	0,903	110	56	20,92
24.02.2000	0,626	20,24	0,876	436	195	19,52
24.02.2000	0,617	20,30	0,892	872	380	17,70
04.04.2000	0,511	15,97	0,847	872	441	17,17
04.04.2000	0,511	15,97	0,847	872	456	17,17
16.05.2000	0,567	18,20	0,870	436	200	18,78
16.05.2000	0,564	18,11	0,870	872	422	17,84
06.06.2000	0,585	18,15	0,841	218	133	19,93
06.06.2000	0,596	18,44	0,838	436	209	19,57
06.06.2000	0,585	18,45	0,855	872	440	18,15
02.07.2003	0,573	20,31	0,961	100	91	19,71
02.07.2003	0,569	20,31	0,967	200	128	18,32
02.07.2003	0,574	20,34	0,960	400	238	17,73
02.07.2003	0,567	20,34	0,972	600	289	17,17
04.07.2003	0,567	19,73	0,943	200	113	19,23
04.07.2003	0,575	19,73	0,930	100	82	19,56
04.07.2003	0,575	19,68	0,928	400	210	18,18
04.07.2003	0,575	19,68	0,928	600	267	17,71
07.07.2003	0,621	18,48	0,806	400	189	19,22
07.07.2003	0,621	18,48	0,806	600	277	18,47
07.07.2003	0,622	18,56	0,809	200	164	18,04
07.07.2003	0,619	18,42	0,806	100	137	16,89
10.07.2003	0,513	17,43	0,921	400	284	17,04
10.07.2003	0,510	17,43	0,926	600	335	16,76
13.08.2003	0,623	21,79	0,948	100	73	20,37
13.08.2003	0,621	21,79	0,951	200	113	19,78
13.08.2003	0,623	21,77	0,947	400	220	18,73
13.08.2003	0,623	21,77	0,947	600	312	17,86
02.03.2004	0,519	17,47	0,912	600	362	17,05





# **Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. H. Meißner

- Nr. 1 Johannes Vogt (1992)  
Tragverhalten von Schlitzwandelementen
  
- Nr. 2 Frank Rogmann (1992)  
Untersuchungen zum Stoffverhalten von Kohle im Hinblick auf  
Hohlraumstandsicherheiten
  
- Nr. 3 Wolfgang Weckbecker (1993)  
Beitrag zur Berechnung oberflächennaher Tunnel
  
- Nr. 4 Egbert Adam (2001)  
Untersuchungen zum temperaturabhängigen Materialverhalten kristalliner und  
sedimentärer Gesteine
  
- Nr. 5 Andreas Becker (2002)  
Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte, teilgesättigte Sande
  
- Nr. 6 Katja Abel (2002)  
Zugspannungen in Kunststoffdichtungsbahnen geneigter Deponiebasisabdichtungen
  
- Nr. 7 Tao Li (2002)  
Zweiflächen-Stoffmodell für wassergesättigte bindige Böden unter zyklischer  
Beanspruchung
  
- Nr. 8 Solomon Taye Abebe (2002)  
Foundation pits in saturated highly expansive soils
  
- Nr. 9 Festschrift anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. H. Meißner und dem 20-  
jährigen Bestehen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau an der Technischen  
Universität Kaiserslautern

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. C. Vrettos

- Nr. 10 Sanaa Wendling (2004)  
Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrisen in mineralischen  
Deponieabdichtungen
- Nr. 11 Yilei Chen (2006)  
Unterfangung belasteter Fundamente durch Bohrpfähle
- Nr. 12 Stefan Jung (2007)  
Nichtlinearer horizontaler Bettungsmodulansatz für Trägerbohlwände in mitteldicht  
gelagertem Sand
- Nr. 13 Markus Dobrowolsky (2008)  
Quellverhalten teilgesättigter bindiger Böden mit mittlerem Quellpotential
- Nr. 14 Viktoria Schwarz (2011)  
Mechanisches Verhalten eines teilgesättigten Tons: Experimentelle Untersuchungen,  
Stoffmodell und Implementierung
- Nr. 15 Thomas Becker (2012)  
Materialverhalten eines teilgesättigten bindigen Bodens unter zyklischer Belastung

# Lebenslauf

## Persönliche Angaben

Name: Thomas Becker

Staatsangehörigkeit: deutsch

## Beruflicher Werdegang

seit 2012 Geschäftsführender Gesellschafter, WPW GEO.INGENIEURE GmbH

seit 2007 Geschäftsführender Gesellschafter, WPW GEOCONSULT GmbH

seit 2004 WPW GEOCONSULT GmbH

2001 - 2003 Geobüro RUK GmbH, Longuich

1998 - 2003 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Bodenmechanik  
und Grundbau, Technischen Universität Kaiserslautern

1997 Baugrundinstitut Franke-Meißner und Partner GmbH, Wiesbaden

1992 - 1997 Mitarbeiter an der Forschungsstelle für Bauverfahrens- und  
Umwelttechnik, Fachhochschule Trier

## Hochschulbildung

1995 - 1997 Studium des Bauingenieurwesens, Technischen Universität Braunschweig

1989 - 1992 Studium des Bauingenieurwesens, Fachhochschule Trier

## Schulbildung

1988 - 1989 Fachoberschule Trier, Fachhochschulreife

1984 - 1987 Bundesbahndirektion Saarbrücken, Ausbildung zum Bauzeichner

1974 - 1984 Grundschule Gusenburg und Hauptschule Hermeskeil, Mittlere Reife