



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

Institut für Geotechnik

---

MITTEILUNGEN  
HEFT 23

# **Bestimmung bodenmechani- scher Parameter nach fort- geschrittenen Methoden**

## **Determination of mechanical soil parameters using advanced methods**

von  
Erik Schwiteilo

DRESDEN 2018

Mitteilungen – Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden  
ISSN 1434-3053  
Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. I. Herle

© Institut für Geotechnik – TU Dresden – 2018  
Bei Vervielfältigungen und Übersetzungen wird um Quellenangabe gebeten.

Briefanschrift:  
Institut für Geotechnik  
TU Dresden  
01062 Dresden

Besucheradresse:  
Neuffer-Bau  
George-Bähr-Straße 1a  
01069 Dresden

Telefon: 03 51/46 33 42 48  
Fax: 03 51/46 33 41 31  
E-Mail: [geotechnik@mailbox.tu-dresden.de](mailto:geotechnik@mailbox.tu-dresden.de)

# Vorwort des Herausgebers

Bodeneigenschaften für geotechnische und bautechnische Aufgaben werden mit unterschiedlichen Parametern charakterisiert. Die Bestimmung der konventionellen Parameter wird in Regelwerken festgelegt und nach diesen in der Praxis durchgeführt. Meistens erfolgt die Parameterkalibrierung aus einer Serie von Versuchen in einem spezifischen Laborgerät. Eine Berücksichtigung von experimentellen Ergebnissen aus anderen Verfahren bzw. aus der Bestimmung anderer Parameter ist nicht vorgesehen.

Die Bodenparameter sind jedoch mit entsprechenden mechanischen Materialmodellen verknüpft. Wenn die Modelle die wesentlichen Aspekte des Bodenverhaltens wiedergeben, muss es durch Verknüpfung unterschiedlicher Verfahren und Beanspruchungen möglich sein, die Parameterbestimmung robuster und zuverlässiger zu machen. An dieser Stelle setzt die Dissertation von Herrn Schwiteilo ein und zeigt einen Weg, der für die geotechnische Praxis bei der Bestimmung der Bodenparameter vorteilhaft wäre.

In der Arbeit wird eine moderne Herangehensweise für einheitliche Auswertung und Interpretation von mechanischen Versuchen an Boden vorgeschlagen. Diese Herangehensweise kombiniert Kompressions- und Scherversuche unter Berücksichtigung der asymptotischen Zustände. Es wird angenommen, dass der Bodenzustand ausreichend durch die effektive Spannung und die Dichte definiert ist. Weiterhin werden Referenzzustände eingeführt, deren Parameter das Bodenverhalten zustandsunabhängig charakterisieren.

Die Umsetzung des neuen Konzepts eignet sich vor allem zur Überprüfung der Ergebnisse von Scherversuchen. Für Triaxialversuche wird das Verfahren in mehrere (voneinander unabhängige) Kriterien untergliedert. In den Kriterien werden die Anfangszustände, Peak- und Endschubspannungen, Porenwasserdrücke und Anfangssteifigkeiten berücksichtigt. Zusätzlich werden die Ergebnisse nach der Normierung einbezogen. Für jedes Kriterium wird eine zulässige Bandbreite der Werte definiert, in welcher die Ergebnisse liegen sollen. Größere Abweichungen können zum Ausschluss der jeweiligen Probe aus der Gesamtauswertung führen. Das neue Verfahren wird sowohl für Triaxial- als auch für Rahmenscherversuche dargestellt. Es werden ebenfalls einige Fehlerquellen bei der Auswertung von Versuchen aufgezeigt und ihre Konsequenzen für die Bestimmung der Scherfestigkeit analysiert.

Die Arbeit wäre nicht möglich gewesen ohne Unterstützung der Firma RWE Power AG. Mein Dank dafür gilt insbesondere Prof. D. Dahmen und Dr. Ch. Karcher.

Ivo Herle



# Vorwort des Verfassers

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden zwischen 2010 und 2017.

Die Auswertung von Laborversuchen beschäftigte mich schon während des Studiums als studentische Hilfskraft am Institut für Geotechnik. Bereits hier stellte ich fest, dass die Bestimmung bodenmechanischer Parameter zwar in Normen geregelt ist, diese allerdings keine Einschätzung oder Bewertung der Versuchsergebnisse liefern. Umso mehr freute mich, dass ich am Institut die Möglichkeit bekam mich weiterführend mit der Auswertung von Laborversuchen zu beschäftigen. Eine besondere Herausforderung stellte dabei die Beurteilung des vielfältigen und durch unterschiedliche Faktoren beeinflusste Bodenverhalten dar. Hier eine systematische Vorgehensweise bei der Auswertung der Laborversuche und eine standardisierte Bewertung zu entwickeln, wäre ohne die Diskussionen mit meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle nicht möglich gewesen.

Somit gilt mein ganz besonderer Dank Prof. Dr. Ivo Herle für seine Unterstützung und Förderung. Diese ging dabei weit über die fachliche Ebene hinaus.

Bei Herrn Prof. Dr. Jens Engel und Herrn Prof. Dr. Wolfgang Wehr möchte ich mich für die Übernahme des Zweit- und Drittgutachtens, sowie für die wertvollen Korrekturhinweise bedanken. Des Weiteren möchte ich mich hier bei Herrn Dr. Karcher von der RWE Power AG für die vielen Anregungen und Diskussionen bedanken.

Ein großer Dank geht außerdem an meine Kollegen des Institutes für Geotechnik, Kornelia Nitzsche, Vladka Kostkanova, Jamal Hleibieh, Markus Uhlig, Max Wiebicke und Silvio Gesellmann, welche mir nicht nur bei fachlichen Problemen stets bei Seite standen.

Schließlich gilt mein herzlicher Dank meiner Familie, im speziellen meiner Frau Katrin. Sie hat mich, vor allem in der Abschlussphase der Arbeit, immer unterstützt und motiviert.

Erik Schwiteilo



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung</b>	<b>11</b>
1.1	Motivation . . . . .	11
1.2	Gegenstand der Arbeit . . . . .	12
<b>2</b>	<b>Kompressions- und Scherversuche</b>	<b>15</b>
2.1	Bodenverhalten im Ödometerversuch . . . . .	15
2.2	Bodenverhalten im Triaxialversuch . . . . .	20
2.2.1	Drainierte Bedingungen . . . . .	24
2.2.2	Undrainierte Bedingungen . . . . .	25
2.2.3	Bestimmung der Scherparameter $\varphi'$ und $c'$ . . . . .	26
2.3	Bodenverhalten im Rahmenscherversuch . . . . .	27
2.4	Beispielauswertungen für ausgewählte Böden . . . . .	32
2.4.1	Beispielauswertung für Schluff . . . . .	32
2.4.2	Beispielauswertung für Ton 1 . . . . .	39
2.4.3	Beispielauswertung für Ton 2 . . . . .	44
2.5	Diskussion der Ergebnisse der klassischen Auswertung . . . . .	48
<b>3</b>	<b>Definition von Referenzzuständen</b>	<b>51</b>
3.1	Normalkonsolidierter Zustand . . . . .	51
3.2	Konzept des kritischen Zustandes . . . . .	52
3.2.1	Grundlagen . . . . .	52
3.2.2	Drainierte Bedingungen . . . . .	56
3.2.3	Undrainierte Bedingungen . . . . .	59
3.3	Anmerkung zu den Referenzzuständen . . . . .	62
3.4	Zusammenfassung der Referenzzustände . . . . .	63
<b>4</b>	<b>Konzept zur fortgeschrittenen Auswertung von Scherversuchen</b>	<b>65</b>
4.1	Anfangszustand . . . . .	66

4.2	Bezugsgrößen . . . . .	66
4.2.1	Trend zum kritischen Zustand . . . . .	68
4.2.2	Spannungsnormierung . . . . .	70
4.2.3	Spannungs-Dehnungs-Verhalten . . . . .	73
4.3	Plausibilitätskontrollen . . . . .	75
<b>5</b>	<b>Anwendungen des Auswertekonzeptes</b>	<b>85</b>
5.1	Schluff . . . . .	85
5.1.1	Ödometerversuch . . . . .	85
5.1.2	Triaxialversuche . . . . .	87
5.2	Ton 1 . . . . .	94
5.2.1	Aufbereitete Proben . . . . .	94
5.2.2	Ungestörte Proben . . . . .	98
5.3	Ton 2 . . . . .	108
5.3.1	Ödometerversuch . . . . .	108
5.3.2	Triaxialversuche . . . . .	109
<b>6</b>	<b>Verfahren zur Überprüfung von Scherversuchen</b>	<b>117</b>
6.1	Anfangszustand . . . . .	118
6.2	Scherfestigkeit . . . . .	120
6.3	Porenwasserdrücke . . . . .	122
6.4	Spannungsnormierung . . . . .	123
6.5	Vergleich mit dem Hyperbelmodell . . . . .	124
6.6	Checkliste . . . . .	126
6.7	Anpassung des Verfahrens für Rahmenscherversuche . . . . .	127
<b>7</b>	<b>Anwendung des Verfahrens zur Überprüfung von Scherversuchen</b>	<b>133</b>
7.1	Anfangszustand . . . . .	133
7.2	Scherfestigkeit . . . . .	135
7.3	Porenwasserdrücke . . . . .	136
7.4	Spannungsnormierung . . . . .	136
7.5	Hyperbelmodell . . . . .	138
7.6	Checkliste . . . . .	139
7.7	Anwendung bei Rahmenscherversuchen . . . . .	141
<b>8</b>	<b>Mögliche Fehlinterpretationen des Bodenverhaltens</b>	<b>147</b>
8.1	Bestimmung der Porenzahl . . . . .	147
8.1.1	Ungenauigkeiten bei Dichtebestimmung . . . . .	147
8.2	Auswirkungen von Porenzahlschwankungen . . . . .	151

8.2.1	Auswirkungen auf die NCL . . . . .	151
8.2.2	Auswirkungen auf den kritischen Zustand . . . . .	152
8.3	Einfluss der Gleitflächenneigung in Triaxialversuchen . . . . .	156
8.4	Einfluss der Konsolidationsbedingungen . . . . .	159
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>165</b>
	<b>Summary</b>	<b>171</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>172</b>
<b>A</b>	<b>Versuchsprotokolle der Beispielböden</b>	<b>179</b>
A.1	Ödometerversuche an Schluff 1 . . . . .	179
A.2	Triaxialversuche an Schluff 1 . . . . .	181
A.3	Rahmenscherversuche an Schluff 1 . . . . .	184
A.4	Ödometerversuche an Ton 1 . . . . .	186
A.5	Triaxialversuche an Ton 1 . . . . .	190
A.6	Ödometerversuch an Ton 2 . . . . .	195
A.7	Triaxialversuche an Ton 2 . . . . .	197
<b>B</b>	<b>Streuung der Resultate von Ödometer- und Rahmenscher-</b>	
	<b>versuchen</b>	<b>205</b>
B.1	Einführung . . . . .	205
B.2	Probenmaterial . . . . .	206
B.3	Ödometerversuche . . . . .	208
B.3.1	Versuchsdurchführung . . . . .	208
B.3.2	Ergebnisse der Ödometerversuche . . . . .	209
B.3.3	Statistische Betrachtung . . . . .	214
B.4	Rahmenscherversuche . . . . .	215
B.4.1	Ermittelte Scherkennwerte . . . . .	220
B.4.2	Statistische Betrachtung . . . . .	224
B.5	Diskussion der Ergebnisse der Vergleichsuntersuchung . . . . .	226
B.5.1	Ödometerversuche . . . . .	226
B.5.2	Rahmenscherversuche . . . . .	234
B.6	Zusammenfassende Bewertung . . . . .	237
<b>C</b>	<b>Vergleichsversuche</b>	<b>239</b>
C.1	Protokolle Ödometerversuche . . . . .	239
C.2	Protokolle Rahmenscherversuche . . . . .	248
C.3	Ergebnisse Ödometerversuche - Tabellen . . . . .	256

C.4	Rahmenscherversuche - Anfangsbedingungen der Scherversuchsproben . . . . .	259
C.5	Rahmenscherversuche - Maximale und Postpeak-Schubspannungen . . . . .	259
C.6	Rahmenscherversuche - Angaben zu den Geräten . . . . .	259
<b>D</b>	<b>Bewertungen der betrachteten Versuche</b>	<b>263</b>
	<b>Symbolzeichnis</b>	<b>280</b>

# 1 Einführung

## 1.1 Motivation

Eine möglichst genaue Erfassung des Bodenverhaltens ist für die Definition der Kompressibilität und des Scherwiderstandes unumgänglich. Diese wiederum bilden die Grundlage für erdstatische Berechnungen. Boden besteht im Allgemeinen aus drei Phasen. Dabei ist die feste Phase, die Gesteinskörnung, durchzogen vom Porenraum. Dieser Porenraum kann sowohl mit einer flüssigen Phase, meist Porenwasser, als auch mit einer gasförmigen Phase, meist Luft, gefüllt sein. Auf Grund der wechselnden Zusammensetzung der einzelnen Phasen ist das mechanische Bodenverhalten sehr komplex und muss durch verschiedene Laborversuche untersucht und eingeschätzt werden.

Das Bodenverhalten wird in der geotechnischen Praxis meist unzureichend über sogenannte Konstanten wie den Steifemodul, die Querdehnzahl und den Reibungswinkel sowie die Kohäsion beschrieben. Die Bestimmung dieser Werte ist in Regelwerken festgeschrieben. In ihrer Anwendung sind diese Berechnungsparameter aber meist auf bestimmte Bedingungen, wie z.B. einen festgelegten Spannungsbereich, beschränkt, bzw. kann eine gedankenlose Anwendung der Auswertealgorithmen zu erheblichen Fehleinschätzungen des Materialverhaltens einschließlich der Festigkeit führen. Eine Weiterentwicklung ist nötig, da das beobachtete Verhalten meist nicht oder nur unzureichend mit den vorhandenen Stoffmodellen wiedergegeben wird.

Bei manchen Versuchsergebnissen ist es schwierig, das charakteristische Bodenverhalten von anderen Effekten, wie z.B. Einflüssen aus der Struktur des Bodens oder des Versuchsgerätes, zu unterscheiden. Unerwartetes Verhalten führt häufig zu Versuchswiederholungen, wenn genügend Probenmaterial vorhanden ist. Dabei wird ein Versuch so lange durchgeführt, bis das erwar-

tete Verhalten eintritt. Oft ist das Probenmaterial und somit die Anzahl der Versuche begrenzt. Dann können die Versuche nicht wiederholt werden und es stehen sich scheinbar widersprüchlichen Ergebnisse gegenüber.

Das Bodenverhalten wird hauptsächlich durch dessen Zustand, vor allem in Bezug auf die Spannung und die Dichte, beeinflusst. Ziel ist es daher, Kennwerte zu nutzen, welche durch gezielte Normierungen eine Beschreibung des Bodenverhaltens weitestgehend unabhängig vom Zustand erlauben und somit auch eine bessere Vergleichbarkeit und Redundanz schaffen.

## 1.2 Gegenstand der Arbeit

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, eine weitestgehend allgemeine Beschreibung einer Herangehensweise der Auswertung und Interpretation von mechanischen Versuchen an Boden zu ermöglichen. Des Weiteren werden Parameter eingeführt und vorgestellt, die das Verhalten des Bodens zustandsunabhängig beschreiben. Somit sollen Ergebnisse von Laborversuchen an Bodenproben besser interpretierbar und redundanter eingeschätzt werden können. Dies soll vor allem durch ein Einschätzen des Bodenverhaltens in Bezug auf definierte Referenzzustände erfolgen. Zudem werden physikalisch sinnvolle Korrelation eingesetzt, um die erzielten Ergebnisse zu überprüfen. Der Schwerpunkt liegt dabei bei feinkörnigen bzw. gemischtkörnigen Böden.

In Kapitel 2 werden das elementare Bodenverhalten und die Standardauswertung von Kompressions- und Scherversuchen beschrieben und an drei Beispielböden gezeigt. Bei zwei der Böden kommt es bei der Versuchsauswertung, vor allem bei der Definition der Scherfestigkeit, zu Widersprüchen und Unklarheiten, welche durch die konventionelle Betrachtung des Bodenverhaltens nicht erklärbar sind.

Darauf folgt in Kapitel 3 die Beschreibung von Referenzzuständen, welche eine Bewertung und Einschätzung der Laborergebnisse erleichtern. Zunächst wird der normalkonsolidierte Zustand vorgestellt. Im Anschluss erfolgt eine Einführung in das Konzept der kritischen Zustände. Dazu werden die Grundlagen des Konzeptes erklärt, sowie typisierte Ergebnisse von Triaxialversuchen unter verschiedenen Bedingungen erläutert. Es wird vor allem auf das unterschiedliche Verhalten von normal- und überkonsolidierten Proben und auf drainierte und undrainierte Versuchsbedingungen eingegangen.

In Kapitel 4 wird die Umsetzung der zuvor definierten Referenzzustände



auf eine erweiterte Auswertung von Scherversuchen beschrieben. Das vorgestellte Konzept kann bei der Einschätzung und Beurteilung vor allem des Scherverhaltens von Boden eingesetzt werden. Die Grundlage des Konzeptes ist das Beurteilen des Bodenverhaltens in Abhängigkeit vom Bodenzustand, der über die effektive Spannung und die Dichte definiert ist. Die Beschreibung des Bodenverhaltens erfolgt in Bezug auf Referenzzustände, welche auf dem Konzept der kritischen Zustände basieren. Das Bodenverhalten in diesen Referenzzuständen kann gut über physikalisch sinnvolle Korrelationen überprüft werden. Außerdem soll eine Streuung der Versuchsergebnisse mit gezielten Normierungen verringert werden. Die beschriebene Prozedur wird in Kapitel 5 an Beispielauswertungen aus Kapitel 2 verdeutlicht.

Basierend auf dem in Kapitel 4 eingeführten Konzept wird in Kapitel 6 die Beschreibung eines Bewertungsschemas für Scherversuche vorgestellt. Kern dieses Bewertungsverfahrens ist eine Checkliste, welche eine Evaluation jedes Teilversuches über verschiedene Bewertungskriterien ermöglicht. Die einzelnen Bewertungskriterien werden ausführlich beschrieben und erläutert. Anhand eines der Beispielböden wird die Bewertungsprozedur in Kapitel 7 verdeutlicht. Es werden Empfehlungen gegeben, welche Teilversuche der jeweiligen Scherversuchsserie für die Bestimmung der Scherkennwerte herangezogen werden sollten. Diese Empfehlungen basieren auf der Bewertung gemäß der Checkliste.

Im letzten Kapitel werden Einflussfaktoren, welche bei der Definition der eingeführten Referenzzustände wichtig sind, kurz erläutert. Es wird auf die Schwankung der Porenzahl und die sich daraus ergebenden Abweichungen in der Definition der Referenzzustände eingegangen. Des Weiteren erfolgt eine kurze Analyse des Einflusses der Neigung der Gleitfläche beim Versagen einer Probe im Triaxialgerät. Im Anschluss erfolgt eine kurze Bewertung des Einflusses des Konsolidationsablaufes auf das Ergebnis eines Triaxialversuches.



## 2 Konventionelle Auswertung von Kompressions- und Scherversuchen

In diesem Kapitel wird das Kompressions- und Scherverhalten von Boden grundlegend erläutert und diskutiert. Es werden verschiedene allgemein gültige Parameter eingeführt, welche das beobachtete Bodenverhalten beschreiben. Dabei werden Definitionen, wie sie den allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechen, genutzt. Diese Vorgehensweise wird im weiteren Verlauf als konventionelle oder klassische Auswertung bezeichnet. Unter klassischer Auswertung ist weiterhin eine Betrachtung von Einzelversuchen zu verstehen, welche nicht in einem zusammenhängenden Kontext ausgewertet werden. Es erfolgt hauptsächlich eine Analyse des Materialverhaltens ohne eine Beachtung des Bodenzustandes. Dabei wird sie sich ausschließlich auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten beziehen. Eine Berücksichtigung des Zeit-Verformungs-Verhaltens erfolgt nicht.

### 2.1 Bodenverhalten im Ödometerversuch

Das Ziel eines Ödometerversuches ist die Beschreibung des Kompressionsverhaltens, sowie die Bestimmung der Steifigkeit des untersuchten Bodens. Dabei ist die horizontale Dehnung stets null und es erfolgt eine vertikale Belastung der Probe (siehe Abb. 2.1).

Der Ödometerversuch ist in DIN 18 135 (2012) [DIN18135] geregelt. Dabei sind die Probengeometrie sowie die Versuchsdurchführung standardisiert.

In Abbildung 2.1 sind die üblichen Definitionen für Spannungen und Dehnungen beim Ödometerversuch schematisch dargestellt. Die eingezeichnete

ten Spannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  geben die auf das Bodenelement wirkenden Hauptspannungen wieder. Die vertikal wirkende Spannung  $\sigma_1$  wird meist als vertikale Auflastspannung oder Vertikalspannung  $\sigma_v$  bezeichnet. Beim Ödometerversuch werden die Dehnungen  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$  durch den Ödometerring unterdrückt. Dafür ist die Seitenspannung  $\sigma_2 = \sigma_3$  variabel, wird aber in den Standardversuchen nicht gemessen.

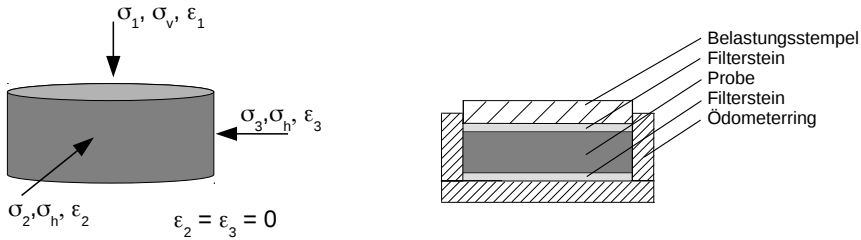


Abbildung 2.1: Spannungs- und Dehnungs-Definitionen sowie schematische Darstellung eines Ödometerversuches

Der Ödometerversuch wird in einer Kompressionskurve, wie in Abbildung 2.2, dargestellt. Mit steigender Auflastspannung  $\sigma'_v$  wird die Bodenprobe belastet und die Dehnung  $\varepsilon_v$  nimmt zu. Die graphische Darstellung zeigt einen stark nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang. Die Dehnung  $\varepsilon_v$  kann dabei über

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (2.1)$$

mit  $\Delta h$  = Änderung der Probenhöhe

$h_0$  = Anfangshöhe der Probe

bestimmt werden.

Ebenfalls in Abbildung 2.2 zu sehen ist der Spannungs-Dehnungs-Verlauf nach einer Lastumkehr, in diesem Fall einer Entlastung. Bei der Entlastung ergibt sich ebenfalls ein nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang, wobei die Änderung der Dehnung  $\Delta\varepsilon_v$  über die Änderung der Spannung  $\Delta\sigma_v$  geringer ist als bei der Belastung. Im Folgenden werden Parameter vorgestellt, welche diesen Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang approximieren können.

Aus dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten lässt sich mit

$$E_s = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\varepsilon} \quad (2.2)$$

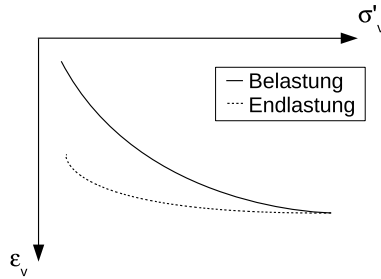


Abbildung 2.2: Schematischer Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang für eine Be- und Entlastung im Ödometerversuch

der inkrementelle Steifemodul  $E_s$  ermitteln. In Abbildung 2.3 ist der Steifemodul in Abhängigkeit der Vertikalspannung für die Belastung und Entlastung schematisch dargestellt.

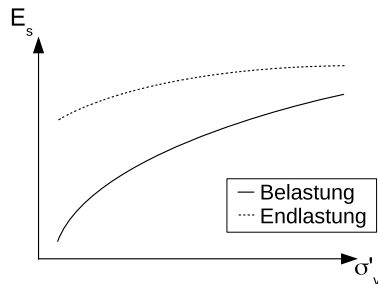


Abbildung 2.3: Schematischer Verlauf des Steifemoduls  $E_s$  in Abhängigkeit der Vertikalspannung  $\sigma'_v$  im Ödometerversuch

Des Weiteren kann die Kompressionskurve auch über das Porenzahl-Vertikalspannungs-Diagramm ( $e-\sigma'_v$ -Diagramm) dargestellt werden. Wird dabei die vertikale Spannung zusätzlich im logarithmischen Maßstab angegeben, ergibt sich eine relativ konstante Neigung für die Erstbelastung bzw. die Ent- und Wiederbelastung (siehe Abb. 2.4).

Der Anstieg der Kompressionskurve im  $e-\sigma'_v$ -Diagramm im halblogarithmischen Maßstab wird als Kompressionsbeiwert  $C_c$  bezeichnet. In gleicher Weise wird bei der Ent- und Wiederbelastung der Schwellbeiwert  $C_s$  als

Neigung definiert. Es ergeben sich  $C_c$  und  $C_s$  aus:

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (\text{für Erstbelastung}) \quad (2.3)$$

$$C_s = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (\text{für Ent- und Wiederbelastung}) \quad (2.4)$$

Mit den beschriebenen Parametern ist eine Approximation der Kompressionskurve über:

$$e = e_0 - C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma_{v0}} \right) \quad (\text{für Erstbelastung}) \quad (2.5)$$

$$e = e_0^* - C_s \cdot \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma_{v0}} \right) \quad (\text{für Ent- und Wiederbelastung}) \quad (2.6)$$

mit  $e_0$  = Referenzporenzahl für Erstbel. bei  $\sigma_{v0} = 1 \text{ kPa}$

mit  $e_0^*$  = Porenzahl zu Beg. der Ent- oder Wiederbel. bei  $\sigma_{v0} = 1 \text{ kPa}$

möglich. Die approximierten Verläufe sind in Abbildung 2.4 dargestellt. Bei Burland [Bur90] und Cerato [CL04] wird die Porenzahl bei einer Vertikalspannung von 1 bar (100 kPa) als Referenzporenzahl angegeben. Diese soll im weiteren Verlauf mit  $e_{0,100}$  bezeichnet werden.

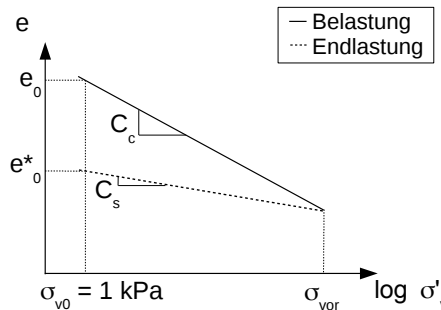


Abbildung 2.4: Definition von  $C_c$ ,  $C_s$ ,  $e_0$  sowie  $e_0^*$  zur Auswertung eines Ödometersversuches

Wird die Kompressionsgleichung 2.5 differentiell und mit dem natürlichen Logarithmus  $\ln$  (zur Basis  $e$ ) anstatt mit dem dekadischen Logarithmus  $\log$  (zur Basis 10) der Spannung betrachtet, ist eine Berechnung des Steifemoduls  $E_s$  für eine Erstbelastung in Abhängigkeit der Vertikalspannung

möglich. Die Bezeichnung der Parameter lautet dann  $\lambda$  anstelle von  $C_c$ , bzw.  $\kappa$  anstelle von  $C_s$ :

$$de = -\lambda \cdot \left[ \ln \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma_{v,0}} \right) \right] \quad (2.7)$$

$$\text{mit } e = e_0 - \varepsilon_v(1 + e_0)$$

$$-d\varepsilon_v(1 + e_0) = -\lambda \cdot \frac{1}{\sigma'_v} d\sigma'_v$$

$$\text{mit } d\sigma'_v/d\varepsilon_v = E_s$$

$$E_s = \sigma'_v \cdot \frac{1 + e_0}{\lambda} \quad (2.8)$$

Gleichung 2.8 gilt in analoger Form auch für eine Wiederbelastung mit dem Schwellbeiwert  $\kappa$ . Die Umrechnung der Parameter  $C_c$  in  $\lambda$  bzw.  $C_s$  in  $\kappa$  ist definiert über:

$$\lambda = 0,434 \cdot C_c \quad (2.9)$$

$$\kappa = 0,434 \cdot C_s \quad (2.10)$$

Des Weiteren kann ein spannungsbezogener Steifemodul über die Ohde-Gleichung ermittelt werden:

$$E_s = E_{s0} \cdot \left( \frac{\sigma'}{\sigma_0} \right)^\omega \quad (2.11)$$

$$\text{mit } E_{s0} = \sigma_0 \cdot \nu$$

$$\sigma_0 = \text{Referenzspannung}$$

$$\nu; \omega = \text{Ohde-Parameter}$$

Ein Vorteil der Betrachtung der des Steifemoduls über die Ohde-Gleichung ist die Möglichkeit der Berechnung eines spannungsabhängigen Steifemoduls mittels zweier Parameter ( $\omega$ ,  $\nu$ ), welche in einer Datenbank hinterlegt werden können. Wird der inkrementelle Steifemodul  $E_s$  logarithmisch über den Logarithmus der Vertikalspannung aufgetragen, kann der so entstehende Verlauf mit Hilfe der Ohde-Gleichung als Gerade approximiert werden. Der Ohde-Parameter  $\nu$  beeinflusst die Referenzsteifigkeit  $E_{s0}$  bei einer bestimmten Vertikalspannung  $\sigma_0$ . Durch den Ohde-Parameter  $\omega$  wird die Änderung der Steifigkeit über die Spannung angepasst.

Es eignet sich der Ansatz der Vorbelastungsspannung  $\sigma_{vor}$  (siehe Abb. 2.4) als Referenzspannung  $\sigma_0$ . Der über die Ohde-Gleichung bestimmte Steifemodul liegt dann etwa zwischen dem Steifemodul bei Wiederbelastung und dem

bei Erstbelastung. Es ist somit möglich, die Steifigkeit bei Wiederbelastung und Erstbelastung mit einem Parametersatz zu approximieren.

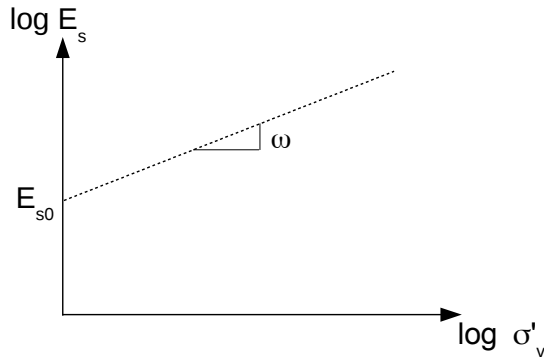


Abbildung 2.5: Schema zur Abhängigkeit des Steifemoduls  $E_s$  von der Vertikalspannung  $\sigma'_v$  im doppellogarithmischen Maßstab

Bei Betrachtung des aus Gleichung 2.8 abgeleitete Steifemoduls, ergibt sich eine Gerade mit dem Anstieg  $\omega = 1$ .

## 2.2 Bodenverhalten im Triaxialversuch

Ziel des Triaxialversuches ist die Bestimmung der Scherfestigkeit. Dazu werden mehrere Einzellversuche bei unterschiedlichen Spannungsniveaus durchgeführt und diese im Zusammenhang ausgewertet. Der Vorteil des Triaxialversuches ist eine Scherebene, die sich frei in der Probe ausbilden kann. Die Durchführung und Auswertung des Triaxialversuches ist in DIN 18137(2) [DIN18137] geregelt. Die Versuchsdurchführung, welche hier kurz wiedergegeben wird, ist in Bishop [BH00] und Head [HE86] ausführlich beschrieben.

In einer Triaxialzelle wird die zylindrische Bodenprobe zwischen einem Belastungsstempel und einem Bodenpodest eingebracht. Zum Ableiten des Porenwassers sind im Podest, meist auch im Belastungsstempel, Filtersteine sowie Drainageleitungen angebracht. Die Probe wird mit einer Gummimembran umschlossen, es entsteht so ein von der Zellflüssigkeit abgetrenntes System. Um einen Seitendruck aufbringen zu können, wird die Probe in eine, meist mit Wasser gefüllte, zylindrische Zelle verbaut. Durch Einstellen



des Wasserdruckes in der Zelle kann die Probe isotrop belastet werden. Eine schematische Darstellung einer Triaxialzelle findet sich in Abbildung 2.6.

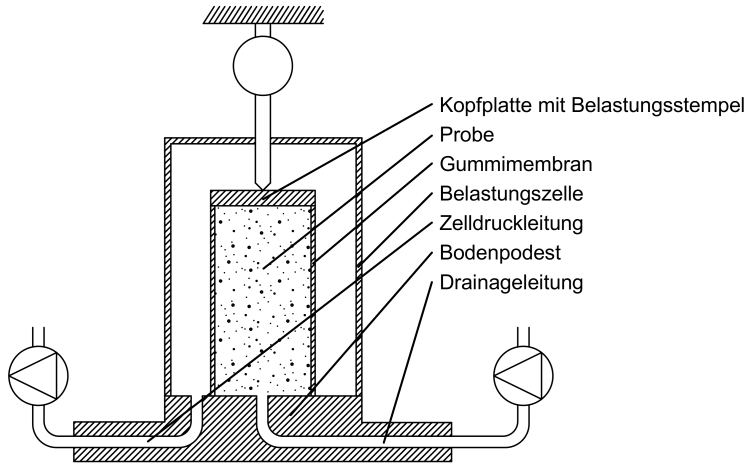


Abbildung 2.6: Schematische Darstellung einer Triaxialzelle (nach Fellin [Fel07])

Der Ablauf eines Triaxialversuches wird im folgenden beschrieben. Zur verdeutlichung sind in Abbildung 2.7 die Spannungs- und Dehnungsdefinitionen an einer Triaxialprobe in Abbildung 2.7 gezeigt. Die zylindrischen Proben werden in der Regel zunächst isotrop belastet. Somit sind die Spannungskomponenten in allen drei Raumrichtungen gleich groß sind ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ). Danach wird die axiale Spannung  $\sigma_1$  bis zum Versagen der Probe gesteigert. Ein Versagen kann durch eine ausgeprägte Scherfuge oder durch eine Scherfugenschar (oft als das Ausbauchen der Probe bezeichnet) entstehen. Während des Versuches bleibt der Zeldruck ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) auf die Probe in der Regel konstant. Üblicherweise ist die Probe während des Versuches vollgesättigt, sodass eine Volumenänderung über das ausgedrückte Wasser bestimmt werden kann. Es gibt spezielle Versuche, bei welchen auch der Zeldruck während der Scherung verändert wird oder die Probe nicht voll gesättigt ist. Dies sind allerdings Sonderversuche, welche hier nicht weiter betrachtet werden.

Die Versuchsdurchführung beim Triaxialversuch gliedert sich standardmäßig in drei Phasen:

- Sättigungsphase

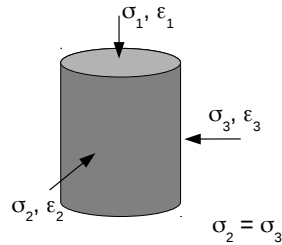


Abbildung 2.7: Definition der Spannungen und Dehnungen beim Triaxialversuch

- Konsolidationsphase
- Scherphase

Die Sättigungsphase ist wichtig, um ein möglichst luftfreies System zu erhalten und damit möglichst genaue Druck- und Volumenänderungsmessungen zu gewährleisten. Während dieser Phase wird das System aus Probe und Drainageleitungen unter Druck gesetzt. Um ein ‐Aufblasen‐ der Probe, d.h. einen größeren Druck innerhalb der die Probe umschließenden Membran als in der Zelle zu verhindern, muss der Zelldruck parallel zur Zunahme des Sättigungsdrucks erhöht werden. Durch das erhöhte Wasserdruckniveau in der Probe und den Leitungen wird vorhandene Luft im Wasser gelöst. Der eingestellte Sättigungsdruck wird auch als Backpressure bezeichnet. Ein übliches Druckniveau liegt zwischen 400 kPa und 500 kPa.

In der sich anschließenden Konsolidationsphase wird ausschließlich der Zelldruck erhöht, der Backpressure bleibt auf seinem ursprünglichem Niveau. Die effektiv auf die Probe wirkende Spannung  $\sigma'_3$  ergibt sich aus der Differenz von Seitendruck und Backpressure. Durch die Erhöhung der allseitigen effektiven Spannung  $\sigma'$  wird die Probe komprimiert. Die auftretende Volumenänderung ist über das Volumen des ausströmenden Wassers messbar. Ist die Volumenänderung abgeschlossen, d.h. wird kein Wasser mehr ausgedrückt, ist die Konsolidationsphase abgeschlossen und es kann die Scherphase beginnen.

Während der Scherphase wird die Seitenspannung  $\sigma'_3$  in der Regel konstant gehalten und die axiale Spannung  $\sigma'_1$  mit Hilfe des Druckstempels erhöht. Dies erfolgt meist verformungsgesteuert, d.h. der Stempel wird mit einer konstanten Geschwindigkeit eingedrückt.

Bei der Durchführung von Triaxialversuchen wird zwischen drei unterschiedliche Arten differenziert:

- CD-Versuch: konsolidierter, drainierter Versuch
- CU-Versuch: konsolidierter, undrainierter Versuch
- UU-Versuch: unkonsolidierter, undrainierter Versuch

Beim CD-Versuch wird die Drainageleitung während des gesamten Versuches offen gehalten. Während der Scherphase (steigern der axialen Spannung  $\sigma_1$ ) dürfen keine Porenwasserdruckänderungen auftreten, d.h. die Probe muss in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Bodens langsam belastet werden.

Beim CU-Versuch werden die Drainageleitungen nach der Konsolidation geschlossen, so dass das Porenwasser während der Scherung nicht mehr entweichen kann. Das Volumen der Probe bleibt somit beim Schervorgang konstant. Druckänderungen im Drainagesystem werden über Drucksensoren gemessen, der gemessene Druck entspricht dem Porenwasserdruck. Aus dem gemessenen Porenwasserdruck und dem Seitendruck ergibt sich die effektive Spannung

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.12)$$

mit  $\sigma'$  = effektive Spannung

$\sigma$  = totale Spannung

$u$  = Porenwasserdruck

in der Probe, welche auch bei der Auswertung der effektiven Scherkennwerte verwendet wird. Der Vorteil der undrainierten Versuche liegt in der höheren Schergeschwindigkeit. Da das Porenwasser nicht entweichen muss, kann die Scherung schneller stattfinden, als bei den drainierten Versuchen. Es soll hier vor allem das Verhalten von feinkörnigem Boden diskutiert werden. Im Gegensatz zu undrainierten Versuchen werden drainierte Triaxialversuche an feinkörnigen Böden in der Praxis relativ selten durchgeführt, da die Belastungsgeschwindigkeit, entsprechend der Durchlässigkeit, sehr klein gewählt werden muss. Die hier gezeigten Methoden sollen ein Grundverständnis herstellen und können im Allgemeinen auch auf drainierte Bedingungen angewendet werden.

Beim UU-Versuch ist die Drainageleitung während der gesamten Versuchsdurchführung geschlossen. Das heißt, es erfolgt keine Konsolidation und die

Scherung ist ebenfalls undrainiert. Es werden keine Porenwasserdrücke gemessen, im Ergebnis werden nur totale Spannungen angegeben.

Oft werden die Spannungsinvarianten  $p'$  als mittlere Spannung und  $q$  als Deviatorspannung anstatt der Hauptspannungen angegeben. Die Umrechnung erfolgt für einen Triaxialversuch, d.h. bei einer axialsymmetrischen Probe (Abb. 2.7), wie in den Gleichungen 2.13 und 2.14 dargestellt. In gleicher Weise ergeben sich auch die Dehnungsinvarianten  $\varepsilon_p$  und  $\varepsilon_q$  nach Gleichung 2.15 und 2.16 deren Herleitung in Wood [Woo90] beschrieben ist.

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) \quad (2.13)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (2.16)$$

Zur Verdeutlichung werden im Folgenden schematische Versuchsergebnisse für drainierte und undrainierte Bedingungen gezeigt. Sie sollen das Bodenverhalten bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen repräsentativ darstellen.

### 2.2.1 Drainierte Bedingungen

Die Ergebnisse von drainierten Triaxialversuchen sind in Abbildung 2.8 schematisch dargestellt. Die Anordnung der Diagramme wurde so gewählt, dass sich der Zusammenhang von Spannungs- und Dichte-Abhängigkeit der Scherfestigkeit zeigt. Zur Auswertung von Spannungspfaden werden die Spannungsinvarianten  $p'$  und  $q$  (siehe Gl. 2.13 und 2.14) genutzt. Bei den Spannungspfaden im  $q$ - $p'$ -Diagramm, zeigt sich ein konstanter Anstieg von 3:1. Dies ist auf die Spannungsdefinition an der Triaxialprobe zurückzuführen. Die Deviatorspannung  $q$  steigt, wie im  $q$ - $\varepsilon_1$ -Diagramm zu sehen, zu Beginn der Scherung sehr steil an. Wird die Entwicklung von  $q$  über  $\varepsilon_1$  betrachtet, fällt die Deviatorspannung nach Erreichen eines Peakwertes auf einen Restwert, welcher sich bei weiterer Scherung einer Konstanten annähert.

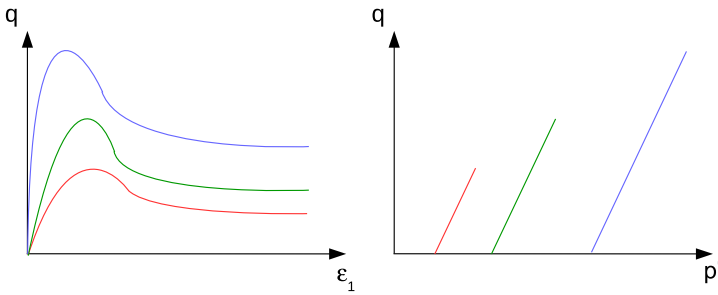


Abbildung 2.8: Schematische Darstellung der Ergebnisse von drainierten Triaxialversuchen an dichten Proben

### 2.2.2 Undrainierte Bedingungen

Die Ergebnisse von undrainierten Triaxialversuchen sind in Abbildung 2.9 schematisch gezeigt.

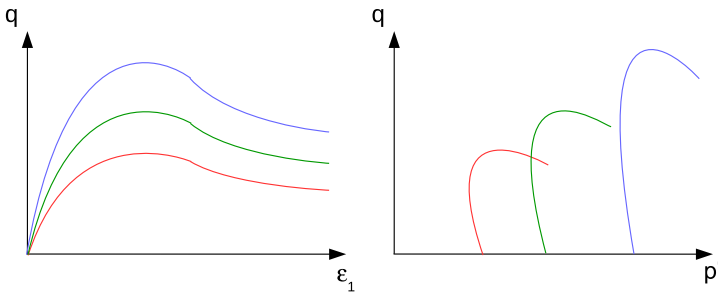


Abbildung 2.9: Schematische Darstellung der Ergebnisse von undrainierten Triaxialversuchen an dichten Proben

Der Spannungspfad im  $q$ - $p'$ -Diagramm steigt in Abhängigkeit des effektiven Zelldruckes, sehr stark an. Das heißt, die Schubspannung  $q$  steigt gegenüber der mittleren effektiven Spannung  $p'$  sehr schnell. Der Anstieg des Spannungsdeviators  $q$  wird mit steigender mittlerer effektiver Spannung  $p'$  immer geringer. Es zeigt sich der für undrainierte Versuche typische gekrümmte Verlauf der Spannungspfade.

Im  $q$ - $\varepsilon_q$ -Diagramm (siehe Abb. 2.9) zeigt sich ebenfalls der steile Anstieg des Spannungsdeviators  $q$  während der Scherung. Es wird der maximale Wert

des Spannungsdeviators  $q$  nach einer relativ kleinen Dehnung  $\varepsilon_1$  erreicht.

### 2.2.3 Bestimmung der Scherparameter $\varphi'$ und $c'$

Klassischer Weise wird in der geotechnischen Praxis der Scherwiderstand  $\tau_{max}$  meist durch die Mohr-Coulombsche-Grenzbedingung über

$$\tau_{max} = \tan(\varphi') \cdot \sigma' + c' \quad (2.17)$$

spannungsabhängig ausgedrückt. Die maximale Schubspannung  $\tau_{max}$  wird in Abhängigkeit der Normalspannung  $\sigma'$  über eine Gerade begrenzt. Es erfolgt die Betrachtung der effektiven Scherfestigkeit, welche sich aus den effektiven Spannungen (siehe Gl. 2.12) ergibt.

Zur Bestimmung der Grenzbedingung wird der Spannungszustand beim Versagen der Einzelproben einer Versuchsserie ausgewertet. In Abbildung 2.10 ist die Bestimmung der Mohr-Coloumb'schen Grenzbedingung schematisch dargestellt. Es werden die Spannungskreise für den Zustand mit dem größten Spannungsverhältnis  $q/p'$  für jeden Einzelversuch abgebildet. Die Grenzbedingung ergibt sich als Umhüllende an die Spannungskreise. Der Anstieg der Geraden entspricht dem Tangens des Reibungswinkels  $\varphi'$  und der Schnittpunkt mit der y-Achse der Kohäsion  $c'$ .

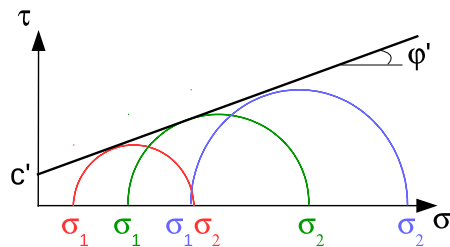


Abbildung 2.10: Schema zur konventionelle Auswertung über Mohrsche Spannungskreise

In Abbildung 2.11 ist die Bestimmung anhand der Darstellung über die Spannungsinvarianten  $p'$  und  $q$  zu sehen. Der Anstieg der Grenzgeraden wird mit dem Parameter  $M_p$ , der Schnittpunkt mit der Ordinate mit  $q_0$  bezeichnet. Die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb kann über:

$$q = M_p \cdot p' + q_0 \quad (2.18)$$

angegeben werden. Mit der Gleichung

$$\varphi' = \arcsin\left(\frac{3 \cdot M_p}{6 + M_p}\right) \quad (2.19)$$

$$c' = q_0 \cdot \tan(\varphi')/M_p \quad (2.20)$$

mit  $M_p = \left(\frac{q}{p'}\right)_{max}$

$q_0$  = Schnittpunkt der Grenzgeraden mit der Ordinate

werden der Reibungswinkel  $\varphi'$  bei einer triaxialen Kompression aus  $M_p$  sowie die Kohäsion  $c'$  aus  $q_0$  bestimmt.

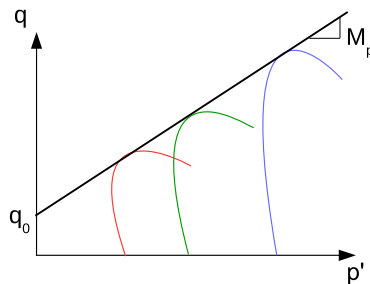


Abbildung 2.11: Schema zur konventionelle Auswertung von Triaxialversuchen im  $q$ - $p'$ -Diagramm

Die Standardauswertung nach DIN 18137 [DIN18137] erfolgt über die Darstellung der Spannungspfade in einem  $((\sigma_1 - \sigma_3)/2) - ((\sigma'_1 + \sigma'_3)/2)$ -Diagramm. Die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb ergibt sich dabei aus

$$\sin(\varphi') = \tan(\alpha') \quad (2.21)$$

$$c' = \frac{b'}{\cos(\varphi')} \quad (2.22)$$

wobei  $\alpha'$  der Anstieg der Grenzbedingung im  $((\sigma_1 - \sigma_3)/2) - ((\sigma'_1 + \sigma'_3)/2)$ -Diagramm ist und  $b'$  der Schnittpunkt mit der  $y$ -Achse.

## 2.3 Bodenverhalten im Rahmenscherversuch

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  bietet der Rahmenscherversuch. Das Versuchsgerät beim Rahmenscherversuch

besteht aus einem Kasten, welcher horizontal in zwei Rahmen geteilt ist. Innerhalb der Rahmen befindet sich die Probe. Diese sollte sich in etwa zur Hälfte in jedem Rahmen befinden. Üblicherweise ist der obere Scherrahmen horizontal fixiert und der untere frei beweglich. Durch die Trennung der beiden Rahmen erfolgt die Vorgabe der Scherebenen, weshalb diese Versuche auch als "direkte Scherversuche" bezeichnet werden. Üblich sind runde bzw. quadratische Formen des Scherkastens, die Querschnittsfläche kann variieren. Die Größe des Kastens richtet sich nach der Korngröße des Probenmaterials. Um den Einfluss der Seitenreibung zu minimieren, sind gedrungene Proben vorteilhaft. Eine Skizze des Versuchsaufbaus ist in Abbildung 2.12 gezeigt.

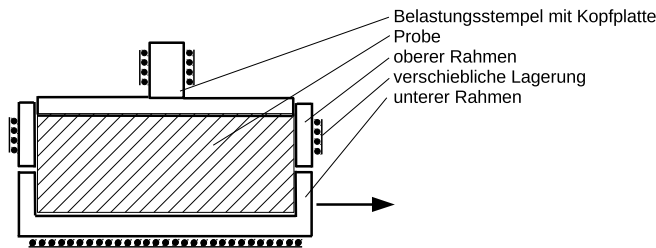


Abbildung 2.12: Schematische Darstellung eines Rahmenschergerätes

Analog zu den Triaxialversuchen gliedert sich der Versuchsablauf in eine

- Konsolidationsphase und eine
- Scherphase.

Während der Konsolidationsphase wird durch eine vertikale Belastung der Probe die Normalspannung auf der zukünftigen Scherebene gesteigert, bis ein gewünschtes Spannungsniveau erreicht ist. Das Ende der Konsolidationsphase ist am zeitlichen Abklingen der Setzungen erkennbar, welche am Belastungsstempel gemessen werden.

In der anschließenden Scherphase wird der untere Teil des Scherkastens horizontal verschoben und die dafür benötigte Kraft gemessen. Diese Kraft kann in eine Scherspannung  $\tau$  in der Scherebene umgerechnet werden. Die aufgebrachte und gemessene Verschiebung wird allmählich gesteigert bis ein Bruchzustand herbeigeführt wird. Die Verschiebung muss so langsam erfolgen, dass ein Entstehen von Porenwasserüber- bzw. unterdrücken verhindert wird. Somit ist sichergestellt, dass die gemessenen Spannungen immer den



effektiven Spannungen entsprechen. Zusätzlich wird an der Kopfplatte eine Änderung der Probenhöhe gemessen. Die Durchführung und Auswertung von Rahmenscherversuchen ist in DIN 18137-3 [DIN18137-3] geregelt.

Im Laufe der Zeit wurden verschiedenste Varianten der Rahmenscherversuche entwickelt. Das wichtigste Kriterium bei derartigen Versuchen ist die exakte Bestimmung der auf die Scherfläche aufgetragenen Vertikalkraft sowie die Möglichkeit, dass die Probe ihre Höhe frei ändern kann. Neuere Geräte haben eine vertikal geführte Kopfplatte womit ein Verkippen derselben verhindert wird. Eine kurze Zusammenfassung der wichtigsten Änderungen an den Versuchsgeräten findet sich z.B. in Ling & Dietz [LD04]. Im weiteren Verlauf soll es allerdings nicht um Einflüsse aus dem Versuchsgerät, sondern um ein prinzipielles Bodenverhalten und die standardmäßige Auswertung der Versuche gehen.

Im Gegensatz zu den Triaxialversuchen wird bei Rahmenscherversuchen eine Scherfläche in einer definierten Ebene erzwungen. Die Beziehung zwischen der Scherfestigkeit aus dem Triaxialgerät und dem Rahmenscherversuch wurde z.B. von Rowe [Row69] beschrieben.

Ein weiterer Unterschied zum Triaxialversuch besteht während der Konsolidation. Bei Triaxialversuchen erfolgt diese in der Regel isotrop durch Erhöhen des Zeldruckes. Bei Rahmenscherversuchen hingegen erfolgt sie durch axiale Belastung bei behinderter Seitendehnung. Somit entspricht sie einer ödometrischen Belastung. Nach Aussagen in der Literatur, zusammengefasst in Baldi [BHT88], ergibt sich dadurch zwar ein Unterschied im Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Probe, allerdings nicht beim Erreichen der Grenzbedingung.

Im Gegensatz zum triaxialen Scherversuch handelt es sich beim Rahmenscherversuch allerdings nicht um einen Elementversuch. Das bedeutet, dass die Spannungen und Dehnungen in der Bodenprobe nicht homogen sind. Beim Rahmenscherversuch erfolgt die Auswertung der Schub- und Normalspannungen  $\tau$  und  $\sigma$  bezogen auf die erzwungene Scherfläche. Eine Angabe von Scherdehnungen ist nicht möglich, da die Größe der Scherzone in der Probe nicht bekannt ist.

Analog zum Triaxialversuch werden zur Bestimmung der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  üblicherweise drei Einzellversuche bei unterschiedlichen Belastungen durchgeführt. Zur standardmäßigen Auswertung von Rahmenscherversuchen gehört die Entwicklung der Schubspannung  $\tau$  über den Scherweg  $s$ . Üblich für vorbelastete Böden ist ein schneller Anstieg der Schubspannung

bis zu einem Maximum. Danach erfolgt, im weiteren Verlauf der Scherung, ein Abfall der Schubspannung  $\tau$  bis zur Annäherung an einen konstanten Wert. Wie in Abbildung 2.13 exemplarisch für drei Versuche dargestellt, steigt die Schubspannung  $\tau$  bei allen drei Teilversuchen an und erreicht einen Maximalwert  $\tau_{max}$ . Im weiteren Verlauf der Scherung nimmt die Schubspannung  $\tau$  bei allen Teilversuchen ab und stabilisiert sich bei einem Restwert  $\tau_{end}$ .

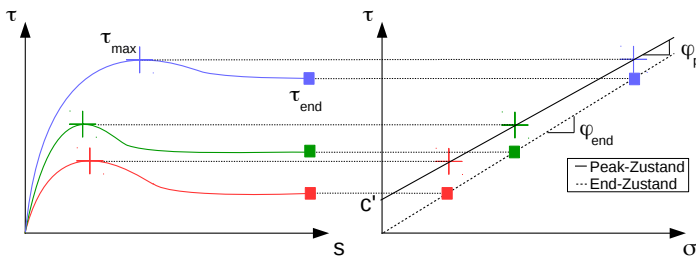


Abbildung 2.13: Schema zur Bestimmung der Scherfestigkeit bei Rahmenscherversuchen an dichten Proben

Wird die maximale Schubspannung  $\tau_{max}$  der jeweiligen Normalspannung  $\sigma'$  zugeordnet, wie in Abbildung 2.13 zu sehen, können ein Reibungswinkel  $\varphi'$  bzw. eine Kohäsion  $c'$  als Scherkennwerte für den Peak-Zustand bestimmt werden. Analog dazu kann auch ein Reibungswinkel  $\varphi_{end}$  über die End-Schubspannungen  $\tau_{end}$  bestimmt werden. Die Grenzbedingungen können über

Peak-Zustand

$$\tau_p = \tan(\varphi'_p) \cdot \sigma' + c' \quad (2.23)$$

End-Zustand

$$\tau_{end} = \tan(\varphi_{end}) \cdot \sigma' \quad (2.24)$$

angegeben werden.

Um das volumetrische Verhalten der Probe einschätzen zu können, ist es sinnvoll sich das Setzungs-Scherweg-Diagramm über die Scherphase anzusehen. In Abbildung 2.14 ist dies als Beispiel dargestellt.

Treten Setzungen auf, entsprechen diese einer Volumenverkleinerung während der Scherung, also dem kontraktantem Verhalten. Treten Hebungen auf, entsprechen diese einer Volumenvergrößerung, also dem dilatantem

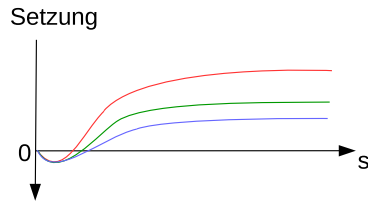


Abbildung 2.14: Skizze zur Schersetzung über Scherweg  $s$  für Rahmenscherversuche

Verhalten. Bei den Proben in Abbildung 2.14 zeigt sich bei Versuch P1 zu Beginn der Scherung eine kleine Setzung, also kontraktantes Verhalten. Dies kehrt sich im weiteren Verlauf um und es entstehen Hebungen, also dilatantes Verhalten.

## 2.4 Beispielauswertungen für ausgewählte Böden

### 2.4.1 Beispielauswertung für Schluff

In diesem Abschnitt erfolgt, nach einer kurzen Vorstellung des ersten Beispielbodens, die Diskussion von Ergebnissen aus Triaxialversuchen und Rahmenscherversuchen. Der erste Beispielboden wird im folgenden als Schluff bezeichnet.

#### Beschreibung des Bodenmaterials

Die hier beschriebenen Versuche wurden an einem feinkörnigem Boden durchgeführt. Zur Klassifizierung des Bodens wurden die Konsistenzgrenzen bestimmt. Die Ermittlung der Parameter erfolgte in Anlehnung an die DIN ISO/TS 17892-12 [ISO] sowie DIN 18122 [DIN18122]. Die Fließgrenze  $w_l$  wurde dabei mit der Fallkegelmethode bestimmt. Die Wassergehalte von Fließ- und Ausrollgrenze ( $w_l$  und  $w_p$ ) sind in Tabelle 2.1 aufgeführt. Nach Auswertung der Konsistenzgrenzen wird der Boden als leicht plastischer Ton (TM) klassifiziert.

Des Weiteren wurde die Korndichte  $\rho_s = 2,69\text{g/cm}^3$  mit Hilfe von Kapillarknometern nach DIN 18124 [DIN18124] und ein Glühverlust von 2,1% ermittelt.

$w_l$	$w_p$	$I_P$	$\rho_s$	Glühverlust
[%]	[%]	[%]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[%]
33,2	19,4	13,8	2,69	2,1

Tabelle 2.1: Übersicht der Klassifikationskennwerte für Schluff

In Abbildung 2.15 ist die Korngrößenverteilung des Bodens gezeigt. Es zeigt sich, dass der Boden aus etwa 80% Schluff und etwa 20% Ton besteht.

#### Triaxialversuche

Um die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  des aufbereiteten Bodens zu bestimmen, wurden sowohl triaxiale als auch Rahmenscherversuche durchgeführt. Im

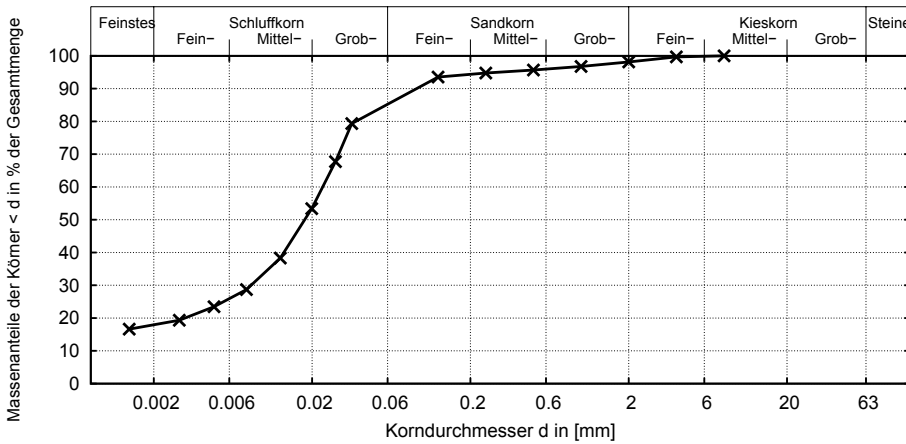


Abbildung 2.15: Korngrößenverteilung von Beispielboden Schluff

Folgenden werden die Ergebnisse der Triaxialversuche vorgestellt. Es wurden insgesamt vier Teilversuche an normalkonsolidierten, d.h. erstbelasteten, Proben ausgewertet. Die Protokolle der Versuche befinden sich im Anhang A.2. Tabelle 2.2 gibt eine Übersicht der hier vorgestellten Versuche. Die gemessenen Versuchskurven sind in Abbildung 2.16 zu finden. Der Boden wurde vor den Versuchen auf einen Wassergehalt von etwa  $1,5 \cdot w_l$  aufbereitet. Aufbereitet bedeutet, dass der Boden zu einer Paste mit einem Wassergehalt von etwa  $1,5 \cdot w_L$  verarbeitet wurde. Durch starkes Rühren wird die Struktur des Bodens aufgelöst und es kann dadurch im Laborversuch das reine Bodenverhalten ohne Einflüsse der Struktur oder irgendwelcher Kornbindungen untersucht werden. Die Versuche erfolgten dann konsolidiert und undrainiert.

Versuch	Konsolidationsp. [kPa]
1	100
2	200
3	400
4	1400

Tabelle 2.2: Übersicht der Triaxialversuche an Schluff

Zur Definition der Spannungsgrenzbedingung wurde das Spannungsverhältnis  $q/p'$  betrachtet. Die Verläufe von  $q/p'$  über die axiale Dehnung  $\varepsilon_1$  ist in Abbildung 2.17 zu sehen. Die Punkte mit dem größten Wert für  $q/p'$  sind

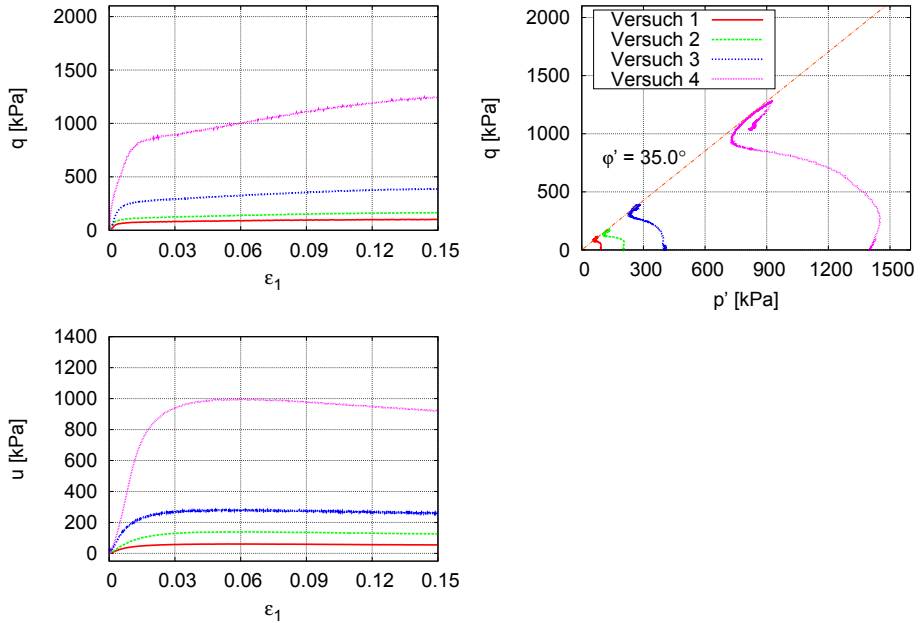
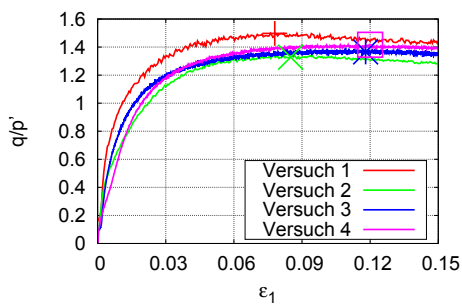


Abbildung 2.16: Triaxialversuche an Beispielboden Schluff

für jeden Teilversuch mit einem Kreuz markiert.

Abbildung 2.17: Spannungsverhältnis  $q/p'$  über die Dehnung  $\varepsilon_1$ 

Anhand der Spannungspfade können, wie in Abschnitt 2.2.3 beschrieben, die Scherparameter  $\phi'$  und  $c'$  bestimmt werden. Es ergibt sich im  $q$ - $p'$ -Diagramm eine Steigung der Spannungsgrenzbedingung, bei Betrachtung

der Zustände mit dem größten Spannungsverhältnis  $q/p'$  von

$$M_p = 1,42 \quad (2.25)$$

und somit nach Gleichung 2.19 ein Reibungswinkel

$$\varphi' = \arcsin \left( \frac{3 \cdot 1,42}{6 + 1,42} \right) = 35,0^\circ \quad (2.26)$$

Eine Kohäsion konnte anhand der gemessenen Spannungspfade nicht festgestellt werden. Dies ist typisch für einen nicht vorbelasteten, normalkonsolidierten Boden.

Werden die Mohrschen-Spannungskreise für den Zustand mit dem größten Spannungsverhältnis  $q/p'$  (siehe Abb. 2.18) betrachtet, ergibt sich eine vergleichbare Spannungsgrenzbedingung. Auch hier ergibt sich ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 35^\circ$  und eine Kohäsion  $c' = 0$ .

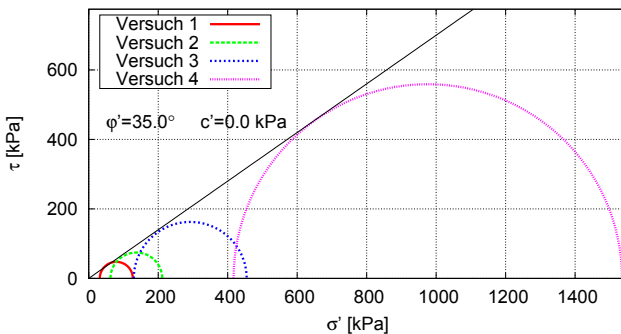


Abbildung 2.18: Mohrsche-Spannungskreise für Beispielboden Schluff

## Rahmenscherversuche

Bei den hier beschriebenen Ergebnisse von Rahmenscherversuchen handelt es sich um eine Versuchsserie zur Bestimmung der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$ . Die Versuche wurden, wie auch die zuvor beschriebenen Triaxialversuche, an dem aufbereiten schluffigen Beispielboden durchgeführt. Dabei wurde der Boden bis zu einem Wassergehalt von  $1,5 \cdot w_l$  aufgerührt und anschließend

in das Versuchsgerät eingebaut. Die Auswertung der Versuche erfolgt wie in Abschnitt 2.3 beschrieben. Die Versuchsprotokolle der einzelnen Versuche sind im Anhang A.3 zu finden.

Es werden hier drei Versuche bei unterschiedlichen effektiven Konsolidationsspannungen  $\sigma'$  betrachtet. Eine Übersicht der Versuche findet sich in Tabelle 2.3.

Versuch	vertikale Konsolidationsp. $\sigma$ [kPa]
1	100
2	200
3	400

Tabelle 2.3: Übersicht der Rahmenscherversuche an Schluff

In Abbildung 2.19 ist der in den Versuchen bestimmte Verlauf der Schubspannung  $\tau$  über den Scherweg dargestellt. Es zeigt sich ein typischer Verlauf für aufbereiteten, nicht vorbelasteten Boden. Die Schubspannung steigt über den Verlauf der Scherung an, bis ein etwa konstanter Wert gehalten wird.

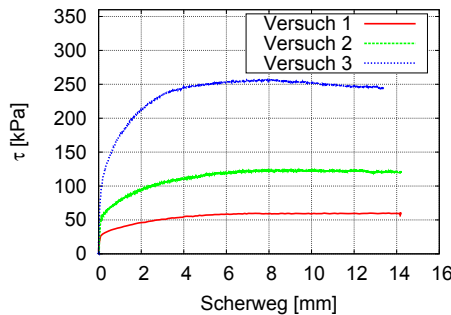


Abbildung 2.19: Verlauf der Schubspannung  $\tau$  im Rahmenscherversuch für Schluff

Die in Abbildung 2.19 bestimmte maximale Schubspannung  $\tau_{max}$  wird für die Bestimmung der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  benötigt. Dazu wird  $\tau_{max}$ , wie in Abbildung 2.20 zu sehen, in Abhängigkeit der effektiven Vertikalspannung aufgetragen. Der sich ergebende Trend der maximalen Schubspannung kann über eine lineare Spannungsumhüllende, wie in Abbildung 2.20 dargestellt, approximiert werden. Wie in Abschnitt 2.3 beschrieben, entspricht der Anstieg der Geraden dem Tangens des Reibungswinkels  $\varphi'$  und der



Schnittpunkt mit der Ordinate entspricht der Kohäsion  $c'$ .

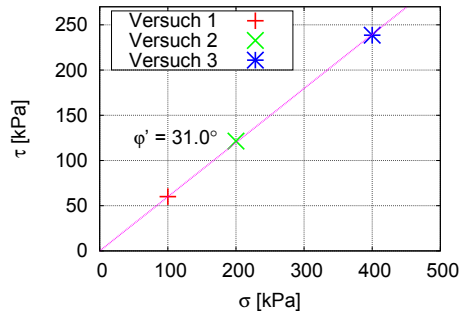


Abbildung 2.20:  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm aus Rahmenscherversuch für Schluff

Anhand der Versuchsergebnisse wurden ein Reibungswinkel  $\varphi' = 31,0^\circ$  und eine Kohäsion  $c' = 0$  bestimmt. Der Reibungswinkel ist somit etwas geringer als der im Triaxialversuch bestimmte. Dies ist wahrscheinlich auf die unterschiedlichen Versuchsabläufe beim Rahmenscherversuch und Triaxialversuch zurückzuführen. Im Anhang B sind die Ergebnisse von Rahmenscherversuchen an ein und demselben Boden von verschiedenen Laboren dargestellt. Auch hier zeigen sich deutliche Unterschiede in bestimmten Reibungswinkeln. Es ist ebenfalls der Einfluss des Versuchsgerätes kurz diskutiert.

Auch das volumetrische Verhalten in Abbildung 2.21 zeigt das typische Verhalten von aufbereitetem, nicht vorbelastetem Boden. Wie an den dargestellten Setzungen der Kopfplatte des Versuchsgerätes zu erkennen, tendiert die Probe während der Scherung dazu, das Volumen zu verkleinern. Es kommt also zu kontraktantem Verhalten.

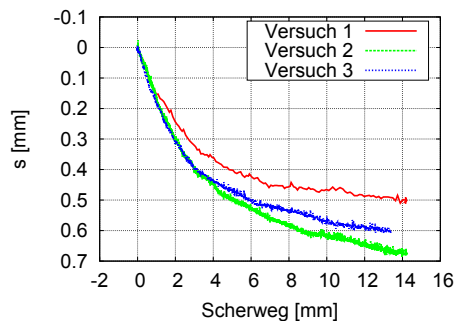


Abbildung 2.21: Verlauf der Schersetzung  $s$  im Rahmenscherversuch für Schluff

Das in den Versuchen beobachtete Verhalten entspricht dem in Abschnitt 2.3 beschriebenen und somit erwartetem Bodenverhalten. Eine genauere Bewertung und Einschätzung der Versuche findet sich in Abschnitt 7.7.

### 2.4.2 Beispielauswertung für Ton 1

In diesem Abschnitt soll die in den vorhergehenden Abschnitten eingeführte Auswertung und Beschreibung des Bodenverhaltens am Beispiel eines feinkörnigen Bodens angewendet werden. Der Boden wird im weiteren Verlauf mit Ton 1 bezeichnet. Die Bodenuntersuchungen erfolgen zunächst an ungestörten Proben. Im Laufe der Auswertung kommt es zu Widersprüchen, welche nicht mit Hilfe der konventionellen Auswertungsmethoden erklärt werden können.

#### Beschreibung des Probenmaterials

Der Boden besteht hauptsächlich aus einem grauen Ton mit roten Einschlüssen. Das Material ist durch die nicht gleichmäßig verteilten Einschlüsse von der Struktur her inhomogen.

Für die Untersuchungen standen vier zylindrische Proben mit einem Radius von etwa 9 cm und einer Höhe von etwa 10 cm zur Verfügung. Eine Übersicht der Proben und den entsprechenden Entnahmetiefen findet sich in Tabelle 2.4.

Probennum.	Entnahmetiefe [m]
2	154,2 - 154,3
6	154,6 - 154,7
10	155,3 - 155,4
14	155,7 - 155,8

Tabelle 2.4: Probenübersicht

Die für die Versuche verwendeten Teilproben wurden aus den gelieferten Proben ausgestochen.

Um das Material zu klassifizieren, wurden die Konsistenzgrenzen an den Proben mit den Versuchsnummern 2 und 6 bestimmt. Die Ermittlung der Parameter erfolgte in Anlehnung an DIN ISO/TS 17892-12 [ISO] sowie die DIN 18122 [DIN18122]. Die Fließgrenze wurde dabei mit der Fallkegelmethode bestimmt.

Es wurde die Korndichte  $\rho_s = 2,65\text{g/cm}^3$  mit Hilfe von Kapillarpyknometern am Boden mit der Probennummer 2 nach DIN 18124 [DIN18124]

ermittelt. Außerdem wurde der natürliche Wassergehalt  $w = 23\%$  nach DIN 18 121(1) [DIN18121] an den Proben 2 und 6 bestimmt.

Nach Auswertung der Konsistenzgrenzen konnte das Probenmaterial als ausgeprägt plastischer Ton (TA) klassifiziert werden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 2.5 zusammengefasst.

$w$ [%]	$\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$w_L$ [%]	$w_P$ [%]	$I_P$ [%]	$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]
23	2,042	67,4	29,0	38,4	2,65

Tabelle 2.5: Übersicht der Klassifikationskennwerte für Ton 1

Um die Korngrößenverteilung zu bestimmen, wurde eine Schlämmanalyse nach DIN 18123 [DIN18123] ausgeführt. Dazu wurde das Material der Probe 2 verwendet. Die Verteilung ist in Abbildung 2.22 dargestellt. Es ergibt sich, analog zu den Konsistenzgrenzen, ein Ton als Hauptbodengruppe mit einem Massenanteil von 72,0 %.

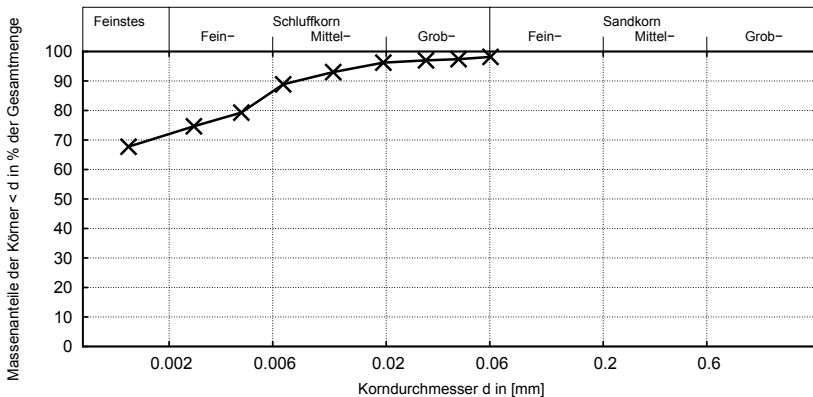


Abbildung 2.22: Korngrößenverteilung von Beispielboden Ton 1

### Triaxialversuche

Die Teilproben für die Triaxialversuche wurden aus den Proben mit den Nummern 2 und 6 ausgestochen. Die Protokolle mit den Angaben zu den Proben sowie den Diagrammen zur Auswertung finden sich im Anhang A.5.

Die Proben wurden bis zu einer Spannung von

$$\sigma'_3 \approx \gamma \cdot h \cdot 0,8 = 20,42 \text{ kN/m}^3 \cdot 150 \text{ m} \cdot 0,8 = 2400 \text{ kPa} \quad (2.27)$$

konsolidiert und danach auf 80 %, 60 % und 40 % der Konsolidationsspannung entlastet. Der Faktor 0,8 in Gleichung 2.27 dient zur Abschätzung des Spannungsverhältnisses von Horizontal und Vertikalspannungen. Da die Konsolidation in der Triaxialzelle isotrop erfolgt, trifft die Abschätzung der Spannung über  $\gamma \cdot h$  jedoch nur für die Vertikalspannung zu. Es wurden drei Versuche bei unterschiedlichen effektiven Spannungen durchgeführt, welche in Tabelle 2.6 zusammengefasst sind.

Probenbez.	$\sigma'_3$ [kPa]
P1	900
P2	1400
P3	1900

Tabelle 2.6: Übersicht der Triaxialversuche an Ton 1

Wie in Abschnitt 2.2.3 beschrieben, kann die Scherfestigkeit konventionell als Regressionsgerade durch die Maxima der Spannungspfade im  $q$ - $p'$ -Diagramm oder als gerade Umhüllende an die Mohr'schen Spannungskreise mit dem größten Hauptspannungsverhältnis bestimmt werden.

Sieht man sich die Spannungspfade der einzelnen Versuche im  $q$ - $p'$ -Diagramm (Abb. 2.23) an, wird deutlich, dass  $q_{max} = 823 \text{ kPa}$  von Versuch P2 vergleichbar mit  $q_{max} = 840 \text{ kPa}$  des Versuches P1 ist. Versuch P3 weist die höchste maximale Scherspannung  $q_{max} = 1140 \text{ kPa}$  auf, was auf die größte Seitenspannung zurückzuführen ist. Der erwartete Spannungseinfluss auf  $q_{max}$  zeigt sich, vor allem bei den Versuchen P1 und P2, somit nicht. Trotz unterschiedlicher Konsolidationsspannung  $\sigma'_3$  wurden vergleichbare maximale Deviatorspannungen ermittelt. Bei der Betrachtung der Mohr'schen Spannungskreise für den Versagenszustand zeigt sich ein analoges Bild, siehe Abb. 2.24. Anhand der drei durchgeführten Versuche lässt sich keine eindeutige Spannungs-Grenzbedingung definieren.

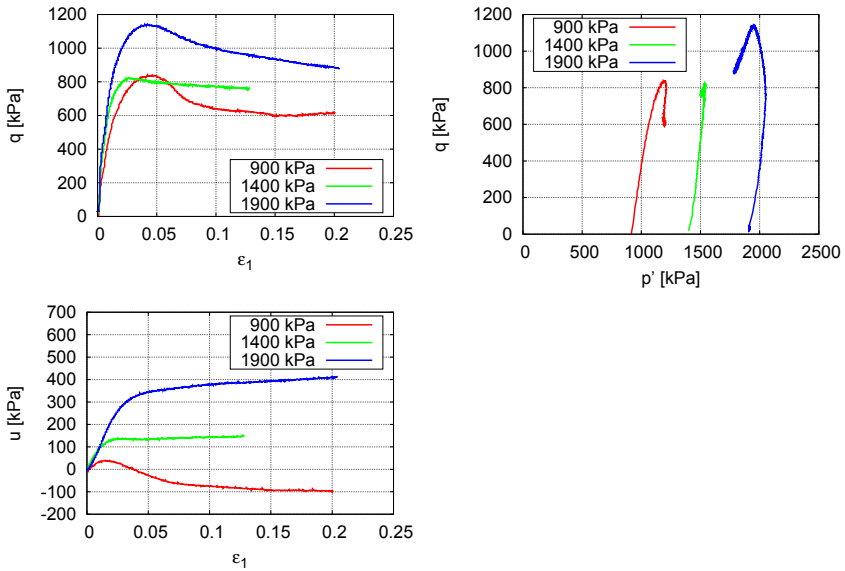


Abbildung 2.23: Ergebnisse für Triaxialversuche an Ton 1

Um die Schwankungen in den Scherkennwerten  $\varphi'$  und  $c'$  aufzuzeigen, werden in Tabelle 2.7 die bestimmten Werte für verschiedene Kombinationen der Versuche zusammen gefasst. Die Werte wurden, wie in Abbildung 2.24 dargestellt, über die Auswertung der Spannungskreise bestimmt.

Probennummer	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]
1+2+3	11,2	130,4
1+3	10,9	169,8
2+3	15,1	0
1+2	0	410,6

Tabelle 2.7: Resultierende Scherparameter für Ton 1 je nach Kombination der Teilversuche

Wird die Spannungsgrenzbedingung über die Versuche 2 und 3 definiert, würde eine negative Kohäsion entstehen. Dies ist physikalisch nicht sinnvoll, weshalb hier die Grenzbedingung zusätzlich noch durch den „Null“-Punkt gelegt wurde. Bei der Auswertung über Versuch 1 und 2 zeigt sich ebenfalls ein physikalisch nicht plausibler negativer Reibungswinkel, hier wird dieser ebenfalls zu „Null“ gesetzt.

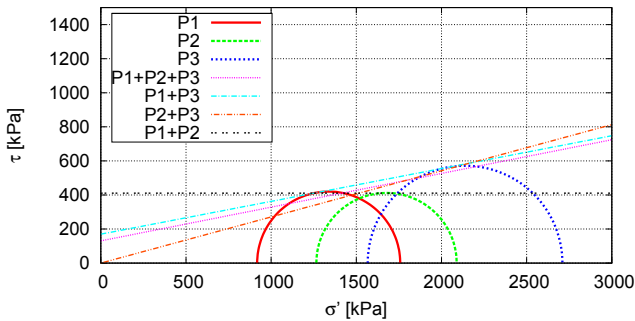


Abbildung 2.24: Konventionelle Auswertung der Scherparameter über Spannungskreise für ungestörte Proben von Ton 1

Anhand einer konventionellen Auswertung kann keine eindeutige Aussage über die spannungsabhängige Scherfestigkeit gemacht werden. Für eine genauere Definition der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  wären weitere Versuche nötig. Es ist allerdings nicht garantiert, dass sich damit die Differenzen klären. Zudem ist bei geotechnischen Problemstellungen die Menge an Proben oft begrenzt, sodass auch die Anzahl der Versuche begrenzt ist. Ohne eine fortgeschrittene Betrachtung der Versuchsergebnisse sowie eine Einschätzung des Bodenverhaltens können keine klaren Aussagen über die Scherparameter getroffen werden.

In den Kapiteln 3 und 4 wird ein Konzept eingeführt, welches eine solche Einschätzung erlaubt. In Kapitel 7 wird das hier beobachtete Bodenverhalten über die eingeführten Methoden neu bewertet, um eine genauere Aussage zu treffen.

### 2.4.3 Beispielauswertung für Ton 2

Für eine weitere Beispielauswertung werden hier Ergebnisse an einem Ton, genannt Ton 2, dargestellt.

Im Gegensatz zu dem vorangegangenen Abschnitt werden hier, wie bei dem Beispiel des Schluffes, Versuche an aufbereitetem Boden diskutiert.

Im Folgenden wird gezeigt, wie auch bei Laborversuchen an aufbereitetem Proben ohne den Einfluss von natürlichen Inhomogenitäten Streuung der Eigenschaften und Unklarheiten bei der Auswertung auftreten. Auch wenn hier keine Einflüsse aus Probenstörung oder der Struktur des Bodens zu erwarten sind.

#### Beschreibung des Probenmaterials

Bei dem hier verwendeten Boden handelt es sich um ein feinkörniges Material mit einem Tonanteil von etwa 85%. In Abbildung 2.25 ist die Korngrößenverteilung nach DIN 18123 [DIN18123] dargestellt.

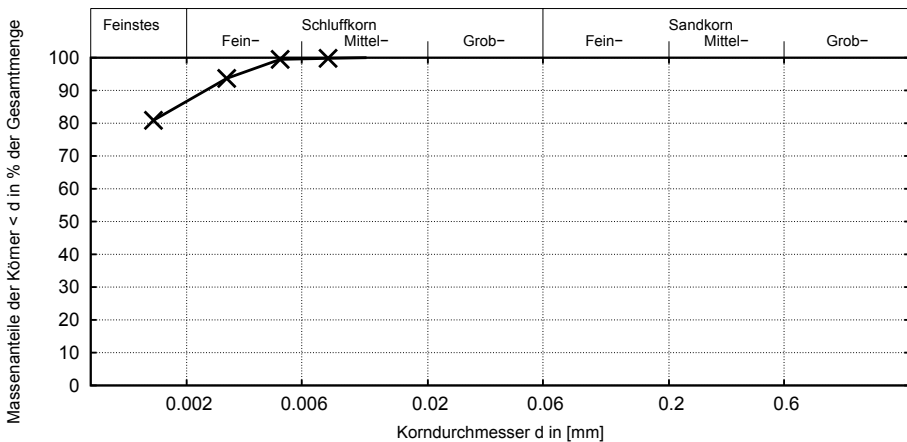


Abbildung 2.25: Korngrößenverteilung von Ton 2

Nach der Klassifizierung des Bodens (nach DIN 18196 [DIN18196]) handelt es sich um einen ausgeprägt plastischen Ton mit den Konsistenzgrenzen  $w_l = 61,42\%$  und  $w_p = 25,48\%$ . Des Weiteren wurde die Korndichte  $\rho_s = 2,471 \text{ g/cm}^3$  mit Hilfe von Kapillarpyknometern bestimmt.



## Triaxialversuche

An Ton 2 wurden mehrere konsolidierte undrainierte und drainierte Triaxialversuche durchgeführt. Eine Übersicht ist in Tabelle 2.8 aufgeführt. Die Protokolle dazu finden sich in Anhang A.7. Die Versuche wurden, wie bereits beschrieben, an aufbereitetem Boden durchgeführt.

Probennummer	Versuchsart	Konsolidations- spannung in [kPa]
1	konsolidiert, undrainiert	100
2	konsolidiert, undrainiert	200
3	konsolidiert, undrainiert	400
4	konsolidiert, undrainiert	900
5	konsolidiert, undrainiert	1900
6	konsolidiert, drainiert	600
7	konsolidiert, drainiert	800

Tabelle 2.8: Versuchsübersicht der Triaxialversuche an Ton 2

In Abbildung 2.26 sind die Ergebnisse für die Versuche 1 bis 3 dargestellt. Anhand der Spannungspfade kann eine Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb (Gl. 2.18) mit den Parametern  $M_p = 0,732$  und  $q_0 = 9,8 \text{ kPa}$  bestimmt werden. Dies entspricht nach Gleichung 2.19 einem Reibungswinkel von  $\varphi' = 19,0^\circ$  und einer Kohäsion  $c' = 4,8 \text{ kPa}$ . Diese Ergebnisse sind soweit plausibel und das beobachtete Bodenverhalten passt zu dem bisher beschriebenen.

Sieht man sich allerdings die Ergebnisse der Versuche 4 und 5 in Abbildung 2.27 an, ändern sich die Parameter der Grenzbedingung zu  $M_p = 0,507$  und  $q_0 = 108,0 \text{ kPa}$ . Der entsprechende Reibungswinkel ist  $\varphi' = 13,5^\circ$  und die entsprechende Kohäsion ist  $c' = 54,1 \text{ kPa}$ . Somit ist der Wert des Reibungswinkels geringer geworden und der Wert der Kohäsion gestiegen. Der Theorie nach sollte es möglich sein, alle maximalen Deviatorspannungen spannungsabhängig mit einer Grenzbedingung, d.h. einem Satz Parameter  $M_p$  und  $q_0$ , zu beschreiben.

Beim Spannungs-Dehnungs-Verhalten ( $q$ - $\varepsilon_1$ -Diagramm in Abb. 2.27) zeigt sich, vor allem bei Versuch 5, eine deutliche Entfestigung. Das bedeutet, die Deviatorspannung  $q$  fällt nach dem Erreichen eines Peakzustandes wieder ab. Dies ist für aufbereitetes Material im erstbelasteten Zustand ungewöhnlich. Dieses Verhalten würde auf das Entstehen einer Scherfläche hindeuten,

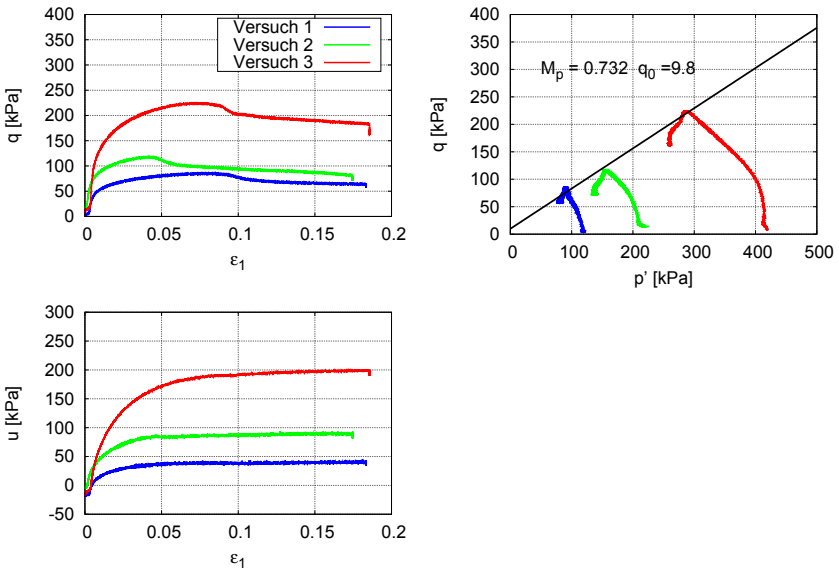


Abbildung 2.26: Ergebnisse der CU-Triaxialversuche 1-3 an Ton 2

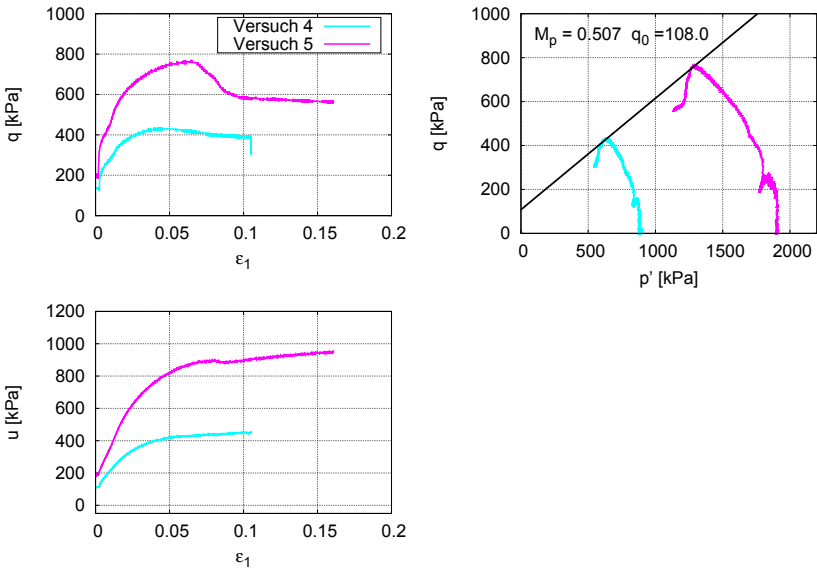


Abbildung 2.27: Ergebnisse der CU-Triaxialversuche 4 und 5 an Ton 2

wie es u.a. bei vorbelastetem Boden üblich ist. Es scheint hier einen Einfluss der mittleren effektiven Spannung  $p'$  auf die Parameter der Grenzbedingung zu geben. Dies kann in der klassischen Betrachtung nicht weiter berücksichtigt werden.

Um Einflüsse aus der Versuchsart, d.h. dem undrainierten Abscheren der Probe, aus den Betrachtungen überprüfen zu können, wurden ebenfalls zwei drainierte Triaxialversuche durchgeführt. Die Ergebnisse sind, zusammen mit den Ergebnissen der undrainierten Versuche, in Abbildung 2.28 dargestellt. Es sind ebenfalls die beiden bestimmten Grenzbedingungen im  $q$ - $p'$ -Diagramm eingezeichnet. Wie zu erkennen ist, liegen die Spannungspfade der drainierten Versuche unterhalb der Grenzbedingung welche anhand der Versuche 4 und 5 definiert wurde. Auch die drainierten Versuche zeigen im Spannungs-Dehnungs-Verhalten ( $q$ - $\varepsilon_1$ -Diagramm) eine Entfestigung. Dies lässt darauf schließen, dass auch die Proben bei den drainierten Versuchen entlang einer ausgeprägten Scherfläche versagen.

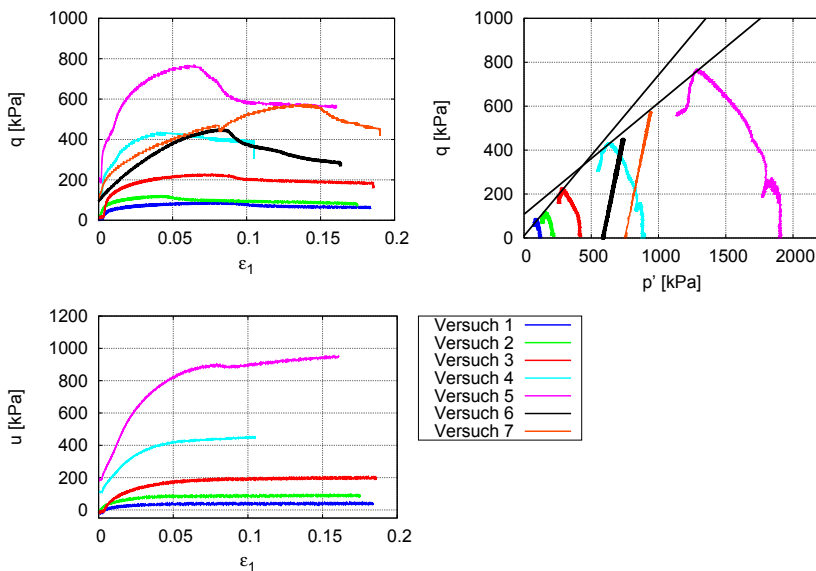


Abbildung 2.28: Ergebnisse von undrainierten und drainierten Triaxialversuchen an Ton 2 <sup>1</sup>

Es stellt sich ebenfalls die Frage, wie die Scherfestigkeit für diesen auf-

<sup>1</sup>Der Spannungsabfall zu Beginn der Versuche ist auf Anliegefehler zwischen Kopfplatte und Probe zurückzuführen.

bereiteten Boden bestimmt werden kann, wenn über den hier getesteten Spannungsbereich keine lineare Grenzbedingung zu beobachten ist.

## 2.5 Diskussion der Ergebnisse der klassischen Auswertung

In den vorangegangenen Abschnitten sind Ergebnisse von Triaxialversuchen an drei feinkörnigen Böden vorgestellt. Dabei wurden eine Versuchsserie an ungestörten Proben und zwei an aufbereiteten Proben betrachtet.

In der Versuchsserie an Schluff konnte das konventionell beschriebene Bodenverhalten erkannt werden und eine Aussage über die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  war möglich. Bei der Versuchsserie an ungestörten Proben war es hingegen nicht möglich, eine eindeutige Spannungsgrenzbedingungen nach Mohr-Coulomb zu definieren, da die gemessenen maximalen Deviatorspannungen  $q_{max}$  nicht spannungsabhängig auf einer Geraden lagen. Es stellt sich die Frage, welche der Teilversuche genutzt werden können, um eine verlässliche Grenzbedingung definieren zu können. Anhand des Spannungs-Dehnungs-Verlaufes ( $q$ - $\varepsilon_1$ ) zeigte sich bei allen Teilversuchen nach dem Erreichen eines Peak-Wertes eine Entfestigung. Dies ist ein Zeichen für das Auftreten einer dominanten Scherfläche in der Probe. Hier stellt sich die Frage, ob das Probenmaterial überhaupt vergleichbar ist, also ob der Anfangszustand<sup>2</sup> in Bezug auf einen Referenzzustand vergleichbar ist. Wenn der Anfangszustand nicht vergleichbar ist, stellt sich die Frage, ob die Teilversuche zusammenhängend ausgewertet werden können.

Bei der zweiten Versuchsserie wurden ausschließlich aufbereitete Proben untersucht. Dabei wurde der Boden zu einer Paste aufbereitet und anschließend zu unterschiedlichen Spannungen konsolidiert. Bei Betrachtung der Versuche bei den drei kleinsten Konsolidationsspannungen 100, 200 und 400 kPa, zeigten sich keine Auffälligkeiten. Die Scherparameter  $\varphi' = 19,0$  und  $c' = 4,8$  kPa konnten ausreichend eindeutig bestimmt werden. Abweichungen zeigten sich, als weitere Versuche an demselben aufbereiteten Boden bei höheren Spannungen mit in die Betrachtung einbezogen wurden. Hier wichen die gemessenen maximalen Deviatorspannungen  $q_{max}$  deutlich von der zuvor definierten Grenzbedingung ab. Dieses Verhalten zeigte sich ebenfalls bei zusätzlich durchgeführten drainierten Triaxialversuchen. Wie

---

<sup>2</sup>Mit Anfangszustand ist hier vor allem der Zusammenhang von Dichte und Spannung gemeint.

auch bei der ersten Versuchsserie zeigten sich hier bei den Versuchen mit höheren Konsolidationsdrücken Entfestigungen im Spannungs-Dehnungsverhalten ( $q$ - $\varepsilon_1$ ). Dies ist für aufbereiteten erstbelasteten Boden ungewöhnlich, da durch die Aufbereitung der Struktureinfluss eliminiert sein sollte. Auch hier kann das Bodenverhalten ohne eine Analyse des Bodenzustandes in Bezug auf definierte Referenzzustände nicht weitergehend bewertet werden.

Zusammenfassend lässt sich bei der Betrachtung der Ergebnisse der triaxialen Scherversuche an den beiden Materialien sagen, dass eine eindeutige Bestimmung der Scherfestigkeit, ohne Berücksichtigung des Bodenzustandes und der damit verbundenen Einschätzung des Bodenverhaltens in Bezug auf definierte Referenzzustände, nicht möglich ist. Die alleinige Betrachtung der Scherfestigkeit aus den maximalen Schubspannungen ist für die Analyse der Versuchsergebnisse nicht ausreichend. Hier müssen weitere Bodeneigenschaften, wie z.B. die Kompressibilität, mitberücksichtigt und in die Bewertung miteinbezogen werden.



# 3 Definition von Referenzzuständen

Zum Einschätzen bzw. Beurteilen des beobachteten Materialverhaltens im Laborversuch ist ein Vergleich mit Referenzzuständen sinnvoll. Die hier beschriebenen Zustände basieren hauptsächlich auf dem Bodenverhalten, welches im Rahmen der Theorie der kritischen Zustände (siehe Kap. 3.2) beschrieben ist.

## 3.1 Normalkonsolidierter Zustand

Ein Referenzzustand ist der normalkonsolidierte Zustand. Normalkonsolidiert bedeutet, dass das Bodenelement, welches eine Zunahme der mittleren effektiven Spannung  $p'$  erfährt, diese noch nie zuvor erfahren hatte. Charakteristisch für diesen Zustand ist das Kompressionsverhalten. Für feinkörnige Böden verläuft die Kompressionsgerade im normalkonsolidierten Zustand im  $e$ - $\log p'$ -Diagramm i.d.R. als eine Gerade mit der konstanten Neigung  $C_c$ . Es wird in diesem Fall auch von der Normalkonsolidations-Linie (NCL) gesprochen. Diese kann über die Gleichung

$$e = e_{0p} - C_c \cdot \log \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right) \quad (3.1)$$

$$\text{mit } e_{0p} = e_0 - C_c \log \left( \frac{3 \cdot 1 \text{ kPa}}{1 + 2K_0} \right) \quad (3.2)$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi_c) \quad (3.3)$$

abgebildet werden. Für die Definition der NCL über die mittlere effektive Spannung  $p'$  muss das Spannungsverhältnis von Horizontal- zu Vertikalspannungen  $K_0$  angenommen werden. Dies kann über Gleichung 3.3 erfolgen. Wenn der Zustand (Porenzahl und Spannung) eines Bodenelementes auf der NCL-Geraden liegt, ist das Bodenelement normalkonsolidiert. Ver-

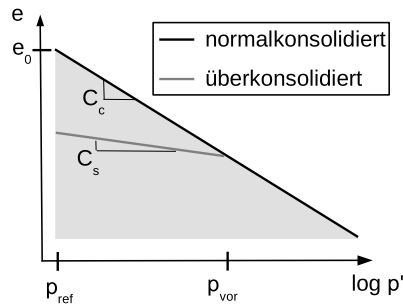


Abbildung 3.1: Skizze zur Definition der Normalkonsolidations-Linie (NCL)

läuft die Kompressionsgerade mit einer geringeren Neigung unterhalb der Referenzgeraden, ist der Boden überkonsolidiert (siehe Abb. 3.1). Im überkonsolidierten Bereich folgt die Kompressionskurve eines Bodenelements im  $e$ - $\log p'$ -Diagramm i.d.R. einer Geraden mit der konstanten Neigung  $C_s$ .

## 3.2 Konzept des kritischen Zustandes

Das bodenmechanische Konzept der kritischen Zustände bildet den Rahmen für eine Interpretation des mechanischen Bodenverhaltens vor allem unter einer Scherbeanspruchung. Dabei wird die Dichteabhängigkeit sowie die Spannungsabhängigkeit berücksichtigt. Die Grundlage bildet eine zusammenhängende Betrachtung von Kompressionseigenschaften sowie der Scherfestigkeit. Dies führt zu einer besseren Nachvollziehbarkeit und einer erhöhten Redundanz bei der Auswertung.

Das Konzept der kritischen Zustände geht zurück auf Schofield [SW68]. Es ist in zahlreichen modernen Stoffmodellen, wie z.B. Roscoe & Schofield [RS63], Roscoe & Burland [RB68], Mašín [Maš05] und Wu [WBK96], integriert und bildet die Basis der modernen Beschreibung des Bodenverhaltens.

### 3.2.1 Grundlagen

Wichtig für die Einschätzung des Bodenverhaltens ist es, dieses in Bezug zu Referenzzuständen zu bringen, welche unabhängig vom aktuellen Bodenzustand sind. Unter Bodenzustand ist dabei eine Momentaufnahme der



aktuell auf ein Bodenelement einwirkenden Spannungen sowie der Dichte des Bodenelements zu verstehen.

Das Konzept der kritischen Zustände berücksichtigt den Einfluss des Spannungszustandes und der Dichte des Bodens auf das Bodenverhalten. Es wird davon ausgegangen, dass der Boden während einer ausreichenden Scherverformung einen sogenannten kritischen Zustand erreicht. Dieser ist dadurch charakterisiert, dass sowohl die Spannungen im Boden als auch das Volumen (Porenzahl) des Bodens bei weiterer Scherung konstant bleiben. [SW68]

Das Konzept lässt sich gut am Beispiel repräsentativer Triaxialversuche (Elementversuche) darstellen. Eine Beschreibung von Triaxialversuchen findet sich in Kapitel 2.2.

In Abbildung 3.2 ist die Spannungs-Dehnungs-Beziehung bzw. die Beziehung zwischen volumetrischer und axialer Dehnung bei einer triaxialen Scherung schematisch dargestellt. Nach einem bestimmten Scherweg wird der Übergang in den kritischen Zustand deutlich. Dabei ist die Größe des benötigten Scherweges vom jeweiligen Boden abhängig. Der Beginn wird in dieser Abbildung durch einen Punkt dargestellt. Der kritische Zustand ist demnach ein Spannungsgrenzzustand, welcher durch starke Verformungen gekennzeichnet ist. Das obere Diagramm der Abbildung 3.2 zeigt, dass nach

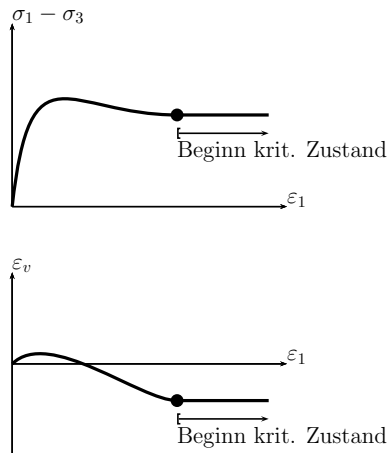


Abbildung 3.2: Beginn des kritischen Zustandes bei triaxialer Scherung

dem Erreichen des kritischen Zustandes keine Änderung der Spannung mehr eintritt. Das untere Diagramm stellt dar, dass nach Erreichen des kritischen Zustandes sich die volumetrische Dehnung  $\Delta\varepsilon_v$  nicht mehr ändert, d.h. die

Porenzahl konstant bleibt.

Wird dieser Versuch bei unterschiedlichen Seitendrücken  $\sigma_3$  wiederholt, ändert sich ebenfalls die Spannungsdifferenz  $\sigma_1 - \sigma_3$ , bei welcher der Boden in den kritischen Zustand übergeht. Dabei wird die Differenz mit steigender Seitenspannung größer. Wird die Deviatorspannung  $q$  (nach Gl. 2.13) bei Erreichen des kritischen Zustandes über der zugehörigen mittleren effektiven Spannung  $p'$  (nach Gl. 2.14) aufgetragen, ergibt sich für unterschiedliche Spannungszustände eine Gerade, die durch den Nullpunkt verläuft (Abb. 3.3). Diese Spannungsgrenzbedingung, auch Critical State Line (CSL) genannt, entspricht der Grenzbedingung nach Drucker-Prager [DP13], und ist vergleichbar mit der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung (nach Gl. 2.17) mit einer Kohäsion  $c$  gleich Null. Sie kann über

$$q = M \cdot p' \quad (3.4)$$

angegeben werden.

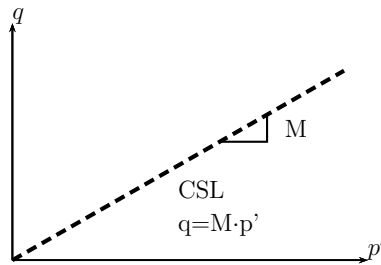


Abbildung 3.3: CSL im  $q$ - $p'$ -Diagramm

Wie bereits erwähnt, lässt sich die volumetrische Dehnung  $\varepsilon_v$  durch die Änderung der Porenzahl  $e$  beschreiben. Wenn sich das Volumen einer Probe bei weiterer Scherung nicht mehr ändert und die Masse konstant bleibt, ändert sich auch die Porenzahl nicht mehr. Die im kritischen Zustand erreichte Porenzahl ist ein charakteristisches Bodenmerkmal und hängt von der effektiven Spannung  $\sigma'$  ab. Werden die erreichten kritischen Porenzahlen  $e_c$  in Abhängigkeit der effektiven mittleren Spannung  $p'$  aufgetragen, stellt sich ein ähnlicher Verlauf wie die Erstbelastungskurve (NCL) ein (Abb. 3.4). Im halblogarithmischen Maßstab hat diese Kompressionskurve für normal-konsolidierten Boden einen konstanten Anstieg, dieser wird über den Kompressionsbeiwert  $C_c$  nach Gleichung 2.3 angegeben. Für den natürlichen Logarithmus der Spannung wird der Anstieg der Kompressionskurve mit dem Parameter  $\lambda$  nach Gleichung 2.9 beschrieben.

Dieser Zusammenhang erlaubt es, den Verlauf der kritischen Porenzahlen über

$$e_c(p') = e_\Gamma - C_c \cdot \log\left(\frac{p'}{p_0}\right) \quad (3.5)$$

$$\text{mit } e_\Gamma = e_{0p} - (C_c - C_s) \cdot \log(2) \quad (3.6)$$

$$e_{0p} = e_0 - C_c \cdot \log\left(\frac{3}{1 + 2(1 - \sin(\varphi_c))}\right) \quad (3.7)$$

zu charakterisieren. Dabei entspricht die Neigung dem Kompressionsbeiwert  $C_c$ . Die Abschätzung der Referenzporenzahl  $e_\Gamma$  geht auf das Stoffmodell Cam-Clay ([RS63] und [RB68]) zurück.

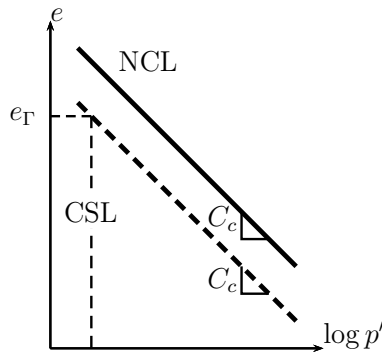


Abbildung 3.4: CSL im Porenzahl- $\log p'$ -Diagramm

Der beschriebene kritische Zustand im  $q$ - $p'$ - und  $e$ - $p'$ -Raum kann in einem dreidimensionalen Diagramm, wie in Abbildung 3.5 zu sehen, abgebildet werden. Üblicherweise werden nur die Projektionen der CSL im  $q$ - $p'$ -Diagramm und die Projektion im  $e$ - $p'$ -Diagramm betrachtet. Diese Projektionen werden ebenfalls als CSL bezeichnet.

Um beurteilen zu können, ob ein Boden den kritischen Zustand erreicht hat, ist die Kenntnis des kritischen Spannungsverhältnisses und der kritischen Porenzahl notwendig. Nach Erreichen des kritischen Zustandes spielt der Ausgangszustand zu Beginn der Scherung keine Rolle mehr, er wird quasi "vergessen".

In den folgenden Abschnitten soll das Bodenverhalten nach dem Konzept der kritischen Zustände bei Triaxialversuchen in Abhängigkeit von vier unterschiedlichen Anfangszuständen und Einflussfaktoren erklärt werden:

- drainiert normalkonsolidiert

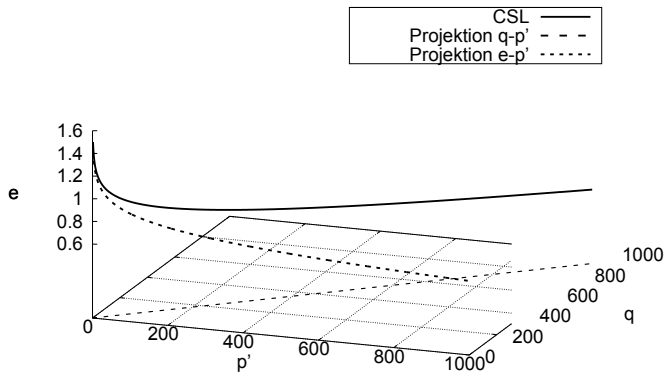


Abbildung 3.5: Dreidimensionale Ansicht der CSL

- drainiert überkonsolidiert
- undrainiert normalkonsolidiert
- undrainiert überkonsolidiert

Um das Bodenverhalten richtig beurteilen zu können, werden sowohl Spannungspfade als auch Porenzahl-Spannungs-Diagramme ausgewertet.

### 3.2.2 Drainierte Bedingungen

Drainierte Bedingungen liegen vor, wenn es während der Beanspruchung zu keinen Porenwasserüberdrücken kommt. Der Boden ist bei dieser Betrachtung entweder trocken, also ohne Wasser, oder die Belastung erfolgt so langsam, dass das Porenwasser genügend Zeit hat, im Porenraum abzufließen bzw. zu drainieren.

#### Normalkonsolidierter Boden

Normalkonsolidiert bedeutet, dass der Anfangszustand der Probe, bezogen auf die Porenzahl  $e$  und mittlere effektive Spannung  $p'$ , auf der NCL liegt. In Abbildung 3.6 sind schematische Versuchskurven von zwei Triaxialversuchen an normalkonsolidiertem Boden dargestellt: ein Versuch bei einem niedrigen (a) und ein Versuch bei hohem (b) Zelldruck. Zur Auswertung

werden hier vier unterschiedliche Diagramme verwendet, welche, im Zusammenhang gesehen, sowohl die Spannungsabhängigkeit als auch die Dichteabhängigkeit zeigen. Um das Verhalten der Proben in Bezug auf den kritischen Zustand zu beurteilen, wurde im  $q$ - $p'$ -Diagramm und im  $e$ - $p'$ -Diagramm die Critical State Line (CSL) strichliert eingezeichnet.

Bei einer Scherung steigt die Scherspannung an, hier durch die Deviatorspannung  $q$  dargestellt, bis ein maximaler Wert erreicht wird und dieser annähernd konstant bleibt. Bei einem Versuch mit einem höheren Druck ist der Verlauf ähnlich, nur wird ein höherer Wert für  $q$  erreicht. Der Spannungspfad im  $q$ - $p'$ -Diagramm beginnt bei einem bestimmten effektiven mittleren Druck  $p'$ , je nach Ausgangsspannungszustand. Die Deviatorspannung  $q$  ist zu Beginn der Scherung Null, da die Konsolidation isotrop stattfindet. Während der Scherung steigt der Spannungspfad bei einer drainierten Belastung im Triaxialgerät gleichmäßig mit einer Steigung von 3:1 an, da der Zeldruck  $\sigma_3$  konstant bleibt.

Betrachtet man die Porenzahl  $e$  während der Scherung ( $e$ - $\varepsilon_1$ -Diagramm), wird die Abnahme dieser über die Scherung deutlich, bis ein konstanter Wert erreicht ist. Im  $e$ - $p'$ -Diagramm zeigt sich ebenfalls diese Verdichtung. Die Versuchskurve startet auf der NCL, da die Probe normalkonsolidiert ist, und endet auf der CSL. Der Boden erreicht in beiden Versuchen den kritischen Zustand, da die CSL sowohl im  $q$ - $p'$ - als auch im  $e$ - $p'$ -Diagramm erreicht wird.

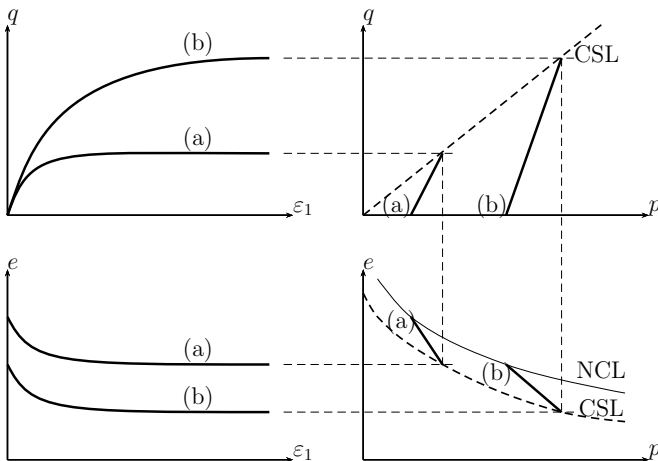


Abbildung 3.6: Bodenverhalten für normalkonsolidierte Proben bei drainierten Triaxialversuchen

## Überkonsolidierter Boden

Die Abbildung des Bodenzustandes für einen überkonsolidierten Boden liegt, bezogen auf die Porenzahl  $e$  und die mittlere effektive Spannung  $p'$ , unterhalb der NCL. Der Boden ist demnach vorbelastet. In Abbildung 3.7 sind schematische Versuchsergebnisse für zwei Triaxialversuche an überkonsolidiertem Material bei unterschiedlichen Spannungsniveaus schematisch dargestellt.

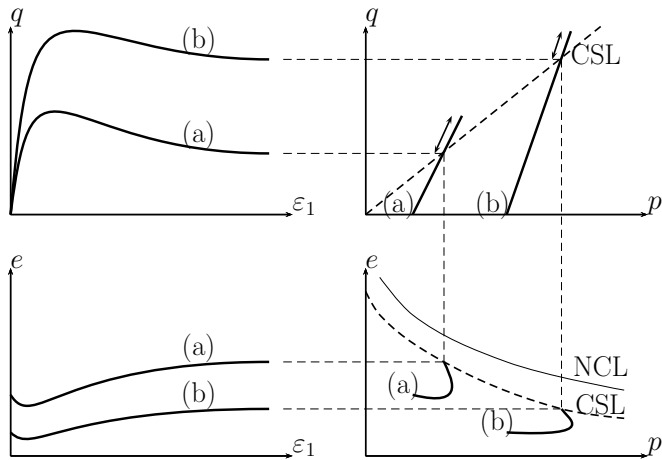


Abbildung 3.7: Bodenverhalten für überkonsolidierte Proben bei drainierten Triaxialversuchen

Im  $q$ - $\varepsilon_1$ -Diagramm wird deutlich, dass der Spannungsdeviator steil bis auf ein Maximum ansteigt. Nach Erreichen des Maximums fällt der Wert für den Spannungsdeviator  $q$  auf einen kleineren Wert, der beim Fortsetzen der Scherung konstant bleibt. Dieser ist identisch zu dem bei einer normalkonsolidierten Probe bei gleichem Anfangsspannungszustand. Die Porenzahl  $e$  nimmt am Anfang der Scherung i.d.R. leicht ab, d.h. es gibt eine kleine Verdichtung der Probe (siehe  $e$ - $p'$ -Diagramm). Im weiteren Verlauf der Scherung nimmt die Porenzahl  $e$  zu, d.h. es kommt zu einer Auflockerung (Dilatanz). Bei den Spannungspfaden ( $q$ - $p'$ -Diagramm) zeigt sich ein ähnlicher Verlauf wie bei den normalkonsolidierten Proben. Der Spannungspfad steigt ebenfalls mit einer Neigung von 3:1 an, bis der Maximalwert des Deviators  $q$  erreicht wird. Dabei wird die CSL zunächst überschritten. Warum dies möglich ist, wird deutlich, wenn man sich das  $e$ - $p'$ -Diagramm ansieht. Die Anfangsporenzahl  $e_0$  liegt durch die vorangegangene Belastung (Überkonsolidation) unterhalb der CSL. Der Boden besitzt beim ersten Erreichen

der CSL im Spannungspfaddiagramm nicht die kritische Porenzahl, d.h. er kann sich noch nicht im kritischen Zustand befinden. Erst nach Erreichen der maximalen Deviatorspannung  $q_{max}$  hat sich der Boden soweit aufgelockert, dass die kritische Porenzahl erreicht wird. Ebenso sinkt der Spannungsdeviator  $q$  auf den kritischen Wert ab. Es müssen also immer beide Diagramme ( $q-p'$  und  $e-p'$ ) betrachtet werden, um beurteilen zu können, ob ein Boden sich im kritischen Zustand befindet oder nicht.

### 3.2.3 Undrainierte Bedingungen

Im Gegensatz zur drainierten Scherung kann bei einer undrainierten Scherung das Porenwasser nicht schnell genug abfließen. Deshalb kommt es zur Entwicklung von Porenwasserüber- bzw. -unterdrücken. Versuchstechnisch wird dies durch Schließen der Drainageleitungen zur Probe erreicht. Da kein Wasser aus der Probe austreten kann bzw. hinzu kommt, ist das Probenvolumen, und somit auch die Dichte bei  $S_r = 1,0$ , während der Scherung konstant. Eine Betrachtung der Porenzahl  $e$  über die axiale Dehnung  $\varepsilon_1$  macht demnach keinen Sinn, da die Porenzahl  $e$  während der Scherung konstant bleibt. Aus diesem Grund wird statt des  $e-\varepsilon_1$ -Diagramms die Entwicklung des Porenwasserdruckes  $u$  in Abhängigkeit der axialen Dehnung  $\varepsilon_1$  betrachtet. Der Porenwasserdruck gibt dabei die Tendenz des volumetrischen Verhaltens wieder. Bei einer Tendenz zur Volumenvergrößerung (Dilatanz) entstehen Porenwasserunterdrücke und bei einer Tendenz zur Volumenverkleinerung (Kontraktanz) Porenwasserüberdrücke.

Die effektiven Spannungen ergeben sich aus den gemessenen totalen Spannungen und dem Porenwasserdruck über:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad (3.8)$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad (3.9)$$

Da sich die Einflüsse aus Spannung und Dichte bei undrainierten Bedingungen analog zu drainierten Bedingungen zeigen, wird im Folgenden nur noch jeweils ein Versuch an normalkonsolidierten und ein Versuch an überkonsolidierten Boden diskutiert.

## Normalkonsolidierter Boden

Der Anfangszustand eines normalkonsolidierten Bodens ist unabhängig von der Drainagebedingung. Somit liegt der Anfangszustand der Probe, bezogen auf die Porenzahl  $e$  und mittlere effektive Spannung  $p'$ , auf der NCL.

In Abbildung 3.8 sind idealisierte Ergebnisse eines Triaxialversuches gezeigt. Der Verlauf der Versuchskurve im  $q$ - $\varepsilon_1$ -Diagramm ist qualitativ ähnlich zu dem drainierten Verlauf, es ändert sich der erreichte Spannungsdeviator im kritischen Zustand. Während der Scherung nimmt der Spannungsdeviator  $q$  bis zu einem konstanten Wert zu. Bei einer undrainierten Scherung ändert sich das Volumen der Probe nicht, d.h. die Porenzahl ist während der gesamten Scherung konstant (siehe  $e$ - $p'$ -Diagramm). Infolge der Tendenz zur Verdichtung (Abb. 3.6) erhöht sich bei Volumenkonstanz allerdings der Porenwasserdruck  $u$  in der Probe und die effektiv auf das Korngerüst wirkenden Spannungen werden kleiner. Dies wird im  $q$ - $p'$ -Diagramm deutlich. Während der Scherung steigt die Deviatorspannung  $q$  an und die effektive mittlere Spannung  $p'$  sinkt, bis die Spannungsgrenzbedingung (CSL) erreicht wird. Im kritischen Zustand ändert sich der Porenwasserdruck nicht mehr.

## Überkonsolidierter Boden

In Abbildung 3.9 sind idealisierte Ergebnisse eines Triaxialversuches an einer überkonsolidierten Triaxialprobe gezeigt. Der Verlauf des Spannungsdeviators  $q$  über die Dehnung  $\varepsilon_1$  ist ähnlich dem Verlauf im drainierten überkonsolidierten Fall. Der Spannungsdeviator  $q$  steigt schnell an und erreicht ein Maximum. Beim Fortsetzen der Scherung sinkt die Deviatorspannung  $q$  ab, bis ein konstanter Wert erreicht und gehalten wird. Im Spannungspfaddiagramm ( $q$ - $p'$ ) wird ein sehr steiler Anstieg des Spannungspfades deutlich, d.h. die Deviatorspannung  $q$  steigt gegenüber der mittleren Hauptspannung  $p'$  sehr schnell an. Der Spannungspfad überschreitet die CSL, ähnlich dem überkonsolidierten Verhalten bei drainierten Bedingungen. Der Boden befindet sich allerdings noch nicht im kritischen Zustand, was bei einem Blick auf das  $e$ - $p'$ -Diagramm deutlich wird, hier ist die CSL noch nicht erreicht. Der Spannungszustand der Probe nähert sich, nachdem die maximale Deviatorspannung  $q_{max}$  überschritten wurde und die mittlere effektive Spannung  $p'$  weiter gestiegen ist, wieder der CSL. Durch den Anstieg der mittleren effektiven Spannung  $p'$  nähert sich der Boden auch der CSL im



$e-p'$ -Diagramm. Wird sowohl die CSL im  $e-p'$ -Diagramm als auch das kritische Spannungsverhältnis erreicht, befindet sich der Boden im kritischen Zustand. Durch das Streben der Probe, ihr Volumen zu vergrößern, entstehen Unterdrücke im Porenwasser ( $e-p'$ -Diagramm), welche die effektive Spannung erhöhen. Dadurch wird bei einer undrainierten Scherung überkonsolidierter Proben eine höhere Deviatorspannung  $q$  als bei einer drainierten erreicht, und dies obwohl der Zelldruck in beiden Fällen gleich ist.

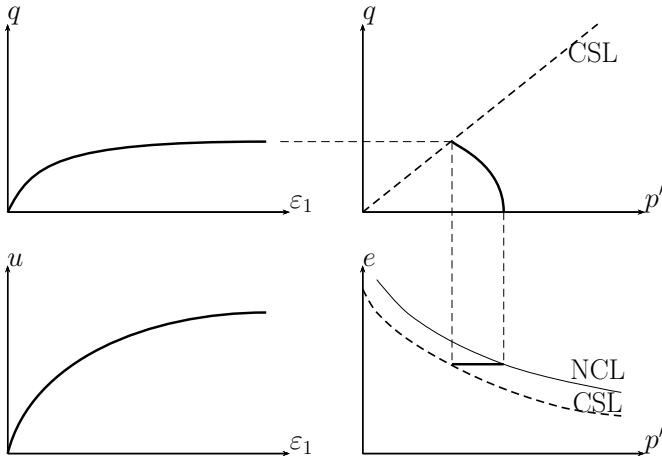


Abbildung 3.8: Bodenverhalten für eine normalkonsolidierte Probe bei einem undrainierten Triaxialversuch

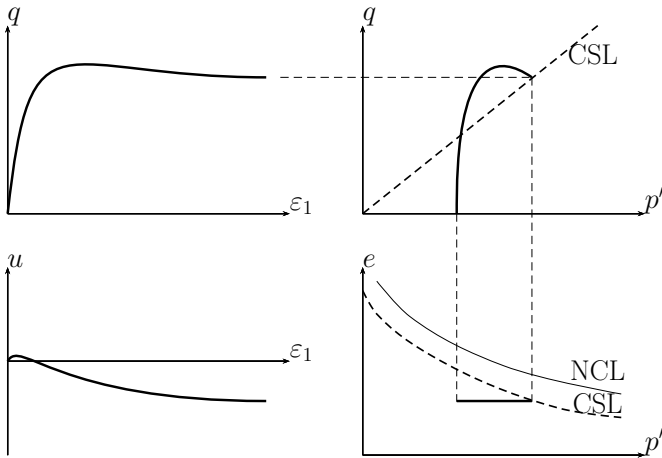


Abbildung 3.9: Bodenverhalten für eine überkonsolidierte Probe bei einem undrainierten Triaxialversuch

### 3.3 Anmerkung zu den Referenzzuständen

Wie zuvor erläutert, sollten die oben beschriebenen Referenzzustände anhand von Laborversuchen mit aufbereitetem Bodenmaterial bestimmt werden. Bei normalkonsolidierten Proben zeigt sich eine ausgeprägte Tendenz zu den beschriebenen Referenzzuständen. Dabei sollten möglichst keine lokalisierten Verformungen (Scherflächen) auftreten, sodass sich die betrachtete Bodenprobe möglichst als Element mit einer homogenen Spannungs- und Dehnungsverteilung verhält.

Nach Georgiannou [GB01] oder Burland [Bur90] ist es auch möglich, die hier beschriebenen Referenzzustände aus überkonsolidierten Proben abzuleiten. Dabei müssen die Proben allerdings ausreichend hoch belastet werden und beim Auftreten von Scherflächen muss eine Spannungstransformation berücksichtigt werden.

Stehen keine Ergebnisse aus Laborversuchen an aufbereitetem Material zur Verfügung, müssen die Parameter, welche die Zustände beschreiben, abgeschätzt werden. Das Abschätzen der NCL kann aus Ergebnissen von Ödometerversuchen an ungestörten Proben erfolgen. Hier muss allerdings sichergestellt sein, dass die Probe den normalkonsolidierten Zustand erreicht. Problematisch ist dabei das Spannungsniveau, in welchem dies geschieht. Durch die logarithmische Skalierung der Spannungsachse bei der Definition von  $C_c$  wirken sich kleine Variationen in den Messwerten bei hohen Spannungen ( $>1000$  kPa) sehr stark auf die Neigung der Erstbelastungsgeraden aus. Somit können bei kleineren Spannungen wesentliche Abweichungen entstehen. Hier ist zu empfehlen, die Ergebnisse mit Hilfe von Korrelationen, wie sie im Abschnitt 4.3 beschrieben werden, zu überprüfen. Liegen keine Ergebnisse von Kompressionsversuchen vor, muss vollständig auf Korrelationen zurückgegriffen werden.

Für die Definition des kritischen Zustandes können ggf. auch Scherversuche an ungestörten bzw. überkonsolidierten Proben verwendet werden. Der kritische Zustand sollte sich nach ausreichend langer Scherung einstellen. Allerdings muss hier beachtet werden, dass das beobachtete Materialverhalten auf Grund von Scherlokalisierung nicht immer dem Verhalten der gesamten Probe im kritischen Zustand entspricht. Dieser ist nur erreicht, wenn die Schubspannungen und die volumetrische Dehnung (bei undrainierten Versuchen durch den Porenwasserdruck  $u$  abgebildet) im gesamten Probenvolumen konstant bleiben.

### 3.4 Zusammenfassung der Referenzzustände

Die Grundlage der Bewertung des Materialverhaltens bildet die Betrachtung des Bodenzustandes und der Vergleich mit den Referenzzuständen des normalkonsolidierten und des kritischen Zustandes. Ziel ist, das im Laborversuch beobachtete Materialverhalten, hier vor allem das Scherverhalten, auf Plausibilität überprüfen zu können. Das Materialverhalten von Bodenproben kann grob in zwei Gruppen gegliedert werden. Der einen Gruppe kann das Verhalten von normalkonsolidierten Proben zugeordnet werden, der anderen das Verhalten von überkonsolidiertem Boden. Die Struktureffekte (Zementierung u.ä.) werden dabei vernachlässigt.

Das Probenmaterial ist normalkonsolidiert, wenn der Zustand, bezogen auf die Porenzahl  $e$  und mittlere effektive Spannung  $p'$ , auf der Normalkonsolidations-Linie liegt. Bei der Scherung von normalkonsolidierten Proben sollte sich bei der Auswertung der Scherfestigkeit nach Mohr-Coulomb keine Kohäsion ergeben, da der kritische Zustand direkt, ohne zuvor einen Peakzustand zu durchlaufen, erreicht wird.

Überkonsolidierter Boden liegt vor, wenn der Zustand, bezogen auf die Porenzahl  $e$  und die mittlere effektive Spannung  $p'$ , unterhalb der Normalkonsolidations-Linie liegt. Charakteristisch für überkonsolidierte Proben ist eine hohe Steifigkeit und der damit einhergehende schnelle Anstieg der Schubspannungen zu Beginn der Scherung. Nach Erreichen eines Maximalwertes fällt die Schubspannung bei weiterer Scherung auf einen fast konstanten Wert ab. Bei der Mobilisierung der Scherfestigkeit wird die kritische Scherfestigkeit zunächst überschritten. Je stärker die Überkonsolidierung ist, desto größer ist die Differenz zwischen dem Peakwert und dem kritischen Wert der Scherfestigkeit.

Im weiteren Verlauf der Scherung nach dem Peak nähert sich die Scherspannung dem kritischen Wert. Auch im Porenzahl-Spannungs-Diagramm tendiert der Zustand zum kritischen Wert.

Die beiden hier beschriebenen Referenzzustände lassen sich durch Versuche an aufbereitetem Material bestimmen, da diese Zustände unabhängig von der Struktur des Bodens sind. Es wird vorgeschlagen, die Referenzzustände für die untersuchten Bodenarten (ähnliche wie Klassifikationswerte) festzulegen. Somit kann das Materialverhalten von ungestörten Proben der gleichen Bodenart in Bezug auf die zuvor definierten Referenzzustände interpretiert werden. Ein Beispiel dafür findet sich in Abschnitt 5.2.



## 4 Konzept zur fortgeschrittenen Auswertung von Scherversuchen

In dem folgenden Kapitel wird ein Vorgehen zur Versuchsauswertung, vor allem von triaxialen Scherversuchen, vorgestellt. Die Grundlage bilden dabei die im Kapitel 3 eingeführten Referenzzustände des normalkonsolidierten Zustandes und des kritischen Zustandes.

Ein Kernpunkt des Vorgehens ist die Überprüfung der Ergebnisse auf Plausibilität. Es werden ebenfalls ausgewählte Korrelationen zur Überprüfung der bestimmten Parameter vorgestellt. Die Ergebnisse aus Abschnitt 2.4.1, 2.4.2 und 2.4.3 werden aufgegriffen und anhand des zuvor beschriebenen Vorgehens neu interpretiert.

Die Grundlage des Auswertungskonzeptes ist das Beurteilen des Bodenverhaltens in Abhängigkeit vom Zustand. Der Zustand setzt sich dabei aus der effektiven Spannung und der Dichte zusammen. Die Beschreibung des Bodenverhaltens erfolgt in Bezug auf definierte Referenzzustände, welche auf dem Konzept der kritischen Zustände (siehe Kap. 3.2) basieren. Das Bodenverhalten in diesen Referenzzuständen kann zusätzlich über physikalisch sinnvolle Korrelationen überprüft werden. Beispiele für solche Korrelationen finden sich in Abschnitt 4.3. Des Weiteren sollen Normierungen genutzt werden, um Einflüsse auf das Bodenverhalten und damit auf die beschreibenden Parameter zu verringern.

Die Bestimmung der Referenzzustände sollte an aufbereitetem Material geschehen, da hier die Überprüfbarkeit anhand von Korrelationen möglich ist. Aufbereitet heißt, der Anfangszustand sollte möglichst bei einer flüssigen Konsistenz liegen. Dadurch kann die Struktur des Bodens homogenisiert werden. Zuletzt sollte die Probe bereits klassifiziert und die Probenart (ungestört oder aufbereitet) bekannt sein.

## 4.1 Anfangszustand

Ein wichtiger Punkt ist die Bestimmung des Anfangszustandes. Wie im Kapitel zuvor beschrieben, wird das Bodenverhalten maßgeblich durch diesen beeinflusst. Der Anfangszustand kann aus den geometrischen Angaben und den Massenanteilen der Probe bestimmt werden. Damit stehen zu jeder untersuchten Probe folgende Angaben zur Verfügung:

- Entnahmetiefe
- Wassergehalt  $w$
- Feuchtdichte  $\rho_f$

Wenn zusätzlich noch Angaben zur Korndichte  $\rho_s$  und zum Sättigungsgrad  $S_r$  vorhanden sind, kann auch die Porenzahl  $e$  über

$$e = \frac{w \cdot \rho_s}{S_r \cdot \rho_w} \quad (4.1)$$

als Zustandsgröße berechnet werden. Für die weitere Beurteilung ist eine Aussage über die Spannung sowie die Spannungsgeschichte von Bedeutung.

Auswirkungen aus Schwankungen des Zustandes in Bezug auf die Spannung und Porenzahl werden in Abschnitt 8.1 diskutiert.

## 4.2 Bezugsgrößen

In Abbildung 4.1 sind Ergebnisse von idealisierten Triaxialversuchen dargestellt. Ergänzt ist die Darstellung um das  $e$ - $p'$ -Diagramm. Hier lässt sich der Anfangszustand der Proben sowie die Zustandsänderung während der Scherung direkt ablesen. Zur Einschätzung des Konsolidierungsgrades ist die NCL nach Gleichung 3.1, welche anhand der Parameter aus Kapitel 2.1 bestimmt werden kann

$$e_{NCL} = e_{0,p} - C_c \cdot \log \left( \frac{p'}{1 \text{ kPa}} \right) \quad (4.2)$$

$$\text{mit } e_{0p} = e_0 - C_c \log \left( \frac{3 \cdot 1 \text{ kPa}}{1 + 2K_0} \right) \quad (4.3)$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi_c) \quad (4.4)$$

ingezeichnet. Für die Bestimmung des Spannungsverhältnisses  $K_0$  muss der abgeschätzte Reibungswinkel im kritischen Zustand  $\varphi_c$  verwendet werden, da diese Annahme nur für den normal-konsolidierten Zustand gilt.

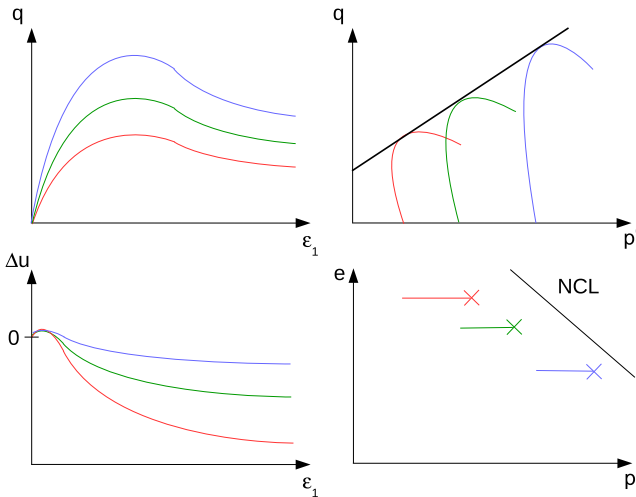


Abbildung 4.1: Schematische Ergebnisse von undrainierten Triaxialversuchen

Außerdem sind im  $e$ - $p'$ -Diagramm in Abbildung 4.1 die Endpunkte der Versuchskurven mit einem Symbol markiert. Da die Porenzahl  $e$  während der Scherung konstant bleibt, ist es sonst schwierig zu erkennen, wo das Ende der Versuchskurven liegt.

In Abbildung 4.1 ist, bei der Darstellung der Spannungspfade, ebenfalls die Grenzbedingung eingezeichnet.

Die bestimmte Kohäsion bei überkonsolidierten Proben gibt zwar die aufnehmbaren Schubspannungen im untersuchten Spannungsbereich wieder, ist aber von der Überkonsolidierung abhängig. In Abbildung 4.2 ist dieser Zusammenhang dargestellt. Für zwei Proben  $B_1$  und  $B_2$  des gleichen Bodens mit unterschiedlichen Porenzahlen<sup>1</sup> ergeben sich unterschiedliche Kohäsionen. Der Reibungswinkel bleibt dabei in etwa konstant. Für eine normalkonsolidierte Probe ergibt sich der kritische Reibungswinkel und keine Kohäsion. Für überkonsolidierte Proben müsste sich also ein Knick in der

<sup>1</sup>Die Porenzahlen stellen bei dieser Betrachtung einen Unterschied in der Vorbelastung dar.

Spannungsgrenzbedingung ergeben, wenn diese auch in Spannungsbereichen über der Vorbelastung getestet werden.

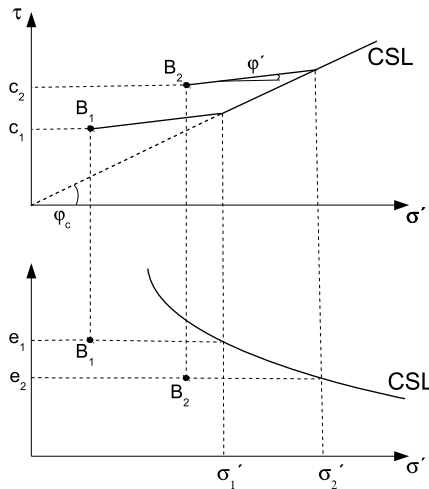


Abbildung 4.2: Skizze der Spannungsgrenzbedingung bei unterschiedlicher Überkonsolidierung

#### 4.2.1 Trend zum kritischen Zustand

Wie zuvor beschrieben, sollte die Bestimmung des kritischen Zustandes möglichst an aufbereiteten Proben erfolgen. Aus diesem Grund sind in Abbildung 4.3 Ergebnisse für drei Triaxialversuche an normalkonsolidierten Proben schematisch dargestellt. Charakteristisch für normalkonsolidierte Proben ist, dass der Anfangszustand (Zustand zu Beginn der Scherung) auf der aus den Ödometerversuchen definierten NCL liegt. Der anhand der normalkonsolidierten Proben bestimmte Reibungswinkel  $\varphi'$  sollten dem kritischen Reibungswinkel entsprechen.

Weiterhin sollte sich die Probe dem kritischen Zustand im  $e-p'$ -Diagramm nähern. Hier kann der kritische Zustand, mit Hilfe der Gleichungen 3.5 und 3.6, über

$$e_c(p') = e_\Gamma - C_c \cdot \log(p') \quad (4.5)$$

$$\text{mit } e_\Gamma = e_{0p} - (C_c - C_s) \cdot \log(2) \quad (4.6)$$



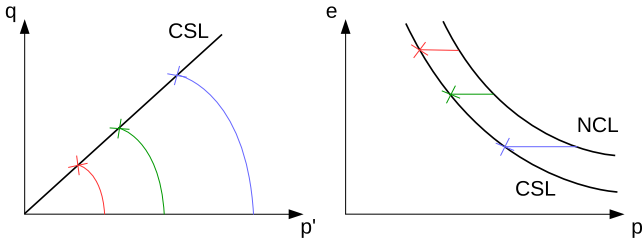


Abbildung 4.3: Schematische Auswertung des kritischen Zustands für normalkonsolidierte Proben

abgeschätzt werden.

In Abbildung 4.4 sind die schematischen Ergebnisse von Triaxversuchen an überkonsolidierten Boden noch einmal im Detail dargestellt. Wie in den Abschnitten zuvor beschrieben, sollte das Bodenverhalten während der Scherung zum kritischen Zustand hin tendieren. Somit sollte es auch möglich sein, den kritischen Zustand bei überkonsolidierten Proben zu ermitteln. Allerdings wird der kritische Zustand, auf Grund des relativ kurzen Scherweges bei triaxialer Scherung, meist nicht vollständig erreicht. Der aus den Endpunkten der Spannungspfade im  $q$ - $p'$ -Diagramm bestimmte Reibungswinkel sollte in etwa dem des kritischen Reibungswinkel entsprechen. Auch im  $e$ - $p'$ -Diagramm sollte sich der Zustand der Probe dem kritischen Zustand nähern.

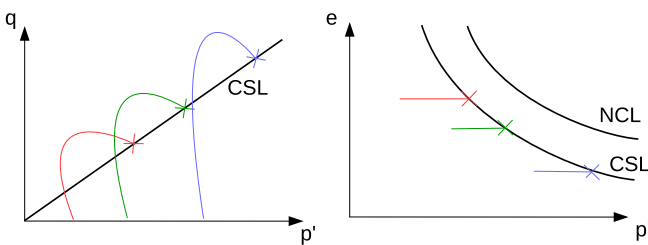


Abbildung 4.4: Schematische Auswertung des kritischen Zustands für überkonsolidierte Proben

Der Vorteil der Betrachtung des kritischen Zustandes liegt in der Spannungsunabhängigkeit. Wie in Abbildung 4.2 gezeigt, ist die Peak-Scherfestigkeit und damit die Parameter  $\varphi'$  und  $c'$  abhängig von der Belastungsgeschichte. Ein Vergleich mit dem kritischen Zustand hilft das beobachtete

Bodenverhalten einzuordnen.

Wie sich bei der Analyse der Streuung der Resultate von Ödometerversuchen (siehe Anhang B.5) gezeigt hat, sind die Schwankungen bei der Bestimmung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  für den normalkonsolidierten Bereich am geringsten. Aus diesem Grund eignet sich der Kompressionsbeiwert  $C_c$  ideal zur Beschreibung des normalkonsolidierten sowie des kritischen Zustandes. Die Ergebnisse dazu sind in Anhang B ausführlich dargestellt. Wie ebenfalls in den Ausführungen in Anhang B zu sehen, ist die Streuung des Reibungswinkels, welcher anhand von Versuchen an normalkonsolidierten Proben bestimmt wurde, in unterschiedlichen Laboren geringer als bei überkonsolidierten Proben. Da der kritische Reibungswinkel an normalkonsolidierten Proben bestimmt werden sollte, sind hier auch robustere Werte zu erwarten.

#### 4.2.2 Spannungsnormierung

Bei der Auswertung der Scherfestigkeit kann ebenfalls eine Spannungsnormierung herangezogen werden. Hierfür bietet sich die sogenannte äquivalente Konsolidierungsspannung  $p_e$  an ([Woo90] und [Atk93]). Diese ergibt sich aus den Kompressionseigenschaften des Bodens und berücksichtigt nicht nur einen Spannungseinfluss sondern auch einen Einfluss der Überkonsolidierung. Die äquivalente Spannung gibt die mittlere effektive Spannung auf der NCL-Kurve an, die derselben Porezahl entspricht. Sie wird, nach Umstellen der Kompressionsgleichung Gl. 2.3, aus:

$$p_e = 10^{\left(\frac{e_{0p} - e_{init}}{C_c}\right)} \quad (4.7)$$

$$\text{mit } e_{0p} = e_0 - C_c \log \left( \frac{3 \cdot 1 \text{ kPa}}{1 + 2(1 - \sin(\varphi_c))} \right)$$

$$e_{init} = \text{Anfangsporezahl bei Scherung}$$

bestimmt.

Durch die  $p_e$ -Normierung fallen die in Abbildung 4.2 gezeigten unterschiedlichen Geraden für die unterschiedliche Überkonsolidierung zusammen. Die CSL wird nur noch durch einen Punkt dargestellt. Über den Ansatz einer Geraden

$$\frac{q}{Mp_e} = c_e \cdot \left( \frac{p}{p_e} \right) + d_e \quad (4.8)$$

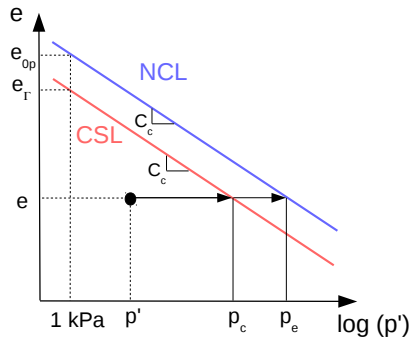


Abbildung 4.5: Skizze zur Bestimmung der Normierungsspannungen  $p_e$  und  $p_c$

kann der entstehende Verlauf für die Versagenspunkte aus Abbildung 4.1 approximiert werden. Der Parameter  $c$  stellt dabei die Neigung der Geraden dar und Parameter  $d$  den Schnittpunkt mit der Ordinate. In Abbildung 4.6 sind die Versagenspunkte sowohl für überkonsolidierte als auch für normalkonsolidierte Proben schematisch dargestellt. Die Versagenspunkte für die normalkonsolidierten Proben liegen etwa alle auf einem Punkt, dieser markiert den kritischen Zustand.

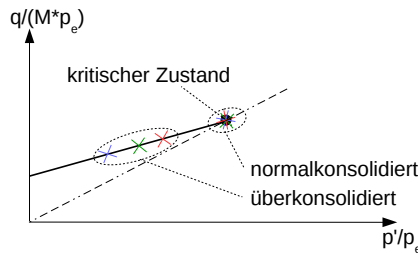


Abbildung 4.6: Schematische Darstellung der  $p_e$ -normierte Grenzbedingung

Die äquivalente Spannung  $p_e$  entspricht einer Projektion der aktuellen Porenzahl auf die NCL (siehe Abb. 4.5). Im normierten Spannungsbereich, wie in Abbildung 4.6 zu sehen, liegt der kritische Zustand auf einer Geraden mit der Steigung 1:1. Um den kritischen Zustand und die Scherkennwerte aus einer normierten Ansicht abzuleiten, bietet sich die Normierung über die kritische Spannung  $p_c$  an. Diese entspricht, ähnlich wie die äquivalente Spannung, einer Projektion der aktuellen Porenzahl auf die CSL im  $e$ - $p'$ -

Diagramm (siehe Abb. 4.5) und kann über

$$p_c = 10^{\frac{e_{\Gamma} - e}{C_c}} \quad (4.9)$$

$$\text{mit } e_{\Gamma} = e_{0p} - (C_c - C_s) \cdot \log(2)$$

aus Gleichung 3.5 berechnet werden. Der Vorteil bei dieser Art der Normierung besteht darin, dass bei  $p'/p_c = 1,0$  der kritische Zustand eintritt.

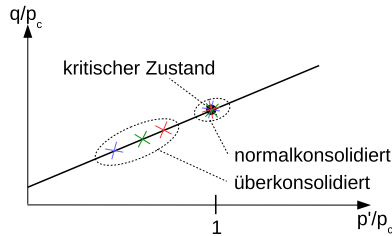


Abbildung 4.7: Normierung der maximalen Deviatorspannungen  $q_{max}$  mit der kritischen Spannung  $p_c$  für normal- und überkonsolidierten Boden

Wie in Abbildung 4.7 zu sehen, können die normierten maximalen Deviatorspannungen  $q_{max}$  über eine Geradengleichung

$$\left( \frac{q_{max}}{p_c} \right) = j \cdot \left( \frac{p'}{p_c} \right) + f \quad (4.10)$$

approximiert werden. Die der normal-konsolidierten Proben liegen auf der gleichen Geraden und fallen in einem Punkt zusammen. Mit Hilfe der Geradenparameter  $j$  und  $f$  kann der Bodenparameter  $M$  und damit der kritische Reibungswinkel bei  $p'/p_c = 1,0$  über

$$M = j \cdot \left( \frac{p'}{p_c} \right) + f = j + f \quad (4.11)$$

$$\varphi_c = \arcsin \left( \frac{3 \cdot M}{6 + M} \right) \quad (4.12)$$

bestimmt werden. Des Weiteren kann über den Anstieg  $e$  der Geraden ein Peak-Reibungswinkel  $\varphi_p$  aus der normierten Ansicht abgeleitet werden, da der Anstieg durch die Normierung nicht verändert wird. Somit ergibt sich:

$$M_p = \frac{\Delta q}{\Delta p'} = \frac{\Delta q/p_c}{\Delta p'/p_c} = c \quad (4.13)$$

$$\varphi' = \arcsin \left( \frac{3 \cdot M_p}{6 + M_p} \right) \quad (4.14)$$

Es ist ebenfalls möglich, die zugehörige Kohäsion  $c'$  zu berechnen. Da diese von der jeweiligen Porenzahl  $e$  bzw. kritischen Spannung  $p_c$  abhängt, wird hier die folgende Approximation vorgeschlagen. Es wird angenommen, dass die Probe bei der größten Konsolidationsspannung  $p_0$  normalkonsolidiert ist. Dies kann man nutzen, um die Porenzahl

$$e_{NCL} = e_{0p} - C_c \cdot \log\left(\frac{p_0}{1 \text{ kPa}}\right) \quad (4.15)$$

im normalkonsolidierten Zustand dieser Probe zu berechnen (siehe Abb. 4.8 (a)). Über Gleichung 4.9 kann danach die Spannung  $p_c$  entsprechend der Porenzahl  $e = e_{NC}$  berechnet werden.

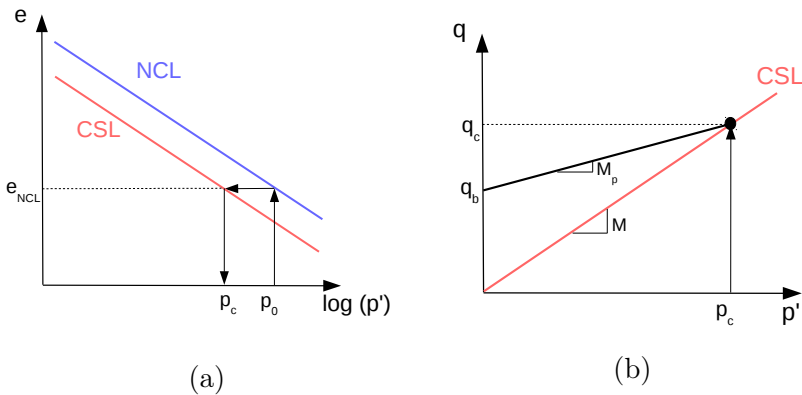


Abbildung 4.8: (a) Skizze zur Bestimmung von  $p_c$  für die Berechnung der Kohäsion, (b) Skizze zur Bestimmung der Kohäsion aus Gl. 4.16

Wie in Abbildung 4.8 (b) dargestellt, kann über das so berechnete  $p_c$  und den in Gleichung 4.14 ermittelten Reibungswinkel eine Kohäsion ermittelt werden. Die Bestimmungsgleichungen ergeben sich dabei zu:

$$c = q_b \cdot \frac{\tan(\varphi)}{M_p} \quad (4.16)$$

$$\text{mit } q_b = q_c - M_p \cdot p_c$$

$$q_c = M \cdot p_c$$

### 4.2.3 Spannungs-Dehnungs-Verhalten

Eine Möglichkeit, das Mobilisierungsverhalten des Scherwiderstandes zu beschreiben, ist über das Abfallen des inkrementellen Elastizitätsmoduls  $E$

über die Dehnung  $\varepsilon_1$ :

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1} \quad (4.17)$$

In Abbildung 4.9 ist der Verlauf von  $E$  während der Scherung schematisch für einen normalkonsolidierten Boden dargestellt. Zu Beginn der Scherung, bei kleinen Dehnungen  $\varepsilon_1$ , ist  $E$  sehr hoch. Der Schubmodul nähert sich anschließend über den Verlauf der Scherung Null an. Dies ist ein Zeichen für das Erreichen des kritischen Zustandes, da sich die Deviatorspannung  $q$  über die Dehnung  $\varepsilon_1$  im kritischen Zustand nicht mehr ändert (siehe Kap. 3.2). Es ergeben sich für höhere Seitenspannungen  $\sigma_3$  höhere Anfangswerte  $E_0$ .

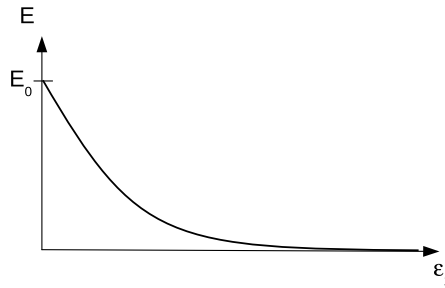


Abbildung 4.9: Schematischer Verlauf des Elastizitätsmoduls  $E$  gegen  $\varepsilon_1$  normalkonsolidierter Proben

Durch die Schwankung der Messwerte ist eine zuverlässige Bestimmung des Elastizitätsmoduls  $E$  in Abhängigkeit der Dehnung  $\varepsilon_1$  bei konventionellen Versuchen, d.h. ohne spezielle Messinstrumente für kleine Dehnungen oder dynamische Messungen wie Bender-Elements, problematisch. Hier bietet es sich an, die gemessene Spannungs-Dehnungs-Kurve über eine Hyperbel zu approximieren ([Kon63] und [DC70]). Die Hyperbel kann über die Gleichung

$$q = \frac{\varepsilon_1}{(a + b \cdot \varepsilon_1)} \quad (4.18)$$

beschrieben werden. Die Parameter  $a$  und  $b$  lassen sich nach Umformen der Gleichung 4.18 aus der Geradengleichung:

$$\frac{\varepsilon_1}{q} = a + b \cdot \varepsilon_1 \quad (4.19)$$

ermitteln. Dazu müssen die Ergebnisse, wie in Abbildung 4.10 schematisch gezeigt, dargestellt werden.

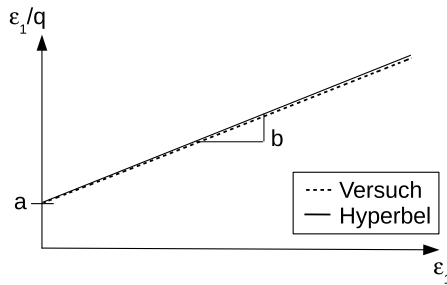


Abbildung 4.10: Schematische Darstellung zur Bestimmung der Hyperbelparameter

Bei Betrachtung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens über die Hyperbel aus Gleichung 4.18, gibt der Parameter  $a$  die Anfangssteifigkeit  $E_0$  zu Beginn der Scherung wieder, sowie  $b$  die maximale Deviatorspannung  $q_{max}$ . Diese abgeleiteten Werte können zur weiteren Einschätzung des Bodenverhaltens genutzt werden. Bei der Definition der Hyperbel wird vor allem Wert auf eine Abschätzung der Anfangssteifigkeit  $E_0$  und des maximalen Spannungsdeviators  $q_{max}$  gelegt. Diese Parameter können wiederum zur Bewertung der Einzelversuche in einer Serie von Scherversuchen genutzt werden. Dabei sollte das bestimmte  $E_0$  einen Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung  $\sigma_3$  zeigen.

Eine Approximation der Entfestigung, welche vor allem bei überkonsolidiertem Boden auftritt, kann durch den Hyperbelansatz nicht wiedergegeben werden. Allerdings kann mit Hilfe der Hyperbel das Materialverhalten über den Spannungsabfall hinaus extrapoliert werden. Darauf wird in Abschnitt 5.3 noch einmal eingegangen.

### 4.3 Plausibilitätskontrollen

Plausibilitätskontrollen für die ermittelten Bodenparameter sind sehr wichtig, da diese auf systematische oder versuchstechnische Fehler sowie Anomalien bei den Proben hinweisen können. Korrelationen sind ein gutes Mittel, um Plausibilitätskontrollen durchführen zu können, da ein Erwartungswert für einen bestimmten Boden in einem bestimmten Zustand geliefert wird. Weicht der im Versuch bestimmte Wert vom Wert der Korrelation ab, soll nach Gründen dafür gesucht werden.

Dabei werden Eigenschaften die indirekt oder direkt zusammenhängen verglichen. Als gute Grundlage für Korrelationen haben sich Klassifikationseigenschaften, wie Ausroll- und Fließgrenze, herausgestellt, da bei deren Bestimmung vor allem das mechanische Verhalten bei unterschiedlichen Wassergehalten untersucht wird. Die hier vorgestellten Plausibilitätskontrollen basieren vor allem auf Korrelationen zu Indexeigenschaften, wie z.B. der Fließgrenze  $w_l$  oder der Plastizitätsindex  $I_p$ . Da die Indexeigenschaften meist an aufbereiteten Proben bestimmt werden, ist ein Vergleich nur mit normal-konsolidierten Proben sinnvoll. Wie zuvor beschrieben, sollten die Referenzzustände (normal-konsolidierter Zustand, kritischer Zustand) über Versuche an aufbereiteten Böden definiert werden. Eine Überprüfung der so erhaltenen Parameter ist demzufolge für eine Überprüfung der Referenzzustände enorm wichtig. Andererseits können die Korrelationen auch eingesetzt werden, um die Referenzzustände abzuschätzen, wenn keine Versuchsergebnisse an aufbereiteten Böden zur Verfügung stehen.

### Kritischer Reibungswinkels $\varphi_c$

Der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  entspricht einem Gesamtreibungswinkel bei aufbereiteten normalkonsolidierten Böden. Zum Abschätzen des Reibungswinkel als Gesamtreibungswinkel

$$\tan(\varphi^*) = \frac{\tau}{\sigma} \quad (4.20)$$

ohne Berücksichtigung einer Kohäsion sind im Baugrundtaschenbuch [ES09] Anhaltswerte in Abhängigkeit der Plastizitätszahl  $I_P$  nach Kenney [Ken59] und Ladd [Lad77] gegeben. In Abbildung 4.11 sind diese dargestellt.

Basierend auf den Daten von Mitchell [Mit93] und Lambe [LW69] kann der zu erwartenden kritischen Reibungswinkel ebenfalls abgeschätzt werden. Werden die Datensätze aus beiden Quellen zusammen betrachtet (siehe Abb. 4.12), kann der kritische Reibungswinkel über

$$\sin(\varphi_c) = 0,759 - 0,092 \ln(I_P[\%]) \quad (4.21)$$

abgeschätzt werden.

Der kritische Reibungswinkel ergibt sich nach Wood [Woo90] aus

$$\sin(\varphi_c) = 0,35 - 0,1 \ln(I_P) \quad (4.22)$$



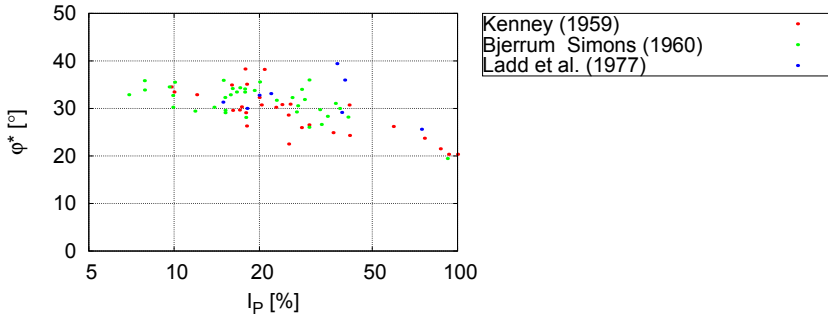


Abbildung 4.11: Abhängigkeit des Gesamtreibungswinkels  $\varphi^*$  von der Plastizitätszahl  $I_P$ , Daten nach Grundbautaschenbuch [ES09]

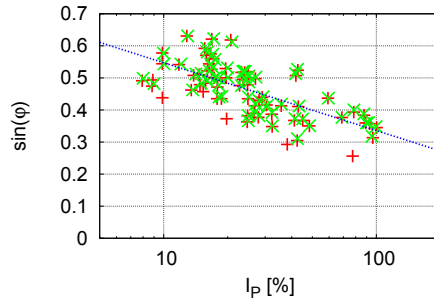


Abbildung 4.12: Darstellung der zugrunde liegenden Daten nach [Mit93] und [LW69] zur Abschätzung von  $\varphi_c$

### Restreibungswinkel $\varphi_r$

Der Restreibungswinkel wird stark durch den Tonanteil  $CF$ , d.h. den Gewichtsanteil der Körner  $< 0,002$  mm, beeinflusst. Dies lässt sich damit begründen, dass die plattigen Tonpartikel nach längerer Scherung anfangen sich innerhalb der sich ausbildenden Scherzone auszurichten. Der Zusammenhang des Restreibungswinkels  $\varphi_r$  mit dem Tonanteil  $CF$  wird z.B. in [Ske85] beschrieben.

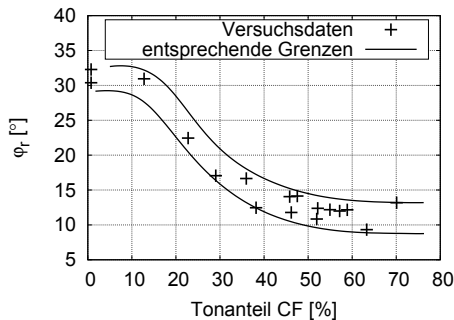


Abbildung 4.13: Restreibungswinkel in Abhängigkeit des Tongehaltes (Clay Fraction) nach Skempton [Ske85]

Wie in Abbildung 4.13 zu sehen, nimmt der Restreibungswinkel für die analysierten feinkörnigen Böden mit steigendem Tonanteil ab. Die strichliert dargestellten Linien zeigen die Grenzen für Böden mit einer Aktivität zwischen 0,5 und 0,9. Die Aktivität eines Bodens ergibt sich aus:

$$A = \frac{I_P}{CF} \quad (4.23)$$

mit  $I_P$  = Plastizitätszahl

$CF$  = Gewichtsanteil der Körner  $< 0,002$  mm (Tonanteil)

Für Tonanteile bis etwa 15% können Restreibungswinkel von etwa  $30^\circ$  erwartet werden. Bei Tonanteilen von 25 bis 30% reduziert sich der Restreibungswinkel bereits auf etwa  $15^\circ$  bis  $10^\circ$ . Werte unter  $10^\circ$  werden auch bei höheren Tonanteilen von 50 und 60% nur selten unterschritten. Wenn der Restreibungswinkel  $< 10^\circ$  im Labor bestimmt wird, sollten die Ergebnisse sorgfältig geprüft werden. Es können zum Beispiel Inhomogenitäten oder Einschlüsse von Fremdkörpern in den Bodenproben vorhanden sein.

### Undrainierten Scherfestigkeit $c_u$

Die undrainierte Scherfestigkeit bietet eine gute Möglichkeit der Kontrolle über Korrelationen zu Indexeigenschaften. So wird zum Beispiel bei der Bestimmung der Fließgrenze nach Casagrande [Cas32] auch ein undrainiertes Böschungsversagen hervorgerufen, auf Grund dessen sich die eingezogene Furche schließt.

Da der Boden bei der Bestimmung der Fließgrenze aufbereitet und somit nicht vorbelastet ist, sind die hier aufgeführten Korrelationen hauptsächlich für normalkonsolidierte Böden zutreffend. Bei überkonsolidierten Böden können die Scherfestigkeiten deutlich höher sein.

Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  hängt vor allem von der Konsolidationsspannung und der Porenzahl ab. Die Porenzahl einer vollgesättigten Probe kann ebenfalls durch den Wassergehalt bzw. die Konsistenz ausgedrückt werden. In der Literatur sind Angaben zur undrainierten Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Plastizität sowie der Konsistenz (Abb. 4.14) oder der effektiven Spannung (Abb. 4.15) zu finden.

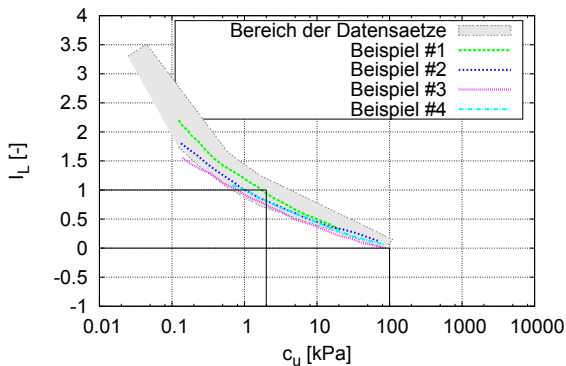


Abbildung 4.14: Undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  in Abhängigkeit der Konsistenz  $I_L$  nach Dumbleton [DW<sup>+</sup>70]

Die in Abbildung 4.14 schraffierte Fläche markiert den Bereich, in welchem die gemessenen undrainierten Scherfestigkeiten erwartet werden. Der angegebene Wert  $I_L$  für die Konsistenz lässt sich über

$$I_c = 1 - I_L \quad (4.24)$$

in die in Deutschland übliche Konsistenzzahl  $I_c$  umrechnen. Mit fallender

Konsistenz, d.h. kleinerem  $I_L$ , wächst die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  an. Charakteristische Werte zeigen sich bei der Fließgrenze ( $I_L = 1,0$ ) bzw. bei der Ausrollgrenze ( $I_L = 0$ ). Hier liegen die mittleren Werte für  $c_u$  bei 2 kPa für  $I_L = 1,0$  und bei 200 kPa für  $I_L = 0$ . Die Mittelwerte der undrainierten Scherfestigkeit des schraffierten Bereiches in Abbildung 4.14 lassen sich in Abhängigkeit der Konsistenzzahl  $I_C$  über die Gleichung

$$c_u = 4,015^{(3,170 \cdot I_C)} \cdot 1,341 \quad (4.25)$$

approximieren.

Die Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit von der Spannung, bezogen auf die Plastizität, findet sich nach Skempton [SH57] in Abbildung 4.15. Das bedeutet, bei einem bekannten  $I_P$  eines Bodens kann der Einfluss

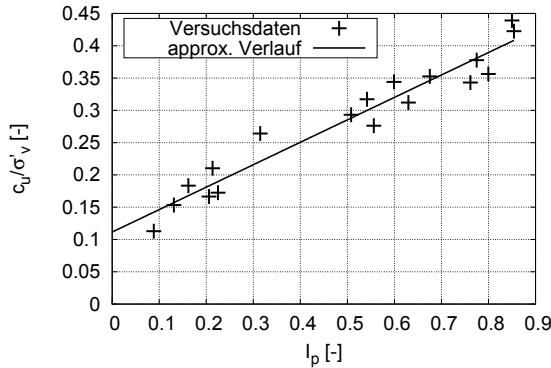


Abbildung 4.15: Undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  normiert mit der Vertikalspannung  $\sigma_v$  in Abhängigkeit der Plastizitätszahl  $I_p$  nach Skempton [SH57]

der effektiven Vertikalspannung reduziert werden. Anhand der in Abbildung 4.15 dargestellten Daten lässt sich die folgende Abhängigkeit für die undrainierte Scherfestigkeit definieren:

$$\left( \frac{c_u}{\sigma_v} \right) = 0,11 + 0,37 \cdot I_p \quad (4.26)$$

### Kompressionsbeiwert $C_c$ und Schwellbeiwert $C_s$

Nach Schofield & Wroth [SW68] und Wroth [WW78] lässt sich die Kompressibilität aus der Größe des plastischen Bereiches, also der Differenz von  $w_l$

und  $w_p$ , über die kritischen Zustände herleiten. Wie auch schon in der Abbildung 4.14 zu erkennen, haben viele Untersuchungen (z.B. nach Bjerrum [Bje54] und Skempton [Ske69]) gezeigt, dass die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  an der Ausrollgrenze  $w_p$  etwa 100-mal größer ist als an der Fließgrenze  $w_l$ . Somit ist die Beziehung

$$100 \cdot q_{w_l} = q_{w_p} \quad (4.27)$$

mit  $q_{w_l} = \text{Dev.-Span. im krit. Zust. an der Fließgrenze}$

$q_{w_p} = \text{Dev.-Span. im krit. Zust. an der Ausrollgrenze}$

gegeben. Da im kritischen Zustand das Verhältnis von  $q$  zu  $p'$  konstant ist, gilt

$$100 \cdot p'_{w_l} = p'_{w_p} \quad (4.28)$$

mit  $p'_{w_l} = \text{mit. Span. } p' \text{ im krit. Zust. an der Fließgrenze}$

$p'_{w_p} = \text{mit. Span. } p' \text{ im krit. Zust. an der Ausrollgrenze}$

Weiterhin lassen sich die Porenzahlen im kritischen Zustand über

$$e_{c,w_l} = e_{c0} - C_c \cdot \log p_{w_l} \quad (4.29)$$

$$e_{c,w_p} = e_{c0} - C_c \cdot \log p_{w_p} \quad (4.30)$$

bestimmen. Mit der bekannten Differenz von  $p_{w_l}$  bzw.  $p_{w_p}$  (Gleichung 4.28) lässt sich über die beiden Gleichungen 4.29 und 4.30 die Beziehung

$$\begin{aligned} e_{w_l} - e_{w_p} &= C_c \cdot \log \left( \frac{p_{w_l}}{p_{w_p}} \right) \\ &= C_c \cdot \log(100) \end{aligned} \quad (4.31)$$

bilden. Aus der Differenz der Porenzahlen  $e_{w_l} - e_{w_p}$  kann die Kompressibilität dann mit

$$w = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} \quad (4.32)$$

zu

$$C_c = \frac{(w_l - w_p) \cdot \rho_s}{2\rho_w} = \frac{I_p \cdot \rho_s}{2\rho_w} \quad (4.33)$$

ausgedrückt werden. Es ergibt sich somit ein proportionaler Zusammenhang zwischen  $C_c$  und  $I_p$  für eine bestimmte Korndichte  $\rho_s$ .

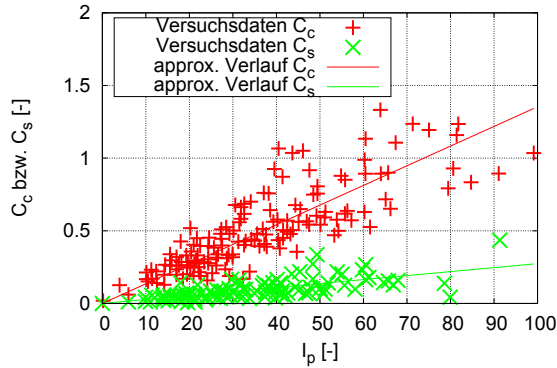


Abbildung 4.16: Kompressibilität  $C_c$  und  $C_s$  in Abhängigkeit der Plastizitätszahl  $I_p$  nach Mitchell [Mit93]

Nach Mitchell [Mit93] ergeben sich aus Experimenten die Kompressibilitäten  $C_c$  als Neigung der Erstbelastungskurve und  $C_s$  als Neigung einer Ent- bzw. Wiederbelastungskurve in Abhängigkeit der Plastizitätszahl  $I_P$  wie in Abbildung 4.16 dargestellt. Aus den gesammelten Werten kann eine Korrelation für  $C_c$  bzw.  $C_s$  über

$$C_c = \frac{I_P[\%]}{74} \quad (4.34)$$

$$C_s = \frac{I_P[\%]}{370} \quad (4.35)$$

definiert werden. Es ergibt sich auch hier ein proportionaler Zusammenhang zwischen  $C_c$  und  $I_P$ .

Eine weitere Möglichkeit, die Kompressibilität  $C_c$  abzuschätzen, ergibt sich nach Skempton [SJ44] über die Fließgrenze  $w_l$  mit

$$C_c = 0,1304 \cdot (w_l - 0,1) \quad (4.36)$$

Nach Burland [Bur90] ergibt sich ein Kompressionsbeiwert für normalkonsolidierten Boden aus:

$$C_c = 0,265 \cdot e_l - 0,04 \quad (4.37)$$

mit  $e_l = w_l \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w}$

Des weiteren gibt Burland eine Korrelation für die Anfangsporenzahl  $e_0$  über

$$e_0 = 0,109 + 0,67 \cdot e_l - 0,089 \cdot e_l^2 + 0,016 \cdot e_l^3 + 2 \cdot C_c \quad (4.38)$$

mit  $e_l = w_l \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w}$

an. Diese kann gut zum Abschätzen der NCL genutzt werden.

### Mineralzusammensetzung

Die Mineralzusammensetzung kann das mechanische Verhalten beeinflussen. So hängt zum Beispiel der Restreibungswinkel  $\varphi_r$  (vgl. Abschn. 4.3) sowie die Quellfähigkeit stark von den vorhandenen Mineralien ab. Ein Anhaltspunkt auf die Mineralzusammensetzung gibt die Aktivität  $A$  (Gl. 4.23) einer Bodenprobe.

Nach Skempton [SN52] ergeben sich die in Abbildung 4.17 dargestellten Zuordnungen für die Plastizitätzahl  $I_p$  und den Tonanteil  $CF$  um auf die Mineralzusammensetzung schließen zu können.

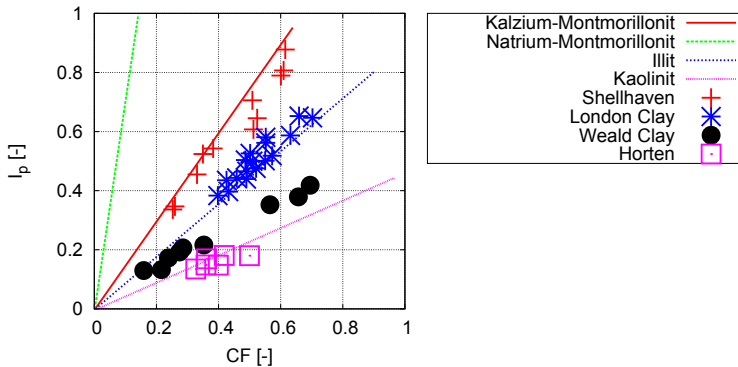


Abbildung 4.17: Zusammenhang zwischen  $I_p$  und  $CF$  um auf die Mineralzusammensetzung zu schließen, nach Skempton [SN52]

Nach Mitchell [Mit93] ist die Quellfähigkeit, wie in Abbildung 4.18 gezeigt, von der Aktivität  $A$  und dem Tonanteil  $CF$  abhängig. Mit steigender Aktivität und steigendem Tonanteil nimmt auch die Quellfähigkeit des Bodens zu.

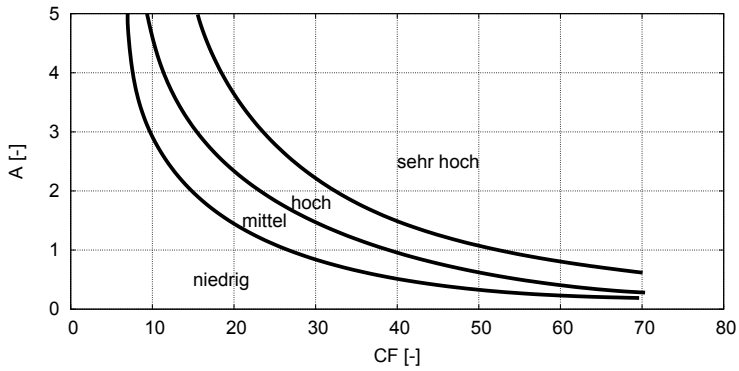


Abbildung 4.18: Aktivität  $A$  über Tonanteil  $CF$  zur Abschätzung der Quellfähigkeit nach Mitchell [Mit93]



# 5 Anwendungen des Auswertekonzeptes

In diesem Abschnitt wird das zuvor beschriebene Auswertungskonzept dazu verwendet, das in Kapitel 2.4.1, 2.4.2 und 2.4.3 beobachtete Bodenverhalten näher zu beschreiben und die Unklarheiten bei der Bestimmung der Scherparameter zu beseitigen.

## 5.1 Schluff

Wie bereits beschrieben, handelt es sich bei dem Beispielboden Schluff um einen feinkörnigen Boden. Es wurde eine Fließgrenze  $w_l = 33,2\%$  und eine Ausrollgrenze  $w_p = 19,4\%$  bestimmt. Er kann somit als TA klassifiziert werden. Die Protokolle der im folgenden beschriebenen Versuche finden sich im Anhang A.1 und A.2.

### 5.1.1 Ödometerversuch

Um das Kompressionsverhalten des Beispielbodens Schluff zu untersuchen, wurde ein Ödometerversuch an einer aufbereiteten Probe durchgeführt. Das Probenmaterial wurde mit einem Wassergehalt von  $1,5 \cdot w_l$  in das Versuchsgesäß eingebaut. Die Belastung erfolgte Stufenweise bis auf  $\sigma'_v = 1000$  kPa. Bei  $\sigma'_v = 800$  kPa erfolgte eine Entlastung bis auf  $\sigma'_v = 100$  kPa und eine Wiederbelastung.

Im Ödometerversuch wurde das in Abbildung 5.1 dargestellte Kompressionsverhalten gemessen. Anhand der Versuchskurven konnte im  $e - \log(\sigma)$ -Diagramm ein Kompressionsbeiwert  $C_c = 0,191$  und ein Schwellbeiwert  $C_s = 0,012$  bestimmt werden.

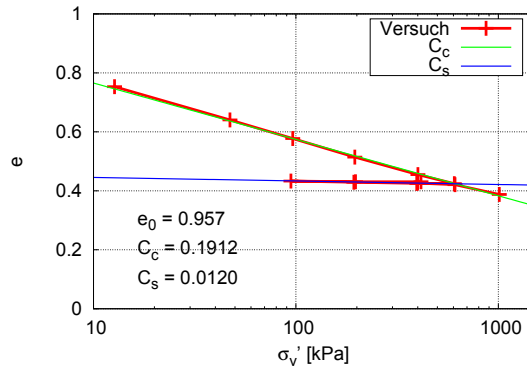


Abbildung 5.1: Porezahl- Spannungsdiagramm einer aufbereiteten Probe im Ödometerversuch (Schluff)

Nach Abschnitt 4.3 kann die im Laborversuch bestimmte Kompressibilität anhand von Korrelationen über den Plastizitätsindex  $I_P$  auf Plausibilität überprüft werden. Die über Gleichung 4.34 vorgestellte Korrelation ergibt einen Kompressionsbeiwert  $C_c$  von:

$$C_c = \frac{I_P [\%]}{74} = \frac{13,8}{74} = 0,186 \quad (5.1)$$

und einen Schwellbeiwert  $C_s$  von:

$$C_s = \frac{I_P [\%]}{370} = \frac{13,8}{370} = 0,037 \quad (5.2)$$

Nach der Korrelation (Gl. 4.33) ergibt sich:

$$C_c = \frac{I_P \cdot \gamma_s}{2} = \frac{0,138 \cdot 2,69}{2} = 0,186 \quad (5.3)$$

Eine dritte Korrelation über die Fließgrenze  $w_L$  (siehe Gl. 4.36) ergibt:

$$C_c = 0,009 \cdot (w_L [\%] - 10) = 0,009 \cdot (33,2 - 10) = 0,209 \quad (5.4)$$

Es zeigt sich, dass der im Laborversuch bestimmte Kompressionswert  $C_c = 0,1912$  im Bereich der  $C_c$ -Werte aus den Korrelationen liegt. Der für den Schwellbeiwert  $C_s$  im Labor bestimmte Wert liegt etwas unter dem aus der Korrelation. Die Größenordnung der aus den Korrelationen bestimmten

Werte passen gut zu denen aus dem Labor. Es ist somit anzunehmen, dass die hier bestimmten Kompressionsbeiwerte plausibel sind.

Mit Hilfe der im Ödometerversuch ermittelten Parameter  $C_c$  und  $e_0$  kann die NCL über die Gleichung 4.2 mit

$$e_{NCL} = e_{0p} - C_c \cdot \log\left(\frac{p'}{1 \text{ kPa}}\right) = 0,967 - 0,191 \cdot \log\left(\frac{p'}{1 \text{ kPa}}\right) \quad (5.5)$$

angegeben werden. Die im Ödometerversuch bestimmte Referenzporenzahl  $e_0$  muss dafür in die Referenzporenzahl  $e_{0,p}$  umgerechnet werden.

### 5.1.2 Triaxialversuche

Die bereits in Abschnitt 2.4.1 gezeigten Ergebnisse der undrainierten Triaxialversuche sind in Abbildung 5.2 noch einmal dargestellt. Ergänzt wurde das  $e-p'$ -Diagramm in welchem die in Gleichung 5.5 definierte NCL eingezeichnet wurde. Anhand dieser Darstellung wird deutlich, dass die Versuchskurven annähernd im normalkonsolidierten Zustand beginnen. Der Anfangszustand wurde in Abbildung 5.2 markiert. Da die Versuche an aufbereiteten Proben durchgeführt wurden, war dies zu erwarten.

Der bestimmte Reibungswinkel von  $\varphi' = 35^\circ$  kann, da es sich um Versuche an normalkonsolidierten Proben handelt, gut über Korrelationen zu Indexeigenschaften auf Plausibilität überprüft werden. Vorschläge für solche Korrelationen finden sich in Abschnitt 4.3. Basierend auf den Daten von Wood [Woo90] und Lambe [LW69] kann der Reibungswinkel  $\varphi'$  aus Gleichung 4.21 über

$$\begin{aligned} \varphi' &= \arcsin(0,759 - 0,092 \cdot \ln(I_P[\%])) \\ &= \arcsin(0,759 - 0,092 \cdot \ln(13,8)) = 31,2^\circ \end{aligned} \quad (5.6)$$

abgeleitet werden. Der aus der Korrelationen bestimmte Reibungswinkel ist etwas kleiner, als der anhand der Versuche bestimmte. Allerdings liegt das Ergebnis der Laborversuche noch im Bereich der Werte, welche der Korrelation zu Grunde liegen. Der in den Laborversuchen bestimmte Reibungswinkel  $\varphi' = 35^\circ$  kann somit als plausibel angesehen werden.

### Kritischer Zustand

Da es sich bei den Proben um normalkonsolidierten Boden handelt (Anfangszustand liegt auf der NCL), wird ein Trend zum kritischen Zustand

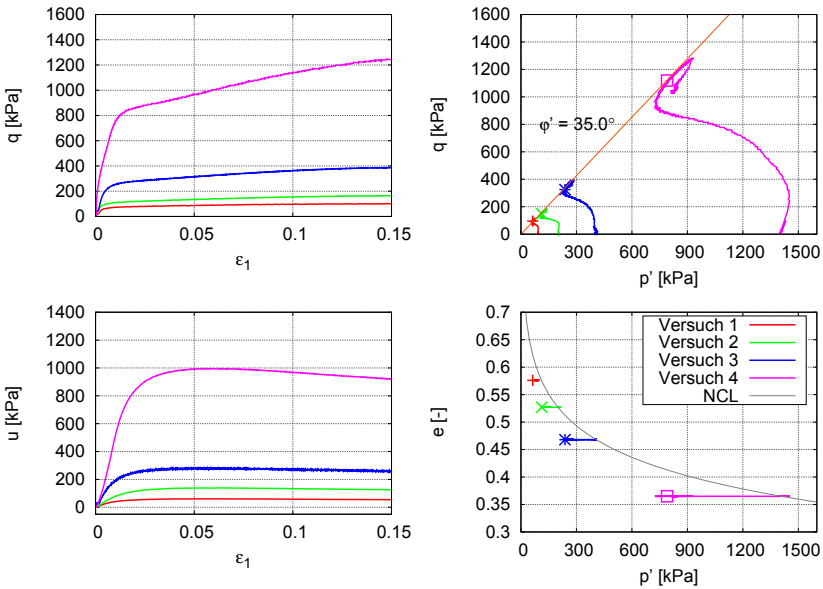


Abbildung 5.2: Ergebnisse von CU-Triaxialversuchen an aufbereiteten Proben von Schluff

hin sowohl im  $q$ - $p'$ -Diagramm als auch im  $e$ - $p'$ -Diagramm erwartet (siehe Kapitel 3.2). In Abbildung 5.3 sind diese Diagramme mit den Versuchsergebnissen noch einmal abgebildet.

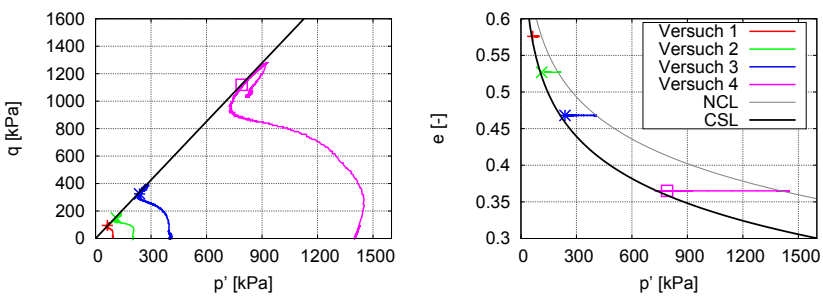


Abbildung 5.3: Trend zum kritischen Zustand bei Schluff, mit  $\epsilon_{\Gamma}$  aus dem Cam-Clay-Stoffmodell

Es ist zu erkennen, dass alle Versuchskurven, wie erwartet, die über

$$q = M \cdot p' = 1,42 \cdot p' \quad (5.7)$$

definierte CSL im  $q$ - $p'$ -Diagramm (Gl. 3.4) als auch die über

$$e_c(p') = e_\Gamma - C_c \cdot \log(p') = 0,913 - 0,191 \cdot \log(p') \quad (5.8)$$

definierte CSL im  $e$ - $p'$ -Diagramm (Gl. 3.5) erreichen. Die Referenzporenzahl  $e_\Gamma$  für den kritischen Zustand wurde dabei, wie in Kapitel 3.2 beschrieben, über Gleichung 3.6 nach dem Cam-Clay Stoffmodell berechnet. Es zeigt sich, dass dieses  $e_\Gamma$  etwas zu niedrig ist. Die Versuchskurven der Teilversuche 1 bis 3 (100, 200, 400 kPa) enden bereits vor dem Erreichen der Referenzkurve. Da die Versuche an aufbereitetem Boden durchgeführt wurden, sollte es auch möglich sein, die CSL anhand der Versuchsergebnisse direkt abzuleiten. Dazu wird die CSL im  $e$ - $p'$ -Diagramm durch die Endpunkte der Versuchskurven gelegt. Es ergibt sich hier eine Referenzporenzahl  $e_\Gamma = 0,920$  und daraus eine leicht abweichende CSL von

$$e_c(p') = e_\Gamma - C_c \cdot \log(p') = 0,920 - 0,191 \cdot \log(p') \quad (5.9)$$

Die Neigung der CSL mit  $C_c = 0,191$  bleibt bestehen. Die Versuchskurven mit der angepassten CSL sind in Abbildung 5.4 zu sehen.

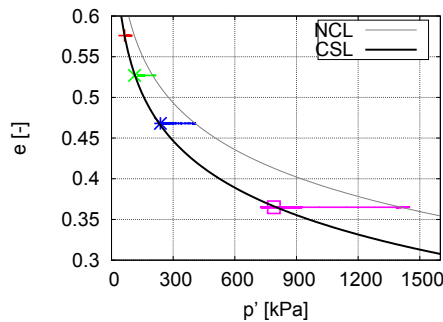


Abbildung 5.4: Trend zum kritischen Zustand bei Schluff, mit  $e_\Gamma$  aus Versuchskurven

## Spannungsnormierungen

Normierungen können genutzt werden, um Einflüsse auf das Versuchsergebnis zu minimieren. In Abschnitt 4.2.2 wurden zwei Normierungen vorgestellt. Zum Einen über die äquivalente Spannung  $p_e$  und zum Anderen über die mittlere effektive Spannung im kritischen Zustand  $p_c$ .

In Abbildung 5.5 (a) sind die Spannungspfade der vier Teilversuche normiert mit der äquivalenten Spannung  $p_e$  dargestellt. Die äquivalenten Spannungen  $p_e$  für die unterschiedlichen Proben ergeben sich nach Gleichung 4.7 und sind in Tabelle 5.1 aufgeführt.

Die Spannungspfade der Teilversuche 2, 3 und 4 beginnen, wie erwartet, bei einem Wert  $p'/p_e = 1,0$  und  $q/(M \cdot p_e) = 0$ . Dieser Punkt charakterisiert den normalkonsolidierten Zustand. Der Startpunkt der Versuchskurve von Teilversuch 1 weicht etwas davon ab. Dies ist damit zu begründen, dass die Anfangsporenzahl von Versuch 1 nicht direkt auf der NCL liegt.

Werden die in Abbildung 5.5 (b) gezeigten  $q_{max}$ -Werte der vier Teilversuche in der normierten Ansicht betrachtet, zeigt sich, dass diese in etwa auf der Winkelhalbierenden bei  $(q/M \cdot p_e) = p'/p_e$  liegen und in einem Punkt zusammenfallen. Dieser Punkt charakterisiert den kritischen Zustand in dieser Darstellung.

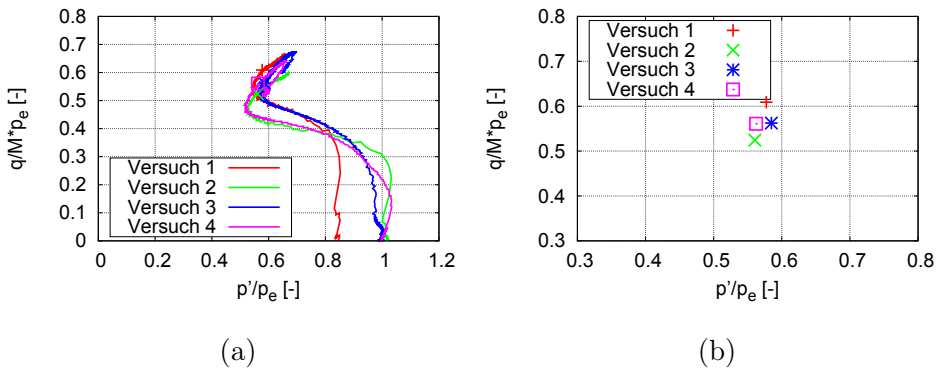


Abbildung 5.5: (a) Mit  $p_e$  normierte Spannungspfade; (b) mit  $p_e$  normierte  $q_{max}$ -Werte bei Schluff

Ein Nachteil bei der Normierung über die äquivalente Spannung ist eine starke Abhängigkeit vom Anfangszustand der Proben. Wie in Kapitel 8.1 beschrieben, ist dieser nicht immer robust bestimmbar. Aus diesem Grund ist eine Normierung mit einem sich aus dem Versuchsverlauf ergebenden Zustand meist sinnvoller. Dieser Zustand kann der kritische Zustand sein. Die Normierung kann in diesem Fall, wie in Abschnitt 4.2.2 beschrieben, über die mittlere effektive Spannung im kritischen Zustand  $p_c$  erfolgen.

Wie bei der Betrachtung des kritischen Zustandes im Abschnitt zuvor erläutert, kann die Referenzporenzahl  $e_{\Gamma}$  für die hier gezeigten Beispielversu-

che aus dem Cam-Clay Stoffmodell abgeleitet werden oder direkt an den Versuchskurven bestimmt werden. Zunächst erfolgt eine Betrachtung über den kritischen Zustand mit Hilfe des Cam-Clay Stoffmodells. Die mittleren effektiven Spannungen im kritischen Zustand ergeben sich mit Hilfe von Gleichung 4.9 aus:

$$p_c = 10^{\frac{e_{\Gamma} - e}{C_c}} \quad (5.10)$$

mit  $e_{\Gamma} = e_{0p} - (C_c - C_s) \cdot \log(2)$

Für die unterschiedlichen Teilversuche sind die  $p_c$ -Werte in Tabelle 5.1 aufgeführt.

Versuch	Konsolidationsp. [kPa]	Porenzahl $e$ [-]	$p_e$ [kPa]	$p_c$ [kPa]
1	100	0,555	142	58
2	200	0,512	239	104
3	400	0,468	407	213
4	1400	0,360	1495	734

Tabelle 5.1: Übersicht der Normierungsspannungen  $p_e$  und  $p_c$  der einzelnen Teilversuche für den Beispielboden Schluff

In Abbildung 5.6 (a) sind die Spannungspfade, welche mit dem entsprechenden  $p_c$  normiert wurden, dargestellt. Es zeigt sich der zu erwartende Trend der Spannungspfade zum kritischen Zustand bei  $p'/p_c = 1,0$ .

Bei genauerer Betrachtung der normierten  $q_{max}$ -Werte in Abbildung 5.6 (b) zeigt sich, dass diese eher bei  $p'/p_c = 1,1$  als bei  $p'/p_c = 1,0$  liegen. Außerdem liegen die ausgewerteten Ergebnis-Punkte nicht bei einem charakteristischen Punkt, welcher den kritischen Zustand darstellt. Dies ist auf die Definition der CSL nach Gleichung 3.5 zurückzuführen.

Wird die CSL aus den Versuchsdaten der Scherversuche definiert, ändern sich die Werte für  $p_c$ . Die damit geänderten normierten Werte für  $q_{max}$  sind in Abbildung 5.7 gezeigt. Die Ergebnis-Punkte liegen jetzt in dem erwarteten Bereich bei  $p'/p_c \approx 1,0$  und etwa bei  $q/p_c = M$ . Dies ist der erwartete Lokus des kritischen Zustandes.

## Hyperbelmodell

Wie in Abschnitt 4.2.3 beschrieben, kann das Spannungs-Dehnungs-Verhalten bis zum Peak mit Hilfe von Hyperbeln approximiert werden. Dies bietet

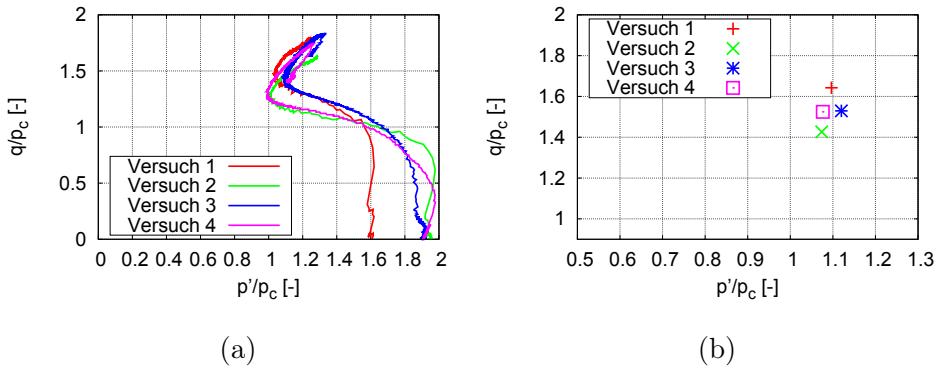


Abbildung 5.6: (a) Mit  $p_c$  normierte Spannungspfade; (b) mit  $p_c$  normierte  $q_{max}$ -Werte bei Schluff

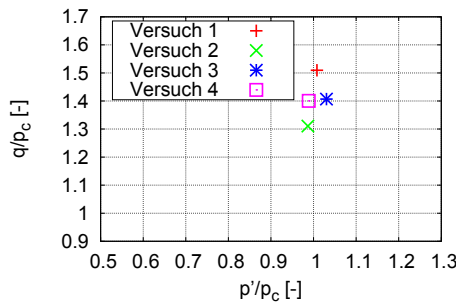


Abbildung 5.7: Mit  $p_c$  normierte  $q_{max}$ -Werte bei Schluff mit  $e_\Gamma$  aus Versuchsdaten

einen Vorteil bei der Bestimmung des Anfangssteifemoduls  $E_0$ . Außerdem kann der asymptotische Wert für  $q_{max}$  aus den Hyperbelparametern erhalten werden.

In Abbildung 5.8 sind die Spannungs-Dehnungs-Kurven der Teilversuche im  $q$ - $\varepsilon_1$ -Diagramm dargestellt. Des Weiteren sind die über

$$q = \frac{\varepsilon_1}{(a + b \cdot \varepsilon_1)} \quad (5.11)$$

definierten Hyperbeln abgebildet. Dies entspricht der Definition aus Gleichung 4.18. Bei der Approximation der Versuchskurven wurde vor allem Wert auf eine Wiedergabe der Anfangssteifigkeit und des asymptotischen Verlaufs der Kurven gelegt.



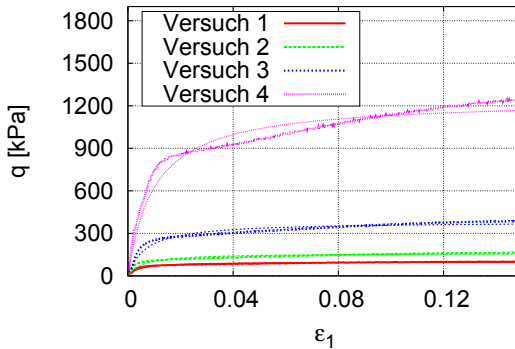


Abbildung 5.8: Hyperbolisch approximierter Spannungs-Dehnungs-Verlauf

Die sich ergebenden Hyperbelparameter sind in Tabelle 5.2 aufgeführt.

Teilversuch	Zelldruck [kPa]	$a \cdot 10^{-05} \text{ 1/kPa}$	$b \text{ [-]}$
1	100	4,414	0,010
2	200	3,461	0,006
3	400	1,784	0,002
4	1400	0,801	0,0008

Tabelle 5.2: Hyperbelparameter aufbereiteten Schluff

Die hier betrachteten Ergebnisse zeigen, dass eine Approximation des Spannungs-Dehnungs-Verlaufes von undrainierten Triaxialversuchen über den Ansatz von Hyperbeln gut möglich ist. Der Vorteil der Hyperbel-Darstellung besteht darin, dass der vorallem der Anfangselastizitätsmodul  $E_0$  zu Beginn der Scherung aus der Funktion abgeleitet werden kann. Dieser kann wiederum zur Einschätzung des Bodenverhaltens genutzt werden. In Abschnitt 6.5 wird darauf noch näher eingegangen.

## 5.2 Ton 1

Die in Kapitel 2.4.2 vorgestellten Triaxialversuche an ungestörten Proben eines feinkörnigen Bodens ließen keine klare Herleitung der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  zu. Aus diesem Grund soll im weiteren Verlauf, anhand der zuvor beschriebenen Auswertung, ein Ansatz zur klaren Definition der Scherparameter aus diesen Versuchen erfolgen. Dabei werden zunächst die beschriebenen Referenzzustände an aufbereitetem Boden bestimmt. Mit deren Hilfe wird das Bodenverhalten in den Versuchen an ungestörten Proben bewertet. Bei dem Beispielboden Ton 1 handelt es sich um einen feinkörnigen Boden mit einer Fließgrenze  $w_l = 67,4\%$  und einer Ausrollgrenze  $w_p = 29,0\%$ . Er kann somit als ausgeprägt plastischer Ton (TA) klassifiziert werden. Die Klassifikationseigenschaften des Bodens sind in Tabelle 2.5 in Kapitel 2.4.2 zusammengefasst.

### 5.2.1 Aufbereitete Proben

Um den Boden aufzubereiten, wurde er mit entionisiertem Wasser bis zu einem Wassergehalt  $w \approx 1,5 \cdot w_L$  vermischt und zu einer homogenen Paste gerührt. Durch das Aufbereiten von Bodenmaterial soll dieses in einen Zustand gebracht werden, in welchem keine Vorbelastungen oder Struktureffekte das Bodenverhalten beeinflussen. Eine aufbereitete Probe befindet sich somit bei einer Spannungszunahme im normalkonsolidierten Zustand.

### Ödometerversuche

Um die Normalkonsolidationskurve NCL zu definieren, müssen Ödometerversuche durchgeführt und ausgewertet werden. Hier ist vor allem die Darstellung des Kompressionsverhaltens im  $e$ - $\log \sigma'$ -Diagramm entscheidend. In Abbildung 5.9 sind die Kompressionskurven zweier Ödometerversuche an Ton 1 dargestellt. Die Proben wurden während des Versuches bis auf 2000 kPa belastet und anschließend entlastet.

Es ist zu erkennen, dass der Verlauf der Kompressionskurven für beide Versuche etwa einer Geraden im  $e$ - $\log \sigma'$ -Diagramm entspricht. Die Neigung kann mit einem konstanten Wert  $C_c$  beschrieben werden. Außerdem kann die Neigung der Kompressionskurven bei der Entlastung mit einem konstanten Wert  $C_s$  beschrieben werden. Die Kennwerte beider Versuche sind

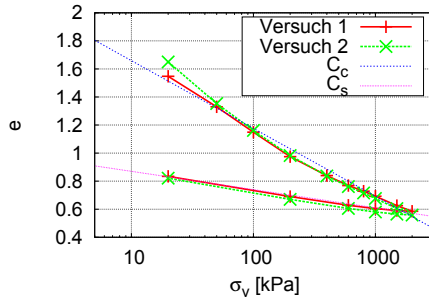


Abbildung 5.9: Porenzahl- Spannungsdiagramm von aufbereiteten Proben (Ton 1)

in Tabelle 5.3 aufgeführt. Dabei sind die Anfangsporenzahlen  $e_{init}$  der Proben sowie die Parameter der Kompressionsgleichung nach Gl. (2.5) und (2.6) aufgeführt. Wie in Kapitel 3.1 beschrieben, kann mit Hilfe dieser Parameter der normalkonsolidierte Zustand als Referenzzustand beschrieben werden.

$e_{init}$	$C_c$ [-]	$C_s$ [-]	$e_0$ [-]
2,456	0,483	0,127	2,134
2,620	0,489	0,134	2,142

Tabelle 5.3: Kompressionsbeiwerte für aufbereiteten Ton 1

Die Ergebnisse zeigen, dass die Werte für  $C_c$  sich für beide Versuche kaum unterscheiden. Auch bei den Schwellbeiwerten  $C_s$  zeigen sich nur geringe Unterschiede.

Um die Plausibilität der Ergebnisse überprüfen zu können, ist der Vergleich mit Korrelationen sinnvoll. Im Abschnitt 4.3 wurden Korrelationen zur Bestimmung der Kompressibilität über den Plastizitätsindex  $I_P$  vorgeschlagen. Nach Gleichung 4.34 ergibt sich der Kompressionsbeiwert  $C_c$  aus:

$$C_c = \frac{I_P[\%]}{74} = \frac{38,35}{74} = 0,518 \quad (5.12)$$

und der Schwellbeiwert aus:

$$C_s = \frac{I_P[\%]}{370} = \frac{38,35}{370} = 0,104 \quad (5.13)$$

Nach einer anderen Korrelation (Gl. 4.33) ergibt sich:

$$C_c = \frac{I_P \cdot \gamma_s}{2} = \frac{0,3835 \cdot 2,65}{2} = 0,508 \quad (5.14)$$

Eine dritte Korrelation über die Fließgrenze  $w_L$  (siehe Gl. 4.36) ergibt:

$$C_c = 0,009 \cdot (w_L[\%] - 10) = 0,009 \cdot (67,4 - 10) = 0,517 \quad (5.15)$$

Es zeigt sich, dass die über die Korrelationen bestimmten Werte für  $C_c$  leicht höher sind, als diejenigen aus den Versuchen. Der empirische Wert für  $C_s$  ist etwas kleiner, als derjenige aus den Versuchsdaten. Die Größenordnung von empirisch bestimmten  $C_c$  und  $C_s$  passen dennoch gut zu den Versuchsergebnissen. Dies lässt den Schluss zu, dass, im Hinblick auf die Kompressibilität, kein außergewöhnliches Materialverhalten zu erwarten ist.

### Triaxialversuche

Für die Triaxialversuche an normalkonsolidierten Proben wurde das gleiche aufbereitete Material wie für die Ödometerversuche verwendet. Das auf  $1,5 \cdot w_L$  aufbereitete Material wurde in Vorkonsolidierstände eingebracht und dort bis zu einer Vertikalspannung  $\sigma_v = 90$  kPa ödometrisch konsolidiert. Durch die Vorkonsolidierung war es möglich, den sehr weichen aufbereiteten Boden zu verfestigen und in das Triaxialgerät einzubauen. Die weitere Konsolidierung erfolgte, bis zur jeweiligen Konsolidationsspannung, isotrop in der Triaxialzelle. Es wurden drei undrainierte Versuche mit Messung des Porenwasserdruckes bei unterschiedlichen Seitenspannungen  $\sigma_3$  durchgeführt. Eine Übersicht findet sich in Tabelle 5.4.

Versuchsnummer	$\sigma_3$ [kPa]	$e_{end}$
1	100	1,11
2	200	0,99
3	400	0,86

Tabelle 5.4: Übersicht der Triaxialversuche an aufbereiteten Proben (Ton 1)

Die Versuche an normalkonsolidierten Proben sollen vor allem dazu dienen, die kritische Scherfestigkeit zu bestimmen. Die Anfangsbedingungen und Diagramme zur Auswertung der einzelnen Versuche finden sich auf Versuchsprotokollen im Anhang A.4.

## Kritischer Zustand

Als kritische Scherfestigkeit wurde anhand der Spannungspfade im  $q$ - $p'$ -Diagramm (Abb. 5.10) der Parameter  $M = 0,852$  bestimmt. Mit Gleichung 2.19 ergibt das einen Reibungswinkel von  $\varphi_c = 21,9^\circ$ . Die Spannungspfade sind in Abbildung 5.10 dargestellt. Die Punkte, über welche die Regressionsanalyse für den kritischen Reibungswinkel durchgeführt wurde, sind mit Kreuzen markiert.

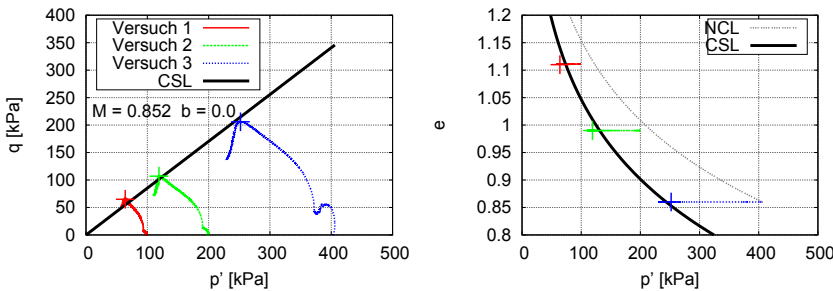


Abbildung 5.10: Ergebnisse der Triaxialversuche für aufbereitete Proben (Ton 1) <sup>1</sup>

Über die in Abschnitt 4.3 vorgeschlagene Gleichung 4.21 ergibt sich mit einem  $I_P = 38,35\%$  ein Reibungswinkel von  $\varphi_c = 25,1^\circ$ . Dieser ist etwas größer, als der des getesteten Materials. Wie auch schon im Kapitel 4.3 angemerkt, wird durch die Korrelation nur ein Mittelwert der für die Korrelation zu Grunde liegenden Versuche wiedergegeben. In Abbildung 4.12 ist allerdings zu erkennen, dass der im Versuch bestimmte Reibungswinkel von  $\varphi_c \approx 22^\circ$  sich noch innerhalb der Korrelation zu Grunde liegenden Bandbreite befindet.

In Abbildung 5.10 sind ebenfalls die  $e$ - $p'$ -Pfade der Proben während der Scherung dargestellt. Wie im Abschnitt 4.2 beschrieben, liegen die mittleren Spannungen, bei welchen der kritische Zustand erreicht wird, auf einer Linie parallel zur NCL. Die NCL kann über Gleichung (4.2) mit dem im Ödometerversuch bestimmten Kompressionsbeiwert  $C_c$  beschrieben werden

<sup>1</sup>Der Spannungsabfall zu Beginn der Versuche ist auf Anliegefehler zwischen Kopfplatte und Probe zurückzuführen.

und ergibt sich zu:

$$e_{NCL} = e_{0,p} - C_c \cdot \log(p') = 2,082 - 0,483 \cdot \log(p') \quad (5.16)$$

$$\text{mit } e_{0p} = 2,134 - 0,483 \log\left(\frac{3 \cdot 1 \text{ kPa}}{1 + 2 \cdot 0,627}\right) = 2,082$$

$$K_0 = 1 - \sin(21,9^\circ) = 0,627$$

Dabei wird das Spannungsverhältnis von Horizontal- und Vertikalspannung  $K_0 = \sigma_h/\sigma_v$  nach Jaky [Jak44] abgeschätzt. Außerdem kann die CSL mit Hilfe von Gleichung (3.5) definiert werden und ergibt sich zu

$$e_c(p') = e_\Gamma - C_c \cdot \log(p') = 1,975 - 0,483 \cdot \log(p') \quad (5.17)$$

$$\text{mit } e_\Gamma = 2,082 - (0,483 - 0,127) \cdot \log(2) = 1,975 \quad (5.18)$$

Die Punkte, welche den kritischen Zustand markieren, sind in Abbildung 5.10 rechts dargestellt. Es zeigt sich, dass die Punkte für den kritischen Zustand mit geringen Abweichungen wiedergegeben werden können. Zur Überprüfung der Plausibilität der erreichten kritischen Porenzahlen erweist sich die Kompressibilität  $C_c$  aus den Ödometerversuchen als guter Ansatz.

## 5.2.2 Ungestörte Proben

### Ödometerversuch

Um das Kompressionsverhalten des Bodens im ungestörten Zustand zu untersuchen, wurde ein Ödometerversuch an einer ungestörten Probe von Ton 1 aus einer Tiefe von 120 m durchgeführt (siehe Abb. 5.11). Zu Beginn der Kompression verläuft die Kompressionskurve ähnlich steil wie bei der Entlastung. Es ist möglich, dass Kompressionsverhalten über den Schwellbeiwert  $C_s$  zu beschreiben. Im weiteren Verlauf nimmt die Krümmung der Kompressionskurve weiter zu, bis in etwa ein Verlauf mit der Neigung  $C_c$  entsteht.

Das steifere Verhalten zu Beginn der Belastung lässt auf eine geologische Vorbelastung schließen. Die Größe der Vorbelastungsspannung kann über den Schnittpunkt der über  $C_s$  und  $C_c$  approximierten Kompressionskurven abgeschätzt werden.

Auffällig an der Kompressionskurve ist die stärkere Setzung bei  $\sigma_v \approx 400$  kPa. Dies könnte ein Hinweis auf eine Zementierung des Bodens sein oder auf Einflüsse des Versuchsgertes, z.B. ein Verkleben der Kopfplatte.

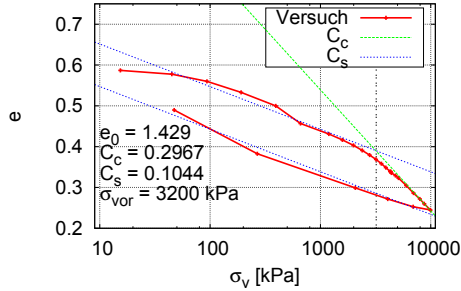


Abbildung 5.11:  $e$ - $\log \sigma_v$ -Diagramm aus dem Ödometerversuch einer ungestörten Probe

Die Kompressibilitäten wurden analog zu Kapitel 2.1 bestimmt. Der Theorie nach sollte der Wert für  $C_c$  dem einer normalkonsolidierten oder aufbereiteten Probe entsprechen. Der hier bestimmte Wert  $C_c = 0,297$  ist deutlich geringer als  $C_c = 0,483$  bei aufbereitetem Boden. Dies kann daran liegen, dass die Probe noch nicht ausreichend belastet wurde und sich deshalb noch kein normalkonsolidiertes Verhalten eingestellt hat. Wie in Abbildung 5.12 zu erkennen, tendiert die Kompressionskurve der ungestörten Probe dazu, sich dem Verlauf der NCL der aufbereiteten Probe anzupassen. Der über

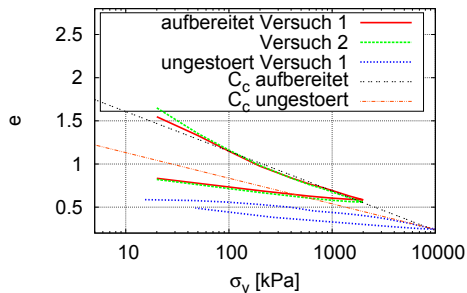


Abbildung 5.12: Vergleich der Kompressionskurven vom aufbereiteten und ungestörten Material

die Entlastung der ungestörten Probe bestimmte Wert für  $C_s = 0,104$  entspricht näherungsweise dem Wert  $C_s = 0,127$  für die aufbereiteten Proben.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Bestimmung der Erstbelastungskurve an der ungestörten Probe problematisch sein kann, da die ermittelten Kompressi-

onsbeiwerte  $C_c$  für Proben aus großen Tiefen schwer zu ermitteln sind. Zur Bestimmung der NCL sind Versuche an aufbereitetem Boden i.d.R. besser geeignet, da Einflüsse aus der Struktur des Bodens durch das Aufbereiten eliminiert werden. Die Neigung der Wiederbe- und Entlastungskurve kann mit dem gleichen Schwellbeiwert  $C_s$  für die ungestörte und für die aufbereitete Probe wiedergegeben werden.

## Triaxialversuch

Wie bereits in Kapitel 2.4.2 beschrieben, wurden ebenfalls konsolidierte undrainingierte triaxiale Scherversuche an ungestörten Proben des feinkörnigen Boden durchgeführt. Die Proben wurden bis zu einer Spannung von

$$\sigma'_3 = \gamma \cdot h = 2400 \text{ kPa}$$

konsolidiert und danach auf 80 %, 60 % und 40 % der Konsolidationsspannung entlastet. Es wurden drei Versuche bei unterschiedlichen Zelldrücken durchgeführt. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche findet sich in Tabelle 5.5.

Probenbez.	$\sigma_3$ [kPa]	$e_{Einbau}$	$e_{Ausbau}$
P1	900	0,513	0,505
P2	1400	0,685	0,618
P3	1900	0,685	0,667

Tabelle 5.5: Übersicht der Triaxialversuche an ungestörten Proben von Ton 1

In Abbildung 5.13 sind die Ergebnisse der Scherversuche noch einmal dargestellt. Es wurde ein  $p'$ - $e$ -Diagramm ergänzt, um den Einfluss des Zustandes mit in die Bewertung einfließen lassen zu können. Für eine bessere Darstellung wurden die Endpunkte der Versuchskurven mit einem Symbol markiert.

Anhand der Einbauporenzahlen  $e_{Einbau}$  lässt sich erkennen, dass der Zustand der Probe mit der Probenbezeichnung P1 anders ist, als die der Proben mit der Probenbezeichnung P2 und P3. Die Proben P2 und P3 weisen ähnliche Porenzahl  $e_{Einbau}$  auf. Der Unterschied in der Porenzahl  $e_{Einbau}$  zur Probe P1 ist unklar.



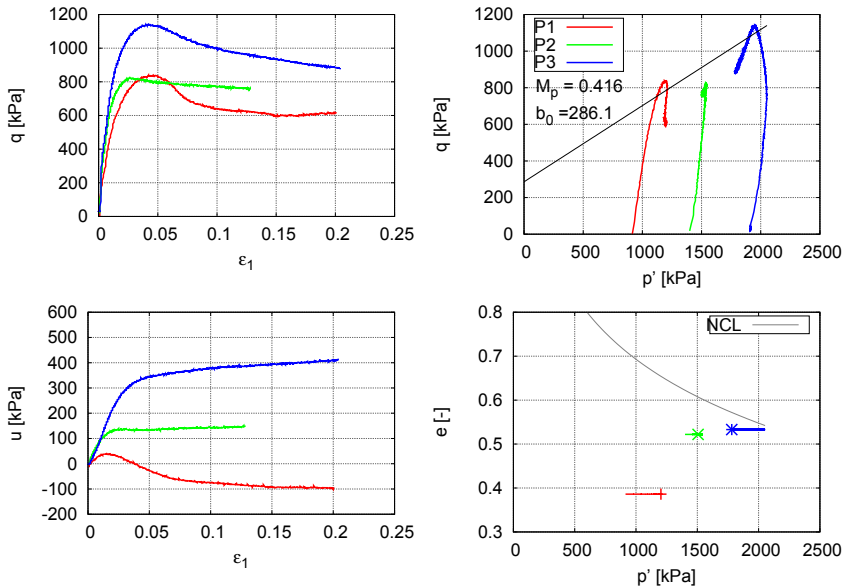


Abbildung 5.13: Ergebnisse der Triaxialversuche an ungestörten Proben von Ton 1

Nach dem Ausbau der Proben wurde die Porenzahl  $e_{Ausbau}$  bestimmt (siehe Tabelle 2.6). Man würde eine Abhängigkeit zwischen der Konsolidationsspannung  $\sigma'_3$  und der Porenzahl  $e_{Ausbau}$  erwarten. Es zeigt sich allerdings hier ein anderes Bild. Die niedrigere Porenzahl  $e_{Ausbau}$  beim Versuch P1 resultiert aus der von vornherein geringeren Anfangsporenzahl. Um eine Erklärung für die Größe der beiden anderen Porenzahlen zu finden, wurde die Volumenänderung während der Konsolidation in die Betrachtung einbezogen.

Das verwendete Triaxialgerät ist mit einer elektronischen Bürette ausgestattet, welche die Volumenänderung automatisch registriert. Die Proben wurden mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit konsolidiert. Eine Messung des Porenwasserdruckes hat dabei nicht stattgefunden. Es kann dadurch nicht sichergestellt werden, dass die effektiven Spannungen dem Zeldruck entsprechen. Auch wenn die gemessene Volumenänderung keiner drainierten Belastung entspricht, ist es möglich, wie in Skizze 5.14 dargestellt, die Kompressibilität über den Anfangs- und Endpunkt der Konsolidierung abzuschätzen.

In Abbildung 5.15 ist die Volumenänderung, ausgedrückt durch die Poren-

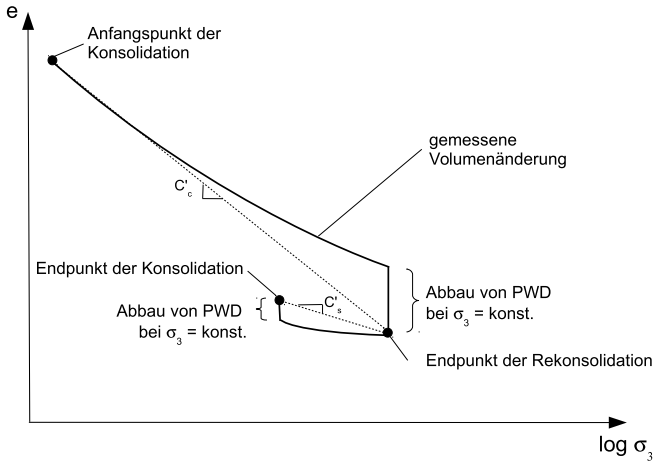


Abbildung 5.14: Skizze zur Abschätzung der Kompressibilität

zahl  $e$  über den Zeldruck  $\sigma_3$ , für alle drei Versuche aufgetragen. Durch Verbinden der Anfangs- und Endpunkte der Rekonsolidation ist das Abschätzen der Kompressibilität  $C_c$  möglich. Wie zuvor schon vermutet, zeigt sich in Abbildung 5.15, dass durch die Konsolidation auf 2400 kPa die Porenzahl des Versuches P1 bei den anderen Versuchen nicht erreicht wird. Des Weiteren zeigt sich, dass die Kompressibilität bei Versuch P2 größer ist, als bei den beiden anderen Proben. Bei der Entlastung auf den gewünschte Zeldruck für die Scherung, ergab sich bei allen Versuchen in etwa der selben Schwellbeiwert  $C_s$ . Das erklärt, warum am Ende der Entlastung die Porenzahlen  $e$  für die Versuche P2 und P3 ähnlich sind.

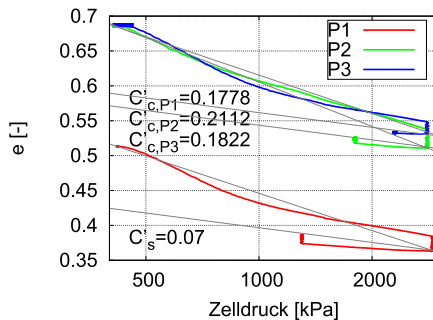


Abbildung 5.15: Entwicklung der Porenzahl während der Konsolidation

Durch den Vergleich der Kompressionsbeiwerte zeigt sich, dass sich das Materialverhalten bei dem Versuch P2 offensichtlich von dem der anderen Versuchen unterscheidet. Trotz Rekonsolidation auf  $\sigma_3 = 2400$  kPa konnten die Anfangsunterschiede in den Porenzahlen nicht vollständig ausgeglichen werden. Durch das Vernachlässigen der Ergebnisse des Versuches P2 würden sich die Scherkennwerte zu  $\varphi' = 10,9^\circ$  und  $c' = 169,8$  kPa ergeben.

### Kritischer Zustand

Werden die anhand der ungestörten Proben bestimmten maximalen Deviatorspannungen mit den maximalen Deviatorspannungen im kritischen Zustand verglichen, sind diese bei den ungestörten Proben geringer. Nach der in Abschnitt 4.2 gezeigten Theorie sollte zwar der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  größer sein als der an überkonsolidierten Proben bestimmte, die Deviatorspannung im kritischen Zustand sollte allerdings kleiner sein als die maximale Deviatorspannung. Für die in Abbildung 5.16 dargestellte CSL, welche anhand der Ergebnisse der Triaxialversuche an aufbereitetem Boden bestimmt wurde, würde sich eine höhere kritische Scherfestigkeit ergeben als die bestimmte Peakscherfestigkeit  $q_{max}$ . Eine Erklärung für diese Unstimmigkeit wären die Spannungsbereiche, in welchen die Versuche durchgeführt wurden. Der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  wurde bei kleineren Spannungen bestimmt, die Versuche an ungestörten Proben wurden bei höheren Spannungen  $\sigma'_3$  durchgeführt. Obwohl der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  unabhängig vom Druck sein sollte, könnte sich hier trotzdem eine gewisse Druckabhängigkeit zeigen.

Eine weitere Erklärung wäre das Auftreten von Scherflächen in der Probe, welche durch die Entlastung bei der Probenahme entstehen könnten (Vitone [VVCH13] und Fedá [FBH95]). Diese Scherflächen könnten ein vorzeitiges Abscheren der Probe hervorrufen. In Abschnitt 8.4 wird darauf noch einmal eingegangen.

Sieht man sich die Entwicklung der effektiven Spannung  $p'$  über die Porenzahl  $e$  an (Abb. 5.16 rechts), zeigt sich, dass die Zustände der ungestörten Proben alle unter der NCL liegen (der Zustand der Probe P1 liegt sogar unter der CSL) und somit im überkonsolidierten Bereich sind. Während der Scherung nähern sich die Versuchskurven der CSL, erreichen diese allerdings nicht. Dies lässt darauf schließen, dass die erreichte maximale Scherfestigkeit  $q_{max}$  aufgrund von Störungen oder Inhomogenitäten niedriger als theoretisch zu erwarten ist.

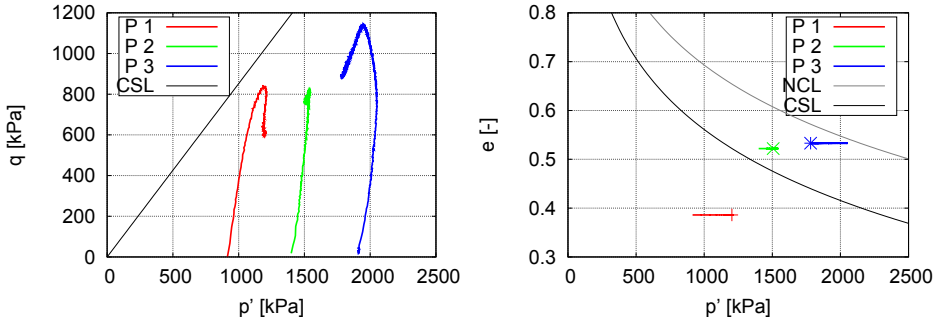


Abbildung 5.16: Ergebnisse der Triaxialversuche an ungestörten Proben im Vergleich zum kritischen Zustand. Die Punkte im rechten Bild markieren das Ende des Spannungspfades.

## Spannungsnormierung

Was bei der Auswertung bisher nicht beachtet wurde, ist die geringere Porosität  $e$  bei dem Versuch P1. Um auch den Einfluss dieser zu berücksichtigen, bietet sich die in Kapitel 4.2 beschriebene  $p_e$ -Normierung an. Die Spannungsgrenzbedingung kann dann über Gleichung 4.8 und die Parameter  $c = 0,614$  und  $d = 0,045$  definiert werden. In Abbildung 5.17 ist die mit  $p_e$  normierte Grenzbedingung, welche über die Versagenspunkte der ungestörten Proben definiert ist, dargestellt. Zusätzlich sind die mit  $p_e$  normierten Versagenspunkte der aufbereiteten Proben (100 kPa; 200 kPa; 400 kPa) eingezeichnet. Der Theorie nach sollten alle Punkte auf einer Geraden liegen. Bei den hier ausgewerteten Versagenspunkten liegen die für die aufbereiteten Proben leicht über der Grenzbedingung. Eine Übersicht der Normierungsspannungen findet sich in Tabelle 5.6. Die Berechnung erfolgte wie in Abschnitt 4.2.2 beschrieben.

Ein ähnliches Bild zeigt sich bei der Darstellung der normierten Spannungspfade in Abbildung 5.19. Diese Abbildung vereint die Darstellungen 5.13 und 5.16. Der theoretische Verlauf ist in Abbildung 5.18 gezeigt. Die Pfade für die normalkonsolidierten Versuche beginnen bei  $p'/p_e = 1,0$ . Ihr Maximum erreichen sie an dem Punkt, welcher den kritischen Zustand markiert. Die Maxima der überkonsolidierten Versuche sollten auf einer geradlinigen Grenzbedingung liegen. In Abbildung 5.19 zeigt sich, dass die normierten Spannungspfade für die überkonsolidierten Proben zu niedrig bleiben. Dies ist wiederum auf die gemessene maximale Deviatorspannung zurückzuführen, welche unter der kritischen liegt. Wie in Abbildung 5.16 rechts zu sehen,

Versuch	Konsolidationsp. [kPa]	Porenzahl $e$ [-]	$p_e$ [kPa]	$p_c$ [kPa]
P1	900	0,386	4321	1949
P2	1400	0,522	2260	1019
P3	1900	0,533	2144	967
4	100	1,110	98	62
5	200	0,990	200	110
6	400	0,890	400	204

Tabelle 5.6: Übersicht der Normierungsspannungen  $p_e$  und  $p_c$  der einzelnen Teilversuche für den Beispielboden Ton 1

fängt die Versuchskurve von Versuch P3 dicht an der NCL an. Dies zeigt sich ebenfalls bei den  $p_e$  normierten Spannungspfaden. Der Pfad für Versuch P3 startet in etwa bei  $p/p_e = 1,0$  endet allerdings nicht im Punkt des kritischen Zustandes, sondern unterhalb.

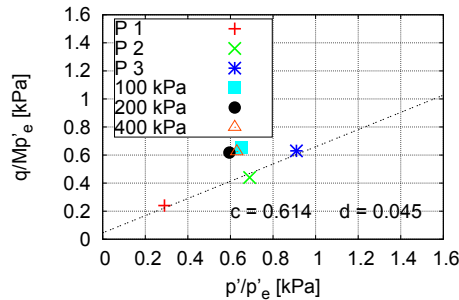
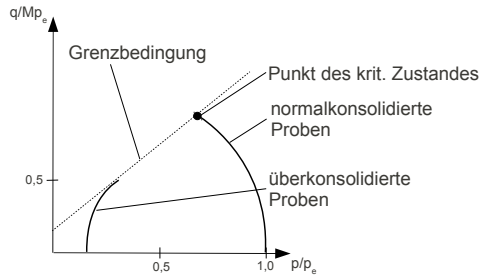
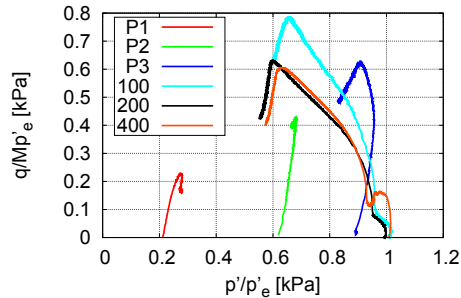


Abbildung 5.17: Auswertung der mit  $p_e$  normierten Spannungsgrenzbedingung

Eine andere Art der Normierung kann über die kritische Spannung  $p_c$  nach Atkinson [Atk93] erfolgen. Wie in Abschnitt 4.2 beschrieben, kann damit, ähnlich wie bei der Normierung über die äquivalente Spannung  $p_e$ , der Einfluss der Spannung sowie der Porenzahl zusammengeführt werden. Der Vorteil der Normierung über die kritische Spannung liegt darin, dass der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  sowie die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  für den Peak-Zustand aus der normierten Darstellung abgeleitet werden können.

Wie in Abbildung 5.20 zu sehen und zuvor beschrieben, können die Punkte für  $q_{max}/p_c$  über  $p'/p_c$  über eine Gerade

$$q/p_c = j \cdot p'/p_c + f \quad (5.19)$$

Abbildung 5.18: Skizze zum  $p_e$  normierten BodenverhaltenAbbildung 5.19: Auswertung der mit  $p_e$  normierten Spannungspfade

charakterisiert werden.

Für die hier ermittelten Parameter  $j = 0,521$  und  $f = 0,089$  ergibt sich über Gleichung 4.11 der kritische Reibungswinkel aus der normierten Darstellung zu:

$$M = j + f = 0,61 \quad (5.20)$$

$$\varphi_c = \arcsin \left( \frac{3 \cdot M}{6 + M} \right) = 16,1^\circ \quad (5.21)$$

Der so definierte kritische Reibungswinkel unterscheidet sich stark von dem kritischen Reibungswinkel  $\varphi_c = 21,9^\circ$ , welcher anhand der Triaxialversuche an aufbereiteten Proben bestimmt wurde. Dies lässt darauf schließen, dass das Bodenverhalten der ungestörten Proben durch zusätzliche Einflüsse von beispielsweise Störungen oder Inhomogenitäten beeinflusst wird. Es können dadurch frühzeitig Scherflächen entstehen, welche das erwartete Bodenverhalten verzerren.

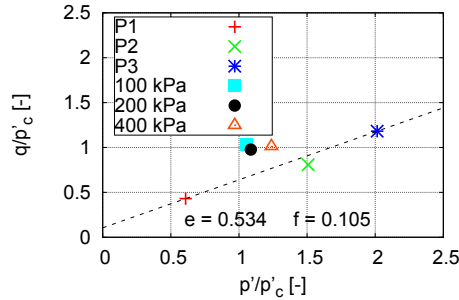


Abbildung 5.20: Auswertung der mit  $p_c$  normierten Spannungsgrenzbedingung

Aus der normierten Darstellung der maximalen Deviatorspannungen (siehe Abb. 5.20) lässt sich allerdings auch erkennen, dass die normierte Spannungsgrenzbedingung die Maximalwerte für die Versuche P1 bis P3 wiedergibt. Aus Gleichung 4.13 und 4.16 lassen sich die Scherkennwerte für den Peak-Zustand ableiten. Es ergibt sich der Reibungswinkel

$$M_p = j = 0,521 \quad (5.22)$$

$$\varphi = \arcsin\left(\frac{3 \cdot M_p}{6 + M_p}\right) = 13,9^\circ, \quad (5.23)$$

und die Kohäsion

$$c = q_b \cdot \frac{\tan(\varphi)}{M_p} = 66,3 \text{ kPa} \quad (5.24)$$

$$\text{mit } q_b = q_c - M_p \cdot p_c = 139,6 \text{ kPa}$$

$$q_c = M \cdot p_c = 0,61 \cdot 1567 \text{ kPa} = 956,2 \text{ kPa}$$

folgt aus dem Reibungswinkel  $\varphi$  und der mittleren effektiven Spannung des Versuches beim höchsten Konsolidationsdruck. Der somit abgeleitete Reibungswinkel  $\varphi' = 14,2^\circ$  ist größer als der über die Versuche 1 und 3 bestimmte. Der Wert der Kohäsion  $c' = 66,3 \text{ kPa}$  ist kleiner als die über die Versuche 1 und 3 direkt bestimmte Kohäsion  $c' = 169,8 \text{ kPa}$ . Die Kohäsion passt allerdings zu dem höheren Reibungswinkel. Da die Versuche bei sehr hohen Spannungen durchgeführt wurden, wirken sich kleine Abweichungen im Reibungswinkel stark auf die Kohäsion aus.

Eine weitere systematische Bewertung der hier gezeigten Ergebnisse findet sich in Kapitel 7.

## 5.3 Ton 2

Bei dem Beispielboden Ton 2 handelt es sich um einen feinkörnigen Boden mit einem Tonanteil von etwa 80%. Der Wassergehalt an der Fließgrenze beträgt  $w_l = 61,4\%$  und der Wassergehalt an der Ausrollgrenze  $w_p = 25,5\%$ . Die Korndichte wurde zu  $\rho_s = 2,47\text{g/cm}^3$  bestimmt.

Wie in Kapitel 2.4.3 gezeigt, konnten die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  des aufbereiteten Bodens, anhand der durchgeführten undrainierten und drainierten Triaxialversuche, nicht eindeutig bestimmt werden. Wie in Abbildung 5.22 zu sehen, ergibt sich bei der Betrachtung der Spannungsgrenzbedingung kein linearer Verlauf. Um das experimentelle Verhalten besser einschätzen und nachvollziehen zu können, werden die Ergebnisse im Folgenden mit den in Kapitel 3 definierten Referenzzuständen verglichen und interpretiert.

### 5.3.1 Ödometerversuch

Aus den Ergebnissen der Ödometerversuche in Abbildung 5.21 ist deutlich zu erkennen, dass der Verlauf der Kompressionskurve einer Geraden im  $e$ - $\log \sigma'$ -Diagramm entspricht. Die Neigung kann auch nach der Ent- und Wiederbelastungsphase mit einem konstanten Wert für  $C_c$  beschrieben werden. Außerdem kann die Neigung der Kompressionskurve bei der Ent- und Wiederbelastung mit einem konstanten Wert für  $C_s$  beschrieben werden. Die Abweichungen von der idealen Kompressionsgeraden zu Beginn der Belastung sind auf den Einbauwassergehalt und die Anlegeseitungen der Kopfplatte zurückzuführen. Das Material wurde mit einem Wassergehalt von  $w \approx 1,5 \cdot w_l$  eingebaut.

Anhand der ermittelten Kompressionskurven konnten die Parameter  $C_c = 0,476$  bzw.  $C_s = 0,111$  bestimmt werden. Diese Werte können zur Bewertung mit Hilfe von Korrelationen verglichen werden, siehe Abschnitt 4.3. Aus der Korrelation nach Wroth [WW78] ergibt sich

$$C_c = \frac{I_P \cdot \gamma_s}{2} = \frac{0,359 \cdot 2,471}{2} = 0,444 \quad (5.25)$$

Nach Mitchell [Mit93] ergeben sich der Kompressions- und Schwellbeiwert aus:

$$C_c = 0,0135 \cdot I_P[\%] = 0,0135 \cdot 35,9 = 0,485 \quad (5.26)$$



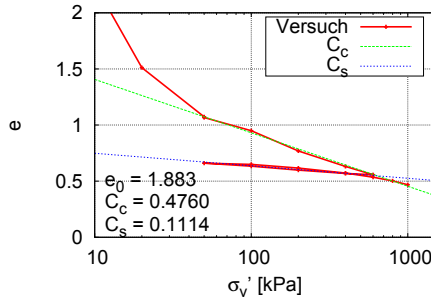


Abbildung 5.21: Kompressionskurve des Ton 2 aus dem aufbereiteten Zustand

und

$$C_s = 0,0027 \cdot I_P[\%] = 0,0027 \cdot 35,9 = 0,097 \quad (5.27)$$

Die Korrelation nach Skempton [SJ44] über die Fließgrenze  $w_l$  (siehe Gl. 4.36) ergibt:

$$C_c = 0,009 \cdot (w_l[\%] - 10) = 0,009 \cdot (61,4 - 10) = 0,4626 \quad (5.28)$$

Die  $C_c$ -Werte aus den Ödometerversuchen liegen im Bereich der Korrelationen, es zeigen sich hier nur kleine Abweichungen. Der aus den Versuchsdaten bestimmte  $C_s$ -Wert ist leicht größer als der aus der Korrelation. Da er aber noch im Bereich der Daten liegt, welche der Korrelation zu Grunde liegen, kann der experimentelle Wert als plausibel angesehen werden.

### 5.3.2 Triaxialversuche

Die in Kapitel 2.4.3 gezeigten Ergebnisse an aufbereiteten Proben des feinkörnigen Bodens Ton 2 deuten auf eine starke Spannungsabhängigkeit des ermittelten Reibungswinkels hin. Anhand der Standardauswertung konnte dieser Einfluss nicht geklärt werden. In Abbildung 5.22 sind die Ergebnisse aller vorgestellten Versuche an Ton 2 zusammengefasst dargestellt. Es wurde außerdem noch das Spannungs-Porenzahl-Diagramm ergänzt.

Die anhand der Spannungspfade bestimmten Reibungswinkel waren für die Versuche 1 bis 3  $\varphi' = 20,2^\circ$  und für die Versuche 4 bis 7  $\varphi' = 16,4^\circ$ . Wie in

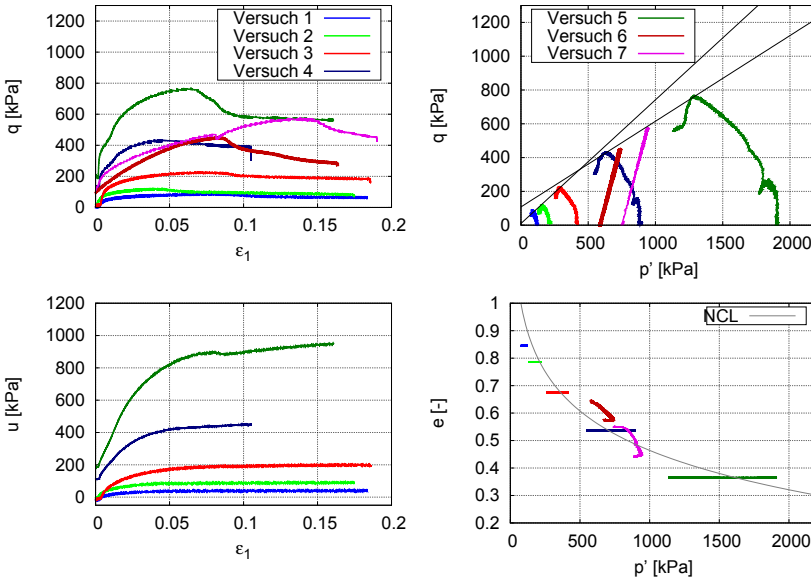


Abbildung 5.22: Ergebnisse der undrainierten Triaxialversuche an aufbereitetem Ton 2

Abschnitt 4.3 beschrieben, können diese Reibungswinkel, da sie an aufbereiteten Proben durchgeführt wurden und somit kein Einfluss von Struktur zu erwarten ist, gut über Korrelationen auf Plausibilität überprüft werden. Nach Gleichung 4.21 ergibt sich die Scherfestigkeit aus

$$\begin{aligned}\varphi' &= \arcsin(0,759 - 0,092 \cdot \ln(I_P)) \\ &= \arcsin(0,759 - 0,092 \cdot \ln(35,9)) = 25,4^\circ\end{aligned}\quad (5.29)$$

Der aus der Korrelation nach Mitchell [Mit93] und Lambe [LW69] abgeschätzte Reibungswinkel  $\varphi'$  ist somit noch größer also diejenige aus den Versuchen 1-3. Dies lässt vermuten, dass die Proben bei höheren Spannungen ( $p' > 500$  kPa) noch vor dem Erreichen des kritischen Zustandes versagen.

Wie in Abbildung 5.22 zu erkennen ist, starten die Scherphasen aller Versuche in etwa auf der über Gleichung 4.2 definierten NCL-Kurve. Die An-

fangzustände der Triaxialversuche liegen somit auf der folgenden Kurve:

$$e_{NCL} = e_{0,p} - C_c \cdot \log(p') = 1,790 - 0,4760 \cdot \log(p') \quad (5.30)$$

$$\text{mit } e_{0p} = e_0 - C_c \cdot \log\left(\frac{3 \cdot 1 \text{ kPa}}{1 + 2K_0}\right)$$

$$= 1,883 - 0,4760 \cdot \log\left(\frac{3 \cdot 1 \text{ kPa}}{1 + 2 \cdot 0,717}\right) = 1,790$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi_c) = 0,717$$

Allerdings passt das Spannungs-Dehnungs-Verhalten ( $q$ - $\varepsilon_1$ -Diagramm) nicht zum Verhalten von normal-konsolidierten Proben. Vor allem die Versuche bei höheren Spannungen ( $p' > 500$  kPa) zeigen einen starken Abfall der Deviatorspannung  $q$  und somit ein entfestigendes Verhalten, wie man es von einer über-konsolidierten Probe erwarten würde.

### Kritischer Zustand

Um das Bodenverhalten hinsichtlich des kritischen Zustands bewerten zu können, sind in Abbildung 5.23 noch einmal die Spannungspfade im  $q$ - $p'$ -Diagramm sowie die Porenzahl Spannungspfade im  $e$ - $p'$ -Diagramm dargestellt. Außerdem ist der aus Gleichung 3.5 definierte kritische Zustand im  $e$ - $p'$ -Diagramm dargestellt.

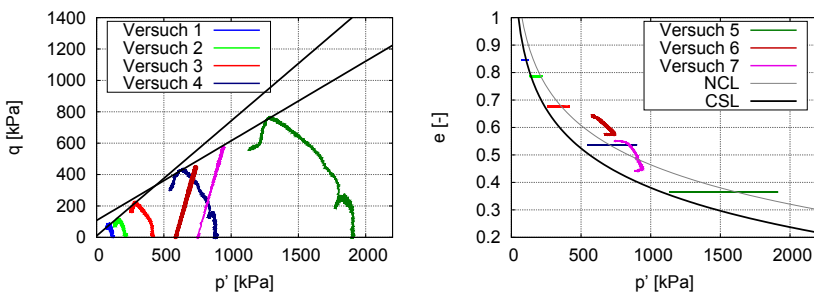


Abbildung 5.23: Ergebnisse der undrainierten Triaxialversuche an Ton 2 im Vergleich zum kritischen Zustand

Es zeigt sich, dass fast alle Proben gegen Ende der Scherung den kritischen Zustand im  $e$ - $p'$ -Diagramm erreichen. Allerdings steht dem die geringere Scherfestigkeit im  $q$ - $p'$ -Diagramm entgegen. Leichte Abweichungen sind nur

bei Versuch 1 bzw. bei Versuch 6 zu erkennen. Diese könnten aber an Problemen bei der Porenzahlbestimmung liegen. Weitere Erläuterungen dazu finden sich in Kapitel 8.1.

## Spannungsnormierung

Um mögliche Einflussfaktoren zu reduzieren und eine andere Vorgehensweise zur Bestimmung der kritischen Scherfestigkeit zu testen, werden im Folgenden die  $p_c$ -Normierten Spannungspfade der undrainierten Versuche 1 bis 5 betrachtet. Nach Abschnitt 4.2 wird erwartet, dass alle Pfade im kritischen Zustand enden. Die Maxima der Spannungspfade sollten der Theorie nach in einem Punkt im  $q/p_c$ - $p'/p_c$ -Diagramm zusammen kommen. Wie sich in Abbildung 5.24 zeigt, schwanken die Maximalwerte der Spannungspfade für  $q/p_c$  sowie  $p/p_c$ .

Die für die Normierung genutzten mittleren effektiven Spannungen im kritischen Zustand  $p_c$  ergeben sich nach Gleichung 4.9 aus:

$$p_c = 10^{\frac{e_\Gamma - e}{C_c}} \quad (5.31)$$

mit  $e_\Gamma = e_{0p} - (C_c - C_s) \cdot \log(2)$

Für die unterschiedlichen Teilversuche sind die  $p_c$ -Werte in Tabelle 5.7 aufgeführt.

Versuch	Konsolidationsp. [kPa]	Porenzahl $e$ [-]	$p_c$ [kPa]
1	100	0,846	69
2	200	0,786	121
3	400	0,675	242
4	900	0,537	473
5	1900	0,365	1086

Tabelle 5.7: Übersicht der  $p_c$ -Werte der einzelnen Teilversuche für den Beispielboden Ton 2

Der kritische Zustand sollte sich bei dieser Art der Darstellung bei  $p'/p_c = 1,0$  befinden. Ein Wert  $p'/p_c > 1,0$  bedeutet, der Zustand liegt oberhalb der CSL. Ein Wert  $p'/p_c < 1,0$  bedeutet, der Zustand liegt unter der CSL. Es ist in Abbildung 5.24 zu erkennen, dass  $p'/p_c < 1,0$  nur bei Versuch 1 erreicht wird. Die Maximalwerte der Spannungspfade der Versuche 2 bis 5 liegen bei Werten von  $p'/p_c > 1,0$  und somit oberhalb der CSL. Es zeigt

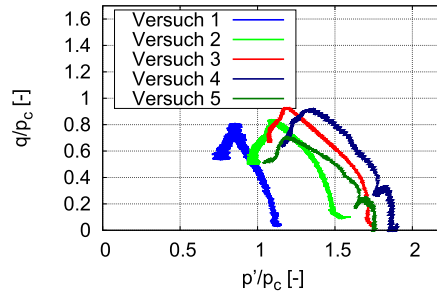


Abbildung 5.24:  $p_c$  normierte Spannungspfade für Ton 2

sich somit auch hier, dass der kritische Zustand nicht erreicht wird und die Probe vorzeitig versagt.

Eine Erklärung für das beobachtete Versagen vor Erreichen des kritischen Zustandes ist das Auftreten einer dominanten Scherfläche. In Abbildung 5.25 ist ein Probekörper von Versuch 5 nach der Scherung dargestellt. Es ist eine deutliche Scherfuge innerhalb der Probe zu erkennen.



Abbildung 5.25: Aufbereitete Probe von Ton 2 nach der Scherung

## Hyperbelmodell

Um das theoretisch homogene Verhalten über den Punkt nach Auftreten der Scherfläche extrapolieren zu können, kann die Spannungs-Dehnungs-Kurve über eine Hyperbel nach Gleichung 4.18 approximiert werden. Wie in der Skizze 5.26 dargestellt, kann die asymptotische Grenzspannung der Hyperbel zur Abschätzung der maximalen Deviatorspannung auf der Spannungsgrenzbedingung genutzt werden. Der Spannungspfad einer normal-konsolidierten Probe im  $q$ - $p'$ -Diagramm sollte ebenfalls diese maximale Deviatorspannung erreichen.

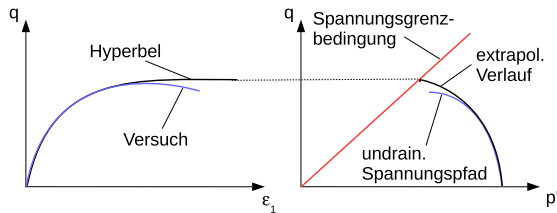


Abbildung 5.26: Skizze zur Abschätzung der max. Deviatorspannung auf der Spannungsgrenzbedingung über den Hyperbelansatz

In Abbildung 5.27 sind die Spannungs-Dehnungs-Kurven sowie die abgeleiteten Hyperbeln für drei ausgewählte Versuche dargestellt. Außerdem sind die Spannungspfade sowie die ermittelten Spannungsgrenzbedingungen abgebildet. Anhand des Hyperbelverlaufes kann das Spannungs-Dehnungs-

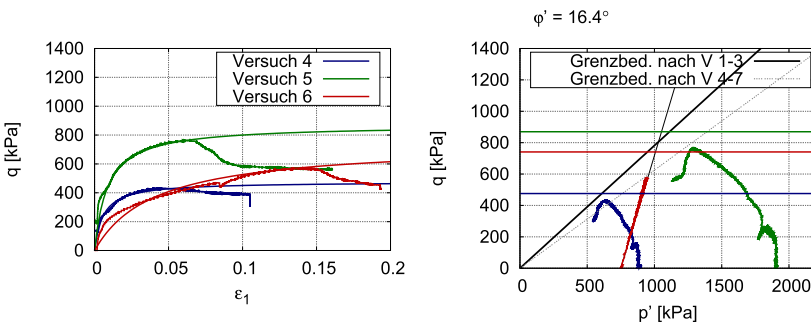


Abbildung 5.27: Betrachtung des Spannungs-Dehnungs-Verhalten über den Ansatz einer Hyperbel

Verhalten der drei Versuche über den Abfall der Deviatorspannung  $q$  hinaus approximiert werden. Der so entstandene asymptotische Wert für  $q_{max}$  kann

mit der Spannungsgrenzbedingung verglichen werden.

Wie sich in Abbildung 5.27 rechts zeigt, enden die Spannungspfade der Versuchsergebnisse alle unterhalb der Grenzbedingung, welche über die Versuche 1 bis 3 (bei kleineren Konsolidationsspannungen) definiert wurde. Die abgeleiteten asymptotischen Werte für  $q_{max}$  aus den Hyperbeln sind ebenfalls in dieser Darstellung eingezeichnet und schneiden die Grenzbedingung in etwa an der Stelle, an welcher auch der Spannungspfad diese Spannungsgrenzbedingung erreichen würde, wenn es nicht zum Abfall der Deviatorspannung  $q$  gekommen wäre. Dies wird vor allem bei dem Spannungspfad des drainierten Versuches (Versuch 6) deutlich, der mit einer festen Steigung von 3:1 verläuft. Zur Verdeutlichung ist die Verlängerung des Spannungspfades ebenfalls in Abbildung 5.27 rechts eingezeichnet.

Dies lässt darauf schließen, dass das Konzept eines spannungsunabhängigen kritischen Reibungswinkels  $\varphi_c$  richtig ist, wenn das Bodenverhalten nicht durch im Boden apriori enthaltene Scherflächen beeinflusst wird.

Die Frage ist, warum es bei diesem Boden im normalkonsolidiertem Zustand zur Ausbildung einer dominanten Scherfläche kommt. Dieses Verhalten ist eigentlich für überkonsolidierte Böden charakteristisch. Einen Ansatz zur Erläuterung dieses Phänomens findet sich in Kapitel 8.4.





## 6 Verfahren zur Überprüfung von Scherversuchen

Das in Kapitel 4 erläuterte Vorgehen bei der Versuchsauswertung kombiniert die Bestimmung von Kompressions- und Schereigenschaften. Es wird somit eine bessere Redundanz und Überprüfbarkeit der Ergebnisse erreicht. Das vorgestellte Konzept erlaubt eine bessere Einschätzung der Versuche, da klare Muster des Bodenverhaltens in Bezug auf die definierten Referenzzustände gegeben sind.

Um das Vorgehen genauer zu verdeutlichen und eine Struktur bei der Auswertung vorzustellen, wird in diesem Kapitel eine Abfolge von Kriterien zur Bewertung der Ergebnisse von Scherversuchen vorgestellt. Es erfolgt eine Bewertung jedes Einzelversuches innerhalb einer Scherversuchs-Serie. Voraussetzung ist die Kenntnis der Kompressionseigenschaften des untersuchten Bodens. Dabei werden vor allem konsolidierte undrainierte triaxiale Scherversuche betrachtet. Allerdings lässt sich das Vorgehen auch bei Rahmenscherversuchen anwenden, wie in Abschnitt 6.7 beschrieben. Mit Hilfe der Kriterien wird sichergestellt, dass die einzelnen Teilversuche, welche zur Bestimmung der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  zusammenhängend betrachtet werden müssen, in den Rahmen des angenommenen mechanischen Modells passen. Dafür werden feste Plausibilitätskontrollen benötigt, um eine objektive Einschätzung sicherstellen zu können. Die Bewertung wird im Rahmen einer Checkliste zusammengefasst und bietet somit eine gute Übersichtlichkeit.

Ein weiterer Vorteil liegt darin, dass eine hohe Anzahl an Versuchen relativ schnell über festgelegte Punkte eingeschätzt werden können. Diese Bewertungspunkte ermöglichen auch eine grobe automatisierte Beurteilung. Zu beachten ist hierbei, dass durch diese Automatisierung auffällige Versuche identifiziert werden können, ein Ersetzen der menschlichen ingenieurtechni-

schen Überprüfung bieten sie dabei nicht.

Die Grundlage ist das Schaffen von Bereichen, in welchem die Ergebnisse jedes Teilversuches erwartet werden. Liegen sie außerhalb der definierten Bereiche, soll der Grund dafür genauer untersucht werden. Gegebenenfalls soll der Teilversuch nicht für die Bestimmung der Scherkennwerte  $\varphi'$  und  $c'$  herangezogen werden. Vorgestellt werden hier einzelne Kriterien, die Größe der sich daraus ergebenden Bereiche zur Plausibilitätskontrolle können variabel angepasst werden. Eine Begründung für die Spannweite der Bereiche ergibt sich aus den Erkenntnissen in Kapitel 8.

Zu beachten ist, dass eine Bewertung auf Grundlage des zuvor beschriebene Bodenverhaltens erfolgt. Daraus ergibt sich, dass ein Erfassen von speziellen Böden, wie Böden mit hohem organischem Anteil oder Inhomogenitäten, ist nicht möglich.

## 6.1 Anfangszustand

Das Bodenverhalten und damit auch die Scherfestigkeit sind vom Zustand abhängig. Unter Zustand wird hier ein Zusammenhang von Dichte (Porenzahl) und Spannung verstanden. Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben ist der Konsolidationszustand entscheidend, um das beobachtete Bodenverhalten einschätzen zu können. Dabei unterscheidet sich das Bodenverhalten von normalkonsolidierten und stark überkonsolidierten Proben grundlegend.

Des Weiteren sollten ungestörte Proben aus einer annähernd gleichen Entnahmetiefe kommen, damit eine Vergleichbarkeit des Bodenzustandes gegeben ist. Es ergeben sich demnach Anfangsporenzahlen, welche nach der Konsolidation auf einer Entlastungskurve liegen. Normalkonsolidierte Proben liegen ihrem Bodenzustand entsprechend auf der NCL. Diese Zustände können, wie in Abbildung 6.1 schematisch dargestellt, überprüft werden. Außerdem ist in dieser Abbildung die in den Ödometerversuchen bestimmte Linie des normalkonsolidierten Zustandes (NCL) in blau zu sehen. Diese kann mit den Parametern  $C_c$  und  $e_0$  über die Gleichungen 4.2 und 4.3 beschrieben werden. Die bei den Ödometerversuchen bestimmte Referenzporenzahl  $e_0$  muss, für die Einschätzung einer isotropen Kompression in einer Triaxialzelle, in die Referenzporenzahl  $e_{0p}$  umgerechnet werden.

Da es bei der Porenzahlbestimmung immer wieder zu Schwankungen kommen kann (siehe Kapitel 8.1), ist es sinnvoll, einen Bereich zu definieren,

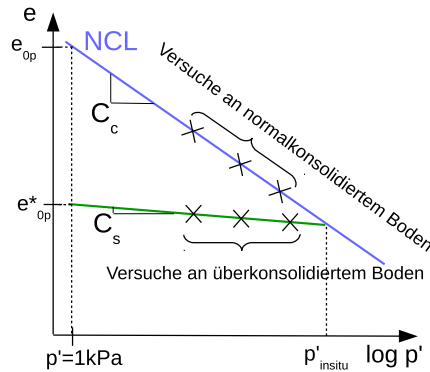


Abbildung 6.1: Schema zur Überprüfung des Anfangszustandes der einzelnen Proben in Bezug auf Entlastungskurve und NCL

in welchem die zu erwartenden Porenzahlen  $e$  liegen sollten. Als Vorschlag wird hier ein Bereich von  $\pm 5\%$  angegeben. Wie in Schwiteilo [Sch15] und Vaid [VS97] beschrieben, ist ein Bereich kleiner als  $\pm 3\%$  nicht sinnvoll, da die Bestimmung der Porenzahl  $e$ , auf Grund von Messungenauigkeiten bei der Volumenbestimmung nicht viel genauer erfolgen kann.

Die in Abbildung 6.1 eingezeichnete Entlastungskurve wird über die Gleichung

$$e = e_0^* - C_s \cdot \log \left( \frac{p'}{1 \text{ kPa}} \right) \quad (6.1)$$

beschrieben. Der Parameter  $C_s$  wird in Ödometerversuchen bestimmt. Die Referenzporenzahl  $e_0^*$  erhält man aus dem Anpassen der Gleichung 6.1 an die spannungsabhängigen Anfangsporenzahlen der Teilversuche. Die Bandbreite kann über eine Erhöhung bzw. Verringerung dieser Referenzporenzahl  $e_0^*$  definiert werden. Die Grenzen können somit über

$$\text{untere Grenze: } e_{uG} = e_0^* \cdot 0,95 - C_s \cdot \log \left( \frac{p'}{1 \text{ kPa}} \right) \quad (6.2)$$

$$\text{obere Grenze: } e_{oG} = e_0^* \cdot 1,05 - C_s \cdot \log \left( \frac{p'}{1 \text{ kPa}} \right) \quad (6.3)$$

angegeben werden.

Bei manchen Auswertungen, vor allem von ungestörten Proben, bei denen keine Versuchsergebnisse von aufbereiteten Proben vorlagen, zeigte sich,

dass die Anfangsporenzahlen der Triaxialversuche teilweise oberhalb der NCL lagen. Es wird vermutet, dass eine ungenau bestimmte NCL die Ursache sein könnte. Eine alternative Erklärung wären Inhomogenitäten bei einzelnen Proben.

Die Lage des Anfangszustandes der Scherversuche oberhalb der NCL kann auch auf die aus Ödometerversuchen bestimmten  $C_c$ -Wert zurückzuführen sein, wenn dieser an ungestörten Proben bestimmt wurde. Da die gemessene Kompressionskurve allmählich vom überkonsolidierten Bereich in den normalkonsolidierten Bereich übergeht, muss eine entsprechend hohe Spannung im normalkonsolidierten Bereich erreicht werden. Sonst kann die Neigung der Kompressionsgerade im normalkonsolidierten Bereich nicht ausreichend genau erfolgen. Ist die Vorbelastung des Bodens zu hoch oder erfolgt eine Entlastung und Wiederbelastung der Probe zwei Laststufen vor der maximalen Belastung, reicht die Kompression nicht aus, um den normalkonsolidierten Zustand zu erreichen. Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, wird es daher empfohlen die Parameter der Referenzzustände an aufbereiteten Proben zu bestimmen.

Aus diesem Grund ist eine Einbeziehung der NCL mit Werten aus den Korrelationen für  $e_0$  und  $C_c$ , z.B. nach Burland [Bur90], sinnvoll (siehe Kap. 4.3). Die Definition der Ent- bzw. Wiederbelastungsbereiches kann weiterhin über die im Versuch bestimmte Kompressionskurve erfolgen.

## 6.2 Scherfestigkeit

Das nächste Kriterium ist die ermittelte Schubspannung  $q$  in den einzelnen Teilversuchen. Betrachtet wird hier einmal der Peak-Zustand, also die maximale Festigkeit, und weiterhin der End-Zustand. Der End-Zustand ist allerdings mit Vorsicht zu interpretieren, da sich hier schon eine Scherlokalisierung bemerkbar machen kann. Es wird hier die Annahme eines Elementversuches<sup>1</sup> verletzt.

Da bei CU-Triaxialversuchen die Bodenproben in den einzelnen Teilversuchen auskonsolidiert sind (siehe Kap. 2.2), sollte es bei den gemessenen Maximalwerten der Deviatorspannung  $q$  einen erkennbaren ansteigenden Trend mit der Zunahme des Zelldruckes geben. Zeigt sich dieser Trend nicht, muss

---

<sup>1</sup>Bei einem Elementversuch ergibt sich innerhalb der Probe eine homogene Spannungs- und Verformungsverteilung.

geklärt werden, warum dies nicht der Fall ist. Des Weiteren sollten die Maximalwerte der Deviatorspannung  $q$ , wenn sie für eine Bestimmung des Reibungswinkels  $\varphi'$  bzw. der Kohäsion  $c'$  herangezogen werden, in einer gewissen Bandbreite liegen. Darauf wurde bereits in Abschnitt 2.2.3 eingegangen. Größere Abweichungen in der Spannungsabhängigkeit der maximalen Deviatorspannung sind ein Hinweis auf Störungen in den Proben oder Fehler in der Versuchsdurchführung, sodass diese Teilergebnisse für die Bestimmung der Scherfestigkeit nicht einbezogen werden sollten.

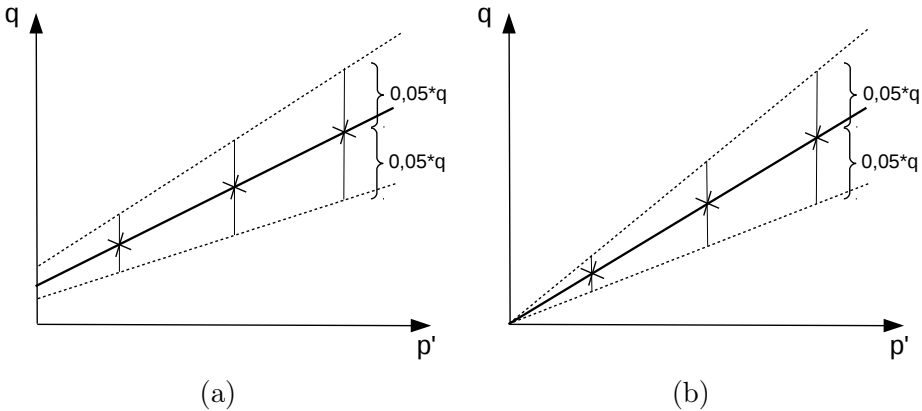


Abbildung 6.2: Schema zur Überprüfung der Scherfestigkeit der einzelnen Triaxialproben, (a) für den Peak-Zustand, (b) für den End-Zustand

In Abbildung 6.2 (a) sind die maximalen Deviatorspannungen für drei Teilversuche eines Triaxialversuches schematisch dargestellt. Die Spannungsgrenzbedingung für den Peak-Zustand kann über

$$q = M_p \cdot p' + q_0 \quad (6.4)$$

und die für den End-Zustand über

$$q = M \cdot p' \quad (6.5)$$

beschrieben werden. Um einen Bereich zu definieren, wird eine Schwankung der Festigkeiten von  $\pm 10\%$  als akzeptabel erachtet. Die Größe dieses Bereiches wurde aus der Analyse von Rahmenscherversuchen an gleichem Boden durch unterschiedliche Labore (siehe Anhang B und [SH17]) ermittelt. Hier wurden Schwankungen von bis zu  $15\%$  in der maximalen Schubspannung bestimmt. Des Weiteren werden in Kapitel 8.2.2 und 8.3 Analysen vorgestellt,

welche zeigen, dass durch fehlerhafte Rückschlüsse bei der Auswertung von Triaxialversuchen die maximale Schubspannung um etwa 15% abweichen kann.

Eine untere und obere Grenze für die maximale Schubspannung jedes einzelnen Teilversuches kann somit über

$$q_{oG} = 1,05 \cdot q \quad (6.6)$$

$$q_{uG} = 0,95 \cdot q \quad (6.7)$$

angegeben werden. Die ermittelten unteren und oberen Grenzwerte können wiederum über Geraden approximiert werden. Die so definierten Grenzen bilden dabei einen mit steigenden effektiven Spannungen sich öffnenden Kegelstumpf für die Peak-Festigkeit und ein sich öffnender Kegel für die End-Festigkeit (siehe Abb. 6.2 (b)).

Ein Versuch wird als nicht plausibel bewertet, wenn dessen Festigkeit außerhalb des definierten Bereiches liegt.

### 6.3 Porenwasserdrücke

Ziel von konsolidierten Triaxialversuchen ist eine Bestimmung der effektiven Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$ . Da die meisten Triaxialversuche unter undrainierten Bedingungen durchgeführt werden, müssen die sich einstellenden Porenwasserdrücke  $u$  gemessen werden. Die effektiven Spannungen, welche zur Bestimmung der Scherparameter genutzt werden, müssen aus den gemessenen totalen Spannungen und dem Porenwasserdruck  $u$  berechnet werden (vgl. Kap. 2.2).

Ein weiteres Kriterium ergibt sich somit durch die Bewertung des Porenwasserdruckes. Dafür bietet sich der Wert  $\Delta u_p$  bei maximaler Deviatorspannung  $q$  an. Da dieser ebenfalls vom Zelldruck  $p_0$  abhängt, wird bei diesem Kriterium ein mit dem Zelldruck  $p_0$  normierter Wert betrachtet. Bezogen wird dieser normierte Porenwasserdruck  $\Delta u_p/p_0$  auf das Verhältnis von Zelldruck zu Vorbelastungsspannung  $p_0/p_{vor}$ . Hier sollte sich ein ansteigender Trend zeigen. Wie in Abbildung 6.3 zu sehen, kann dieser Trend über eine Gerade bewertet werden.

Um geringe Schwankungen mit berücksichtigen zu können, wird auch hier ein Bereich definiert, in welchem die Versuchsergebnisse liegen sollten. Dabei

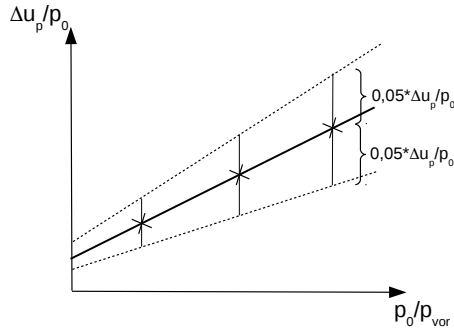


Abbildung 6.3: Schema zur Bewertung der Porenwasserdrücke

wird eine 5%ige Schwankung des normierten Porenwasserdrucks  $\Delta u_p/p_0$  angesetzt:

$$\left( \frac{\Delta u_p}{p_0} \right)_{oG} = 1,05 \cdot \frac{\Delta u_p}{p_0} \quad (6.8)$$

$$\left( \frac{\Delta u_p}{p_0} \right)_{uG} = 0,95 \cdot \frac{\Delta u_p}{p_0} \quad (6.9)$$

Die Grenzen ergeben sich aus der Approximation der variierten Porenwasserdrücke  $\Delta u_p$  als Geraden.

Ein abweichender Porenwasserdruck gibt Hinweise auf eine untypische Tendenz des volumetrischen Verhaltens, bzw. eine nicht 100%ige Sättigung. Von einer 100%igen Sättigung wird bei der Berechnung der effektiven Spannung über Gleichung 2.12 ausgegangen. Abweichende Sättigungen beeinflussen somit die Definition der Scherparameter.

## 6.4 Normierung über die mittlere Spannung im kritischen Zustand

Wie in Abschnitt 4.2 eingeführt, können Normierungen genutzt werden, um Einflüsse aus der Porenzahl oder Spannung zusammenzuführen. Bei Betrachtung der Beispielauswertungen in Kapitel 5 erwies sich die Normierung der maximalen Deviatorspannung über die mittlere effektive Spannung im kritischen Zustand  $p_c$  nach Atkinson [Atk93] als sinnvoll. Der Vorteil der

Normierung über diese Spannung liegt darin, dass der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  sowie die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  für den Peak-Zustand aus der normierten Darstellung abgeleitet werden können. Es bietet sich somit eine redundante Überprüfung der Ergebnisse.

Wie in Abbildung 6.4 zu sehen und zuvor beschrieben, können die Punkte für  $q_{max}/p_c$  über  $p'/p_c$  über eine Gerade

$$q/p_c = j \cdot p'/p_c + f \quad (6.10)$$

charakterisiert werden. Mit Hilfe dieser Geraden kann, wie in Abschnitt 4.2 beschrieben, der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  sowie die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  für den Peak-Zustand abgeleitet werden.

Analog zur Bewertung der Scherfestigkeit kann auch bei der Betrachtung der normierten Spannungen ein Bereich angegeben werden, in welchem die normierten Spannungswerte liegen sollten. Beispielsweise wird eine 10%ige Abweichung

$$(q/p_c)_{oG} = 1,1 \cdot (q/p_c) \quad (6.11)$$

$$(q/p_c)_{uG} = 0,9 \cdot (q/p_c) \quad (6.12)$$

als akzeptabel angesehen. Die Grenzen des Bereiches können über Fit-Geraden der variierten normierten Spannungen festgelegt werden. Der Spannungsbereich, in welchem die normierten Werte erwartet werden, ist in Abbildung 6.4 zu sehen.

Die Normierung über  $p_c$  ist von den Kompressionseigenschaften ( $C_c$ ,  $C_s$  und  $e_0$ ) abhängig. Wie schon erwähnt, ist die Bestimmung der NCL aus den Ergebnissen der Ödometersversuche an ungestörten vorbelasteten Proben nicht immer ausreichend genau möglich. Aus diesem Grund können, wie auch bei der Beurteilung des Anfangszustandes, die Kompressionseigenschaften aus Korrelation in der Bewertung betrachtet werden.

## 6.5 Vergleich mit dem Hyperbelmodell

Die bisher vorgestellten Kriterien erlauben keine Bewertung des Spannungs-Dehungs-Verhaltens, obwohl dieses für die Bewertung eines Versuches sehr wichtig ist. Ein Parameter, welcher das Spannungs-Dehungs-Verhalten beschreibt, ist zum Beispiel der Anfangs-Elastizitätsmodul  $E_0$ . Da die Bestimmung direkt an den Versuchsdaten, wie in Abschnitt 4.2.3 beschrieben,



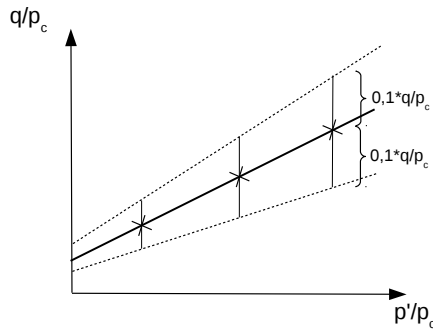


Abbildung 6.4: Schema zur Bewertung der normierten maximalen Deviatorspannung  $q_{max}$  mit der mittleren Spannung im kritischen Zustand  $p_c$

abhängig vom Inkrement der Messwerte ist, bietet sich das Hyperbelmodell als Approximation an.

Aus der Hyperbelgleichung (Gl. 4.18) lassen sich der Anfangs-Elastizitätsmodul  $E_0$  und der asymptotische Wert der maximalen Deviatorspannung  $q_{max}$  ableiten. Diese Werte eignen sich wiederum für die Einschätzung der Versuche.

Wie in Abbildung 6.5 angedeutet, soll der Steifemodul  $E_0$  mit steigender Konsolidationsspannung  $p_0$  ebenfalls steigen. Auch hier kann ein Bereich definiert werden, in welchem die ermittelten Steifigkeiten zu erwarten sind.

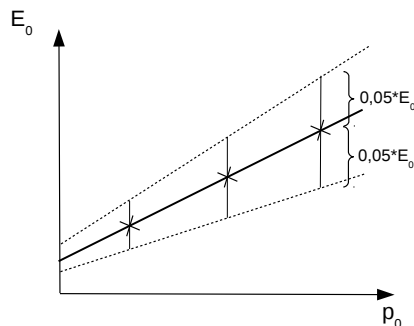


Abbildung 6.5: Schema zur Bewertung des Anfangssteifemodul  $E_0$  abgeleitet aus dem Hyperbelansatz über die Konsolidationsspannung  $p_0$

Wie zuvor erwähnt, lässt sich aus dem Hyperbelparametern der asymptotische Wert für  $q_{max}$  ableiten. Werden diese approximierten Werte ebenfalls in Abhängigkeit der Konsolidationsspannung  $p_0$  aufgetragen, sollten diese wieder über eine lineare Regression abbildbar sein. In Abbildung 6.6 ist dies dargestellt. Um bestimmte Abweichungen mitberücksichtigen zu können, wird auch hier ein Bereich definiert, in welchem die Versuchsergebnisse liegen sollten.

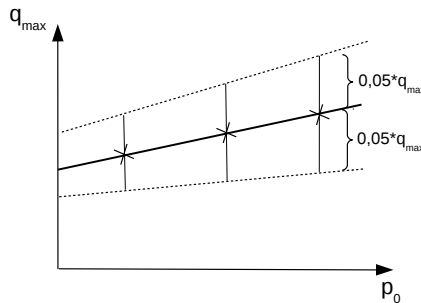


Abbildung 6.6: Schema zur Bewertung der asymptotischen Deviatorspannung  $q_{max}$  abgeleitet aus dem Hyperbelansatz über die Konsolidationsspannung  $p_0$

## 6.6 Checkliste

Die Checkliste stellt eine Zusammenfassung der einzelnen vorgestellten Kriterien dar. Kernelement ist eine Übersichtstabelle in welcher die Bewertung aller Kriterien aufgelistet sind. In weiteren Spalten erfolgt eine Übersicht, ob die einzelnen Teilversuche die Kriterien erfüllen. Ein positiver Fall wird mit einem Kreuz (x) markiert, ein negativer mit einem Kreis (o). So kann schnell überprüft werden, ob bei einem Teilversuche mehrere Kriterien nicht erfüllt sind, so dass dieser bei der Bestimmung der Scherkennwerte ggf. nicht weiter berücksichtigt werden sollte. Außerdem erfolgt eine Gesamtbewertung, bei welcher eine Empfehlung gegeben wird, welche Versuche für die Bestimmung der Scherkennwerte plausibel sind. Ein Beispiele für eine solche Übersicht ist in Tabelle 6.1 zu sehen.

Bei der Bewertung sollten vor allem die Kriterien (2a), (3) und (4) (Nummerierung entsprechend Tab. 6.1) ausschlaggebend sein. Eine Abwertung in

diesen Kriterien kann zum Ausschluss der Teilprobe aus der Bestimmung der Scherparameter führen. Die Kriterien (1), (2b) und (5) bewerten den Anfangszustand bzw. den kritischen Zustand. Diese Zustände können Hinweise auf ein inkonsistentes mechanisches Verhalten geben.

Kriterium		Teilversuch				Übereinstimmung [%]
		1	2	3	4	
Anfangszustand	1a Kompres. aus Labor	x	x	x	x	100
	1b Kompres. aus Korrr.	x	x	x	x	100
Festigkeit	2a Peakfestigkeit	x	x	x	x	100
	2b Endfestigkeit	x	x	x	x	100
Porenwasserdrücke	3 max. PWD	x	x	x	x	100
Spannungsnormierung	4a Parameter aus Labor	x	x	o	x	75
	4b Parameter aus Korrr.	x	x	o	x	75
Hyperbelparameter	5a Spannungsabh. von $E_0$	x	x	o	x	75
	5b Spannungsabh. von $q_{max}$	x	x	x	x	100
Gesamtwertung		x	x	o	x	75

Tabelle 6.1: Beispiel für eine Bewertungstabelle

Wie in dem Beispiel in Tabelle 6.1 zu sehen, sind die Kriterien 4a, 4b und 5a für die Teilprobe 3 nicht erfüllt. Aus diesem Grund, würde die Empfehlung hier lauten, Teilprobe 3 bei der Bestimmung der Scherfestigkeit nicht mit zu berücksichtigen.

## 6.7 Anpassung des Verfahrens für Rahmenscherversuche

Analog zur Überprüfung der Triaxialversuche kann auch eine Bewertung von Rahmenscherversuchen erfolgen. Allerdings ist die Interpretation etwas schwieriger, da es sich hier nicht um Elementversuche handelt. Die Spannungen und Dehnungen in der Probe sind somit nicht homogen. Während der Scherung können nur die äußeren gemessenen Kräfte betrachtet und Spannungen für eine erzwungene Scherebene angegeben werden.

### Anfangszustand

Das erste Bewertungskriterium ist der Anfangszustand. Hier kann die Porenzahl  $e$  zu Beginn der Scherung, wie in Abschnitt 6.1 erläutert, bewertet werden. Im Gegensatz zu den Triaxialversuchen erfolgt die Bewertung allerdings über die aufgebrauchte effektive Vertikalspannung  $\sigma'_v$  und nicht über

die mittlere effektive Spannung  $p'$ . In Abbildung 6.7 sind die zu erwartenden Zustände für normal- und überkonsolidierte Proben schematisch dargestellt. Die Punkte für die Anfangszustände sollten ebenfalls wieder auf einer entsprechenden Kompressionskurve liegen. Abweichungen können durch die Vorgabe von Bereichen, in welchem die Ergebnisse erwartet werden, abgefangen werden.

Bei der Bestimmung der NCL an Versuchsergebnissen von ungestörten Proben können, wie auch bei Triaxialversuchen, Ungenauigkeiten auftreten. Aus diesem Grund ist auch hier eine Überprüfung der Kompressibilität anhand von Korrelationen sinnvoll.

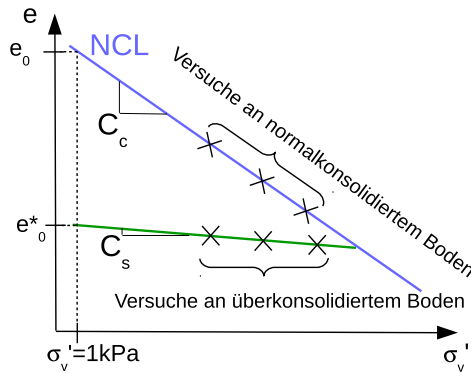


Abbildung 6.7: Bewertung des Anfangszustandes bei Rahmenscherversuchen

### Scherfestigkeit

Analog zur Bewertung der Triaxialversuche erfolgt die Bewertung der Peak-Festigkeit (siehe Abb. 6.8 (a)) und der End-Festigkeit (siehe Abb. 6.8 (b)) in Rahmenscherversuchen. Es wird erwartet, dass alle ermittelten Festigkeiten in einer gewissen Bandbreite liegen. Ein Versuch wird dabei unplausibel, wenn dessen Festigkeit außerhalb des definierten Bereiches liegt.

### Spannungsverhältnis

Ein weiteres Kriterium bei Rahmenscherversuchen kann die Beurteilung des Spannungsverhältnisses  $\tau/\sigma'$  sein. Dies wird in Abhängigkeit zur Vertikalspannung  $\sigma'$  einmal für den Peak-Zustand und einmal für den End-Zustand ausgewertet. Das maximale Spannungsverhältnis  $\tau/\sigma'$  entspricht

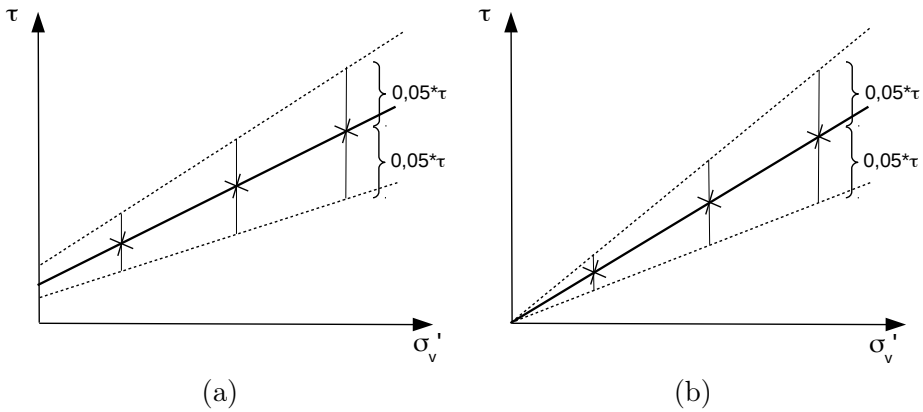


Abbildung 6.8: Gemessene Festigkeit in Abhängigkeit zur Vertikalspannung  $\sigma_v$ , (a) für den Peak-Zustand, (b) für den End-Zustand

einem Ersatz-Reibungswinkel

$$\varphi^* = \arctan\left(\frac{\tau}{\sigma'}\right) \quad (6.13)$$

ohne die Berücksichtigung der Kohäsion. In Abbildung 6.9 (a) ist die Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses  $\tau/\sigma'$  zur Vertikalspannung  $\sigma'$  für die Peak-Zustände schematisch dargestellt. Es sollte sich hier ein mit der Spannung fallender Trend einstellen, welcher über eine Gerade (Gl. 6.14) beschrieben werden kann. Der spannungsabhängige Reibungswinkel nimmt mit steigender Vertikalspannung  $\sigma_v$  ab. Analog zu den anderen Kriterien sind Grenzen über

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right) = a_v \cdot \sigma'_v + b_v \quad (6.14)$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right)_1 = 1,05 \cdot \frac{\tau}{\sigma'_v} \quad (6.15)$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right)_2 = 0,95 \cdot \frac{\tau}{\sigma'_v} \quad (6.16)$$

gegeben. Dabei wird eine Variation der ermittelten Spannungsverhältnisse von 10% angenommen. Die in allen Teilversuchen bestimmten Spannungsverhältnisse sollten innerhalb dieser Grenzen liegen.

In Abbildung 6.9 (b) ist das Spannungsverhältnis  $\tau/\sigma'_v$  zur Vertikalspannung  $\sigma'_v$  für die End-Zustände dargestellt. Hier sollte sich ein von  $\sigma'_v$  unabhängiger

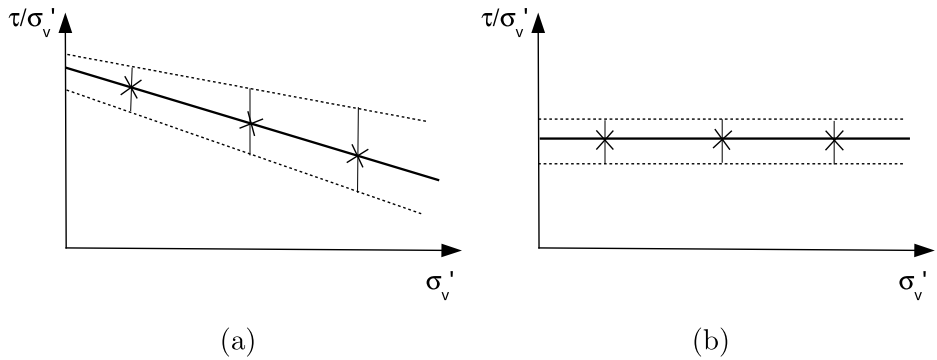


Abbildung 6.9: Spannungsverhältnis  $\tau/\sigma'_v$  in Abhängigkeit der Vertikalspannung  $\sigma'_v$ , (a) für den Peak-Zustand, (b) für den End-Zustand

Wert  $\tau/\sigma'_v = konst.$  einstellen. Grenzen zur Bewertung der bestimmten Werte können über

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right)_1 = 1,05 \cdot konst. \quad (6.17)$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right)_2 = 0,95 \cdot konst. \quad (6.18)$$

angegeben werden.

### Spannungsnormierung

Wie bei Triaxialversuchen kann auch bei Rahmenscherversuchen eine Normierung der maximalen Schubspannung  $\tau_{max}$  mit der Vertikalspannung im kritischen Zustand  $\sigma_c$  erfolgen. Entsprechend der Normierung bei Triaxialversuchen sollten die normierten Schubspannungen im Peak-Zustand auf einer Approximationsgeraden

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right) = j \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_c}\right) + f \quad (6.19)$$

liegen. Des Weiteren kann auch hier ein Bereich

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)_1 = 1,1 \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right) \quad (6.20)$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)_2 = 0,9 \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right) \quad (6.21)$$

definiert werden, in welchem die Ergebnisse liegen sollten. Schematisch ist dies in Abbildung 6.10 dargestellt.

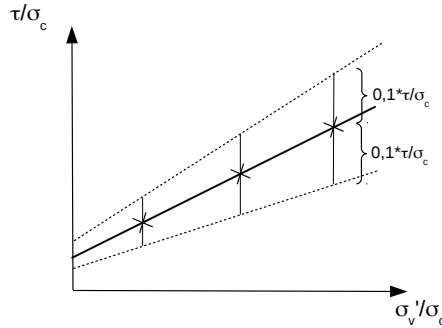


Abbildung 6.10: Schema zur Bewertung der über die Vertikalspannung im kritischen Zustand  $\sigma_c$  normierten Festigkeit

Die Bestimmung der kritischen Spannung  $\sigma_c$  ist von den Kompressionseigenschaften abhängig. Um eine bessere Überprüfbarkeit zu erreichen, wird die Normierung einmal mit den Kompressionseigenschaften, welche im zugehörigen Ödometerversuch bestimmt wurden, und einmal mit Kompressionseigenschaften aus Korrelationen durchgeführt.

Aus der normierten Ansicht kann, analog zu den Triaxialversuchen, der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  sowie die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  abgeleitet werden.

### Volumetrisches Verhalten

Anders als bei den zuvor beschriebenen undrainierten Triaxialversuchen erfolgt die Scherung bei Rahmenscherversuchen drainiert. Hier bietet sich die Möglichkeit eines weiteren Kriteriums, das volumetrische Verhalten der Probe während der Scherung. Je nach Vorbelastung der Probe, überkonsolidiert oder normalkonsolidiert, ändert sich das volumetrische Verhalten. Überkonsolidierte Proben tendieren zur Volumenvergrößerung (Dilatanz) und normalkonsolidierte Proben weisen eine Volumenverkleinerung (Kontraktanz) während der Scherung auf (siehe Kap. 2.3). Es sollte sich dabei eine Abhängigkeit des Maximalwertes der Gradienten  $\Delta h/\Delta s$  über die Vertikalspannung  $\sigma'_v$  zeigen. Die Änderung der Probenhöhe  $\Delta h$  (Schersetzung)

bezogen auf den Scherweg  $s$  kann über

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta s}\right)_{max} = g \cdot \sigma'_v + h \quad (6.22)$$

angegeben werden, wobei sich ein fallender Trend einstellen sollte.

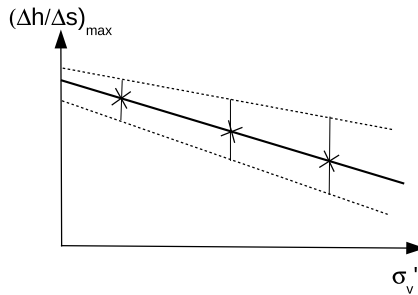


Abbildung 6.11: Abhängigkeit von  $\Delta h/\Delta s$  über die Vertikalspannung  $\sigma_v$

In Abbildung 6.11 ist dies schematisch dargestellt. Wie auch bei den anderen Kriterien wird ein Bereich definiert, in welchem die Ergebnisse liegen sollten. Es wird hier eine Abweichung von z.B. 10% toleriert.



# 7 Anwendung des Verfahrens zur Überprüfung von Scherversuchen

Um die Anwendung des Verfahrens zur Überprüfung von Scherversuchen aus Kapitel 6 zu verdeutlichen, wird hier die Bewertung für die Beispielversuche an den ungestörten Proben von Ton 1 beschrieben.

Die Bewertungen und Übersichten zu den Bewertungen aller Beispielböden finden sich in Anhang D.

## 7.1 Anfangszustand

Das erste in Abschnitt 6.1 beschriebene Kriterium ist eine Bewertung des Anfangszustandes der einzelnen Scherversuche. Bei den Versuchen an den ungestörten Proben von Ton 1 wurden die Proben nach dem Einbau in die Triaxialzelle auf die geostatische Spannung in der Entnahmetiefe von  $p_{vor} = 2400$  kPa konsolidiert. Anschließend erfolgte eine Konsolidation der Proben auf die Zelldrücke  $p_0 = 900, 1400$  und  $1900$  kPa.

Nach dieser Belastungsgeschichte sollten die Anfangszustände der Teilproben auf einer Entlastungskurve liegen. In Abbildung 7.1 (a) ist die in den in Abschnitt 5.2 bestimmte NCL sowie eine Entlastungskurve, welche durch die Anfangszustände im  $e$ - $p'$ -Diagramm gelegt wurde, dargestellt. Des Weiteren ist der über Gleichung 6.2 definierte Bereich, in welchem die Anfangszustände erwartet werden, eingezeichnet.

Wie in Abbildung 7.1 (a) zu sehen, liegt der Anfangszustand von Teilversuch 3 auf dem Schnittpunkt von NCL und der Entlastungskurve. Dies ist plausibel, da Versuch 3 der Teilversuch mit der geringsten Entlastung ist und sich somit nur kleine Änderungen der Porenzahl einstellen. Wird die

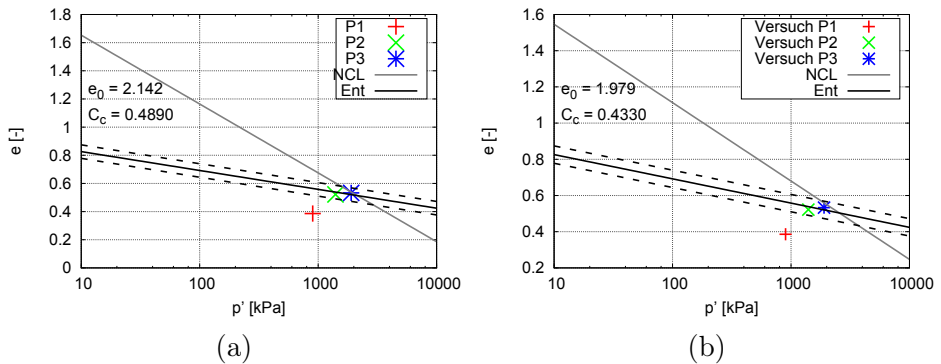


Abbildung 7.1: Überprüfung des Anfangszustandes der einzelnen Proben, (a) über Kompressionsparameter aus Laborversuchen, (b) über Kompressionsparameter aus Korrelationen

Entlastungskurve etwas weiter verfolgt, erkennt man den Anfangszustand von Teilversuch 2. Dieser liegt genau auf der definierten Entlastungskurve. Teilversuch 1 weist eine deutlich kleinere Anfangsporenzahl auf, weshalb der Anfangszustand nicht auf der Entlastungskurve liegt. Der Anfangszustand liegt auch außerhalb des Bereiches, in welchem man Abweichungen vermuten würde.

In Abbildung 7.1 (b) ist ebenfalls eine NCL und eine Entlastungskurve für den Beispielboden Ton 1 dargestellt. Die Definition der NCL erfolgte hier allerdings aus Parametern welche über Korrelationen zu Indizeigenschaften abgeleitet wurden. Nach Gleichung 4.37 und 4.38 ergeben sich  $C_c$  und  $e_0$  zu:

$$C_c = 0,265 \cdot e_l - 0,04 = 0,433 \quad (7.1)$$

$$e_0 = 0,109 + 0,67 \cdot e_l - 0,089 \cdot e_l^2 + 0,016 \cdot e_l^3 + 2 \cdot C_c = 1,979 \quad (7.2)$$

$$\text{mit } e_l = w_l \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} = 0,674 \cdot \frac{2,65 \text{g/cm}^3}{1,0 \text{g/cm}^3} = 1,786$$

Wie in Abbildung 7.1 (b) zu erkennen, liegt die über Korrelationen abgeschätzte NCL etwas höher als die aus den Ödometerversuchen definierte. Für die Bewertung der Teilversuche ergeben sich allerdings keine Unterschiede. Auch hier liegt Teilversuch 3 dicht an der NCL und somit dicht am normalkonsolidierten Zustand. Teilversuch 2 liegt auf der definierten Entlastungskurve und Teilversuch 1 liegt außerhalb des erwarteten Bereiches.

## 7.2 Scherfestigkeit

Zur Bewertung der Scherfestigkeit der einzelnen Teilversuche wird wie in Abschnitt 6.2 beschrieben vorgegangen. Zunächst erfolgt, wie in Abbildung 7.2 dargestellt, eine Bewertung der maximal gemessenen Deviatorspannung  $q_{max}$ . Dabei wird überprüft, ob die gemessenen  $q_{max}$ -Werte in einem 10%’igen Schwankungsbereich liegen. Dieser kann über die Gleichung 6.6 definiert werden.

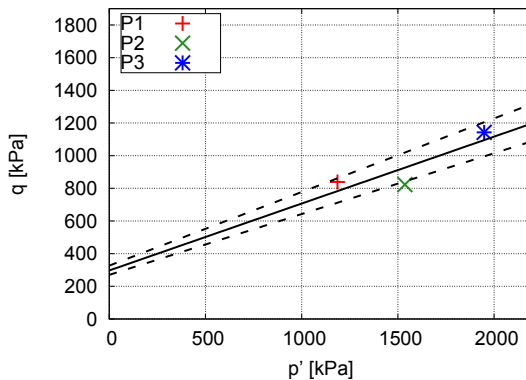


Abbildung 7.2: Bewertung der Peak-Scherfestigkeit der einzelnen Proben

Bei der Betrachtung der  $q_{max}$ -Werte für die einzelnen Teilversuche zeigt sich in Abbildung 7.2, dass die maximale Deviatorspannung für Teilversuch 1 und 2 fast identisch sind. Der zu erwartende Einfluss der höheren Konsolidationsspannung bei Teilversuch 2 zeigt sich hier nicht. Die hohe Deviatorspannung von Versuch 1 kann auch an dem abweichenden Anfangszustand und der damit verbundenen geringeren Porenzahl der Probe liegen. Eine geringere Porenzahl hat einen höheren Scherwiderstand zur Folge.

Leicht außerhalb des definierten Bereiches für die maximale Deviatorspannung liegt das Ergebnis von Teilversuch 2.

Bei Betrachtung der Deviatorspannung  $q$  im End-Zustand der Scherung (siehe Abb. 7.3), zeigt sich bei allen Teilversuchen der erwartete Anstieg mit der Konsolidationsspannung  $p_0$ . Alle Ergebnisse der Teilversuche liegen auf der angesetzten Regressionsgeraden.

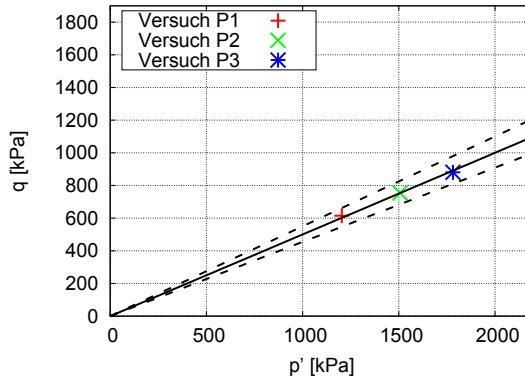


Abbildung 7.3: Bewertung der End-Scherfestigkeit der einzelnen Proben

### 7.3 Porenwasserdrücke

Wie in Abschnitt 6.3 beschrieben, ist eine Bewertung der Porenwasserdrücke  $u$  bei einer undrainierten Scherung sehr wichtig, da die für die Scherfestigkeit genutzten effektiven Spannungen auf Grundlage der gemessenen Porenwasserdrücke berechnet werden.

In Abbildung 7.4 sind die normierten Porenwasserdrücke im Peak-Zustand  $\Delta u_p/p_0$  über die mit der Vorkonsolidierspannung normierten Zelldrücke  $p_0/p_{vor}$  dargestellt. Wie in der Theorie zuvor beschrieben, sollte sich hier ein zelldruckabhängiger Verlauf zeigen. Für die gemessenen Porenwasserdrücke der drei Teilversuche ist dies eindeutig zu erkennen. Alle Ergebnisse liegen fast auf der angesetzten Regressionsgeraden und somit auch in dem zu erwartenden Bereich.

### 7.4 Normierung über die mittlere effektive Spannung im kritischen Zustand

Um den Einfluss der Dichte auf die Deviatorspannung von Teilversuch 1 zu minimieren, bietet sich eine Bewertung der über die mittlere effektive Spannung im kritischen Zustand  $p_c$  normierten maximalen Deviatorspannung an. In Abbildung 7.5 (a) sind die über  $p_c$  normierten Werte für  $q_{max}$  über  $p'/p_c$  dargestellt. Wie in Abschnitt 6.4 und 4.2.2 beschrieben, können die normierten Werte über den Ansatz einer linearen Spannungsgrenzbedingung

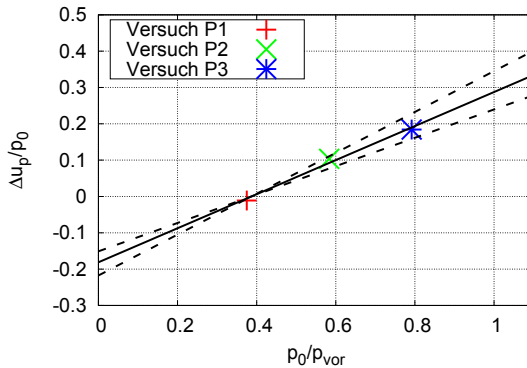


Abbildung 7.4: Bewertung der Porenwasserdrücke  $\Delta u_p/p_0$  in Abhängigkeit von  $p_0/p_{vor}$

approximiert werden. Diese Grenzbedingung ist ebenfalls in Abbildung 7.5 (a) eingezeichnet. Für die Ergebnisse der drei Teilversuche zeigt sich das erwartete und in Abschnitt 6.4 beschriebene Verhalten.

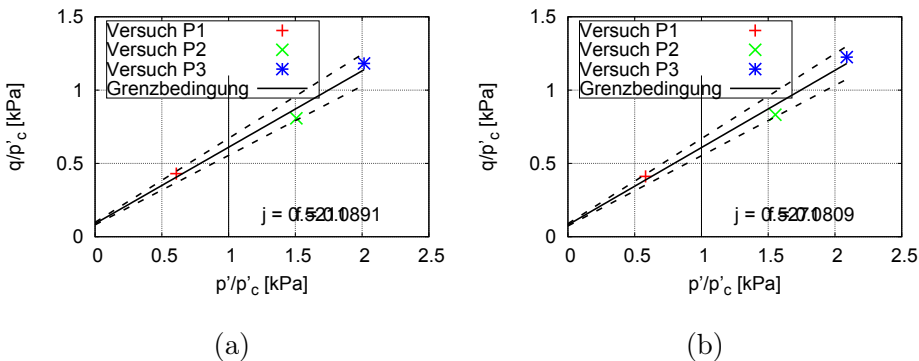


Abbildung 7.5: Bewertung der normierten maximalen Deviatorspannung  $q_{max}$  mit der mittleren Spannung im kritischen Zustand, (a) bestimmt aus Versuchsergebnissen, (b) bestimmt über Korrelationen

Aus der  $p_c$  normierten Ansicht kann ebenfalls auf den kritischen Zustand geschlossen werden. Dieser liegt auf der definierten Spannungsgrenzbedingung bei einem Wert von  $p'/p_c = 1,0$ . Die normierten Werte  $p'/p_c$  der Teilversuche 2 und 3 liegen bei Werten  $> 1,0$ . Dies bedeutet, dass die Proben vor dem Erreichen des kritischen Zustandes versagen. Diskutiert wurde dieses

Verhalten bereits in Abschnitt 5.2.2.

In Abschnitt 4.2.2 wurde ebenfalls beschrieben, wie aus den Parametern  $j$  und  $f$  der Spannungsgrenzbedingung die Scherparameter abgeleitet werden können. Demnach ergibt sich für die hier ermittelten Parameter  $j = 0,521$  und  $f = 0,089$  über Gleichung 4.11 der kritische Reibungswinkel zu:

$$M = j + f = 0,61 \quad (7.3)$$

$$\varphi_c = \arcsin\left(\frac{3 \cdot M}{6 + M}\right) = 16,1^\circ \quad (7.4)$$

Aus Gleichung 4.13 und 4.16 lassen sich die Scherkennwerte für den Peak-Zustand ableiten. Es ergibt sich der Reibungswinkel

$$M_p = j = 0,521 \quad (7.5)$$

$$\varphi = \arcsin\left(\frac{3 \cdot M_p}{6 + M_p}\right) = 13,9^\circ \quad (7.6)$$

und die Kohäsion

$$c = q_b \cdot \frac{\tan(\varphi)}{M_p} = 40,5 \text{ kPa} \quad (7.7)$$

$$\text{mit } q_b = q_c - M_p \cdot p_c = 85,2 \text{ kPa} \quad (7.8)$$

$$q_c = M_c \cdot p_c = 0,610 \cdot 967 \text{ kPa} = 589,9 \text{ kPa} \quad (7.9)$$

folgt aus dem kritischen Reibungswinkel und der mittleren effektiven Spannung im kritischen Zustand des Versuches beim höchsten Konsolidationsdruck.

Die berechneten mittleren effektiven Spannungen im kritischen Zustand hängen von den Konsolidationseigenschaften  $C_c$  und  $e_0$  ab. Aus diesem Grund, sind in Abbildung 7.5 (b) noch einmal die normierten Resultate dargestellt, welche sich über die Parameter aus den Korrelationen nach Burland [Bur90] (vgl. Gl. 7.1) ergeben. Es zeigen sich hier fast keine Unterschiede zu den Werten welche aus den Parametern aus den Laborversuchen resultieren.

## 7.5 Hyperbelmodell

Die bisherig gezeigten Kriterien enthalten keine Bewertung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens. Wie in Abschnitt 6.5 und 5.1.2 gezeigt, ist dies über

den Ansatz einer Hyperbel möglich. Aus den bestimmten Hyperbelparametern  $a$  und  $b$  lässt sich der Anfangs-Elastizitätsmodul  $E_0$  sowie die asymptotische Grenzspannung für  $q_{max}$  ableiten.

In Abbildung 7.6 (a) sind die aus den Hyperbelparametern abgeleiteten Anfangs-Elastizitätsmodule  $E_0$  in Abhängigkeit der Konsolidationsspannungen der einzelnen Teilversuche dargestellt. Es zeigt sich der zu erwartende Einfluss der Konsolidationsspannung  $p_0$ . Alle Steifemodule liegen auf der angesetzten Approximationsgeraden.

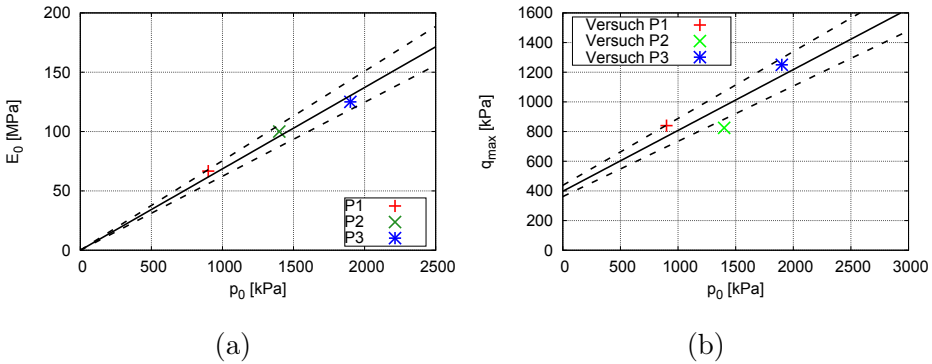


Abbildung 7.6: Bewertung (a) des Anfangs-Elastizitätsmodul  $E_0$  und (b) der asymptotischen Deviatorspannung  $q_{max}$  abgeleitet aus dem Hyperbelansatz über die Konsolidationsspannung  $p_0$

Die Abhängigkeit des aus den Hyperbeln abgeleiteten  $q_{max}$  von dem Konsolidationsdruck  $p_0$  ist in Abbildung 7.6 (b) dargestellt. Es zeigt sich hier ein ähnliches Bild, wie bei Betrachtung der maximalen Deviatorspannungen aus den Versuchsergebnissen direkt. Die Werte für  $q_{max}$  von Teilversuch 1 und 2 sind fast identisch. Für das Ergebnis von Teilversuch 2 zeigt sich hier nicht der zu erwartende Einfluss der Konsolidationsspannung  $p_0$ . Der Wert für  $q_{max}$  liegt auch außerhalb des definierten Bereiches.

## 7.6 Checkliste

Als Zusammenfassung und Übersicht der zuvor gezeigten Bewertungen wird eine Checkliste erstellt. Wie in Abschnitt 6.6 gezeigt, kann die Bewertung in einer Tabelle mit den einzelnen Kriterien zusammengefasst werden. Für

die hier vorgestellte Bewertung der Versuche an Ton 1 ist eine Zusammenfassung in Tabelle 7.1 zu finden.

Kriterium		Teilversuch			Übereinstimmung [%]
		1	2	3	
Anfangszustand	1a Kompres. aus Labor	o	x	x	67
	1b Kompres. aus Korr.	o	x	x	67
Festigkeit	2a Peakfestigkeit	x	o	x	67
	2b Endfestigkeit	x	x	x	100
Porenwasserdrücke	3 max. PWD	x	x	x	100
Spannungsnormierung	4a Parameter aus Labor	x	o	x	67
	4b Parameter aus Korr.	x	o	x	67
Hyperbelparameter	5a Spannungsabh. von $E_0$	x	o	x	67
	5b Spannungsabh. von $q_{max}$	x	o	x	67
Gesamtwertung		o	o	x	33

Tabelle 7.1: Bewertungstabelle für Beispielboden Ton 1

Für die Bewertung des triaxialen Scherversuches sind vor allem die Kriterien (2a), (3) und (4) der Übersicht in Tabelle 7.1 ausschlaggebend. Bei den Kriterien (2a) und (4) erfolgte eine Abwertung des Teilversuches 2, weshalb dieser nicht bei der Bestimmung der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  berücksichtigt werden sollt. Außerdem wurde der Teilversuch 1 bei dem Kriterium (1), dem Anfangszustand, abgewertet. Das bedeutet der Anfangszustand von Teilversuch 1 passt nicht zu denen der anderen Teilversuche. Ohne eine entsprechende Begründung sollte also auch das Resultat von Teilversuch 1 nicht verwendet werden.

Durch die genutzte Normierung über die mittlere effektive Spannung im kritischen Zustand  $p_c$  kann der Einfluss des Anfangszustandes von Teilversuch 1 eliminiert werden. Aus der normierten Ansicht ergeben sich für den kritischen Reibungswinkel  $\varphi_c = 16,1^\circ$ . Bei der Analyse von Ergebnissen an aufbereiteten Proben von Ton 1 (siehe Absch. 5.2.1) ergab sich ein kritischer Reibungswinkel  $\varphi_c = 21,9^\circ$ . Der aus der normierten Ansicht abgeleitete  $\varphi_c$  ist also geringer als der an aufbereiteten Proben bestimmte. Wie in Abschnitt 5.2.2 beschrieben, könnte dies auf das Versagen der Proben vor dem Erreichen des kritischen Zustandes zurückzuführen sein.

Der aus der normierten Ansicht abgeleitete Reibungswinkel im überkonsolidierten Bereich  $\varphi' = 13,9^\circ$  ist größer als der über die Versuche 1 und 3 bestimmte Wert. Der Kohäsionswert  $c' = 40,5 \text{ kPa}$  ist kleiner als die über die Versuche 1 und 3 direkt bestimmte Kohäsion  $c' = 169,8 \text{ kPa}$ . Dieser Wert passt allerdings zu dem höheren Reibungswinkel. Da die Versuche bei sehr hohen Spannungen durchgeführt wurden, wirken sich kleine Abweichungen



im Reibungswinkel stark auf die Kohäsion aus. Außerdem ist der größere Reibungswinkel, welcher bei der normierten Ansicht ermittelt wurde, plausibel, da bei einer direkten Verwendung der Ergebnisse von Teilversuch 1 die Dichte nicht richtig beachtet und damit die Scherfestigkeit überschätzt wird.

Eine Empfehlung für die Scherparameterbestimmung wäre hier lediglich die Ergebnisse von Teilversuch 3 zu nutzen (Kohäsion wird zu Null gesetzt). Dann ergibt sich ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 15,5^\circ$ .

## 7.7 Anwendung bei Rahmenscherversuchen

Um die in Abschnitt 6.7 beschriebenen Bewertungskriterien für Rahmenscherversuche zu verdeutlichen, werden diese hier auf die in Abschnitt 2.4.1 kurz vorgestellten Ergebnisse an dem Beispielboden Schluff angewendet. Die Versuchsprotokolle der Versuche finden sich in Anhang A.3 und die zusammenfassende Checkliste ist in Anhang D aufgeführt.

### Anfangszustand

Die Versuche wurden an aufbereitetem Boden durchgeführt. Das bedeutet, der Anfangszustand der Proben sollte im normalkonsolidierten Bereich liegen. Eine Entlastung der Proben hat nicht stattgefunden. Wie in Abbildung 7.7 (a) zu sehen, liegen die Anfangszustände, bezogen auf Spannung und Dichte, auf der im Ödometerversuch bestimmten NCL. Die Anfangszustände aller Teilversuche sind somit plausibel.

Wie in Abbildung 7.7 (b) zu sehen, liegen die Anfangszustände der Teilversuche nicht im Bereich der NCL, welche über die Korrelationen nach [Bur90] definiert wurde. Es ergeben sich:

$$C_c = 0,265 \cdot e_l - 0,04 = 0,197 \quad (7.10)$$

$$e_0 = 0,109 + 0,67 \cdot e_l - 0,089 \cdot e_l^2 + 0,016 \cdot e_l^3 + 2 \cdot C_c = 1,042 \quad (7.11)$$

$$\text{mit } e_l = w_l \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} = 0,332 \cdot \frac{2,69\text{g/cm}^3}{1,0\text{g/cm}^3} = 0,893$$

Die aus Korrelationen abgeschätzte Referenzporenzahl  $e_0$  ergibt sich zu hoch. Hier liegen alle Anfangsporenzahlen der Teilversuche unterhalb des Bereiches der NCL.

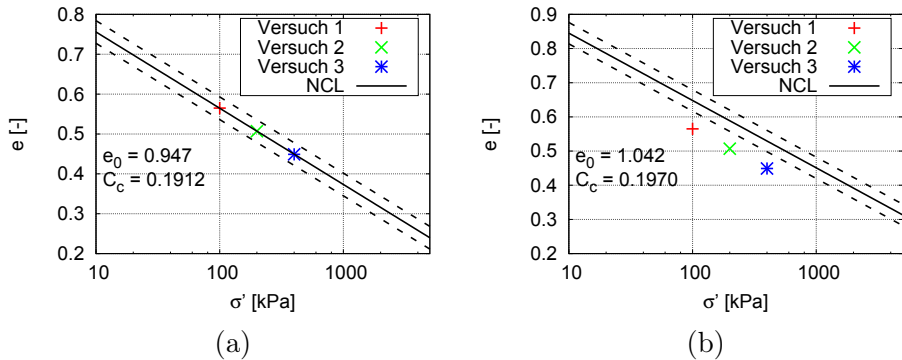


Abbildung 7.7: Überprüfung des Anfangszustandes der einzelnen Proben, (a) über Kompressionsparameter aus Laborversuchen, (b) über Kompressionsparameter aus Korrelationen

## Scherfestigkeit

Die in Abbildung 7.8 gezeigte Bewertung der Scherfestigkeit zeigt, dass die Ergebnisse der maximalen Schubspannungen  $\tau_{max}$  das zu erwartende spannungsabhängige Verhalten aufweisen. Die Ergebnisse der Teilversuche liegen alle auf der approximierten Spannungsgrenzbedingung und sind somit plausibel.

Da es sich bei den betrachteten Versuchen um Versuche an aufbereitetem, nicht entlastetem Boden handelt, zeigt sich bei der Betrachtung des Endzustandes ein ähnliches Bild wie beim Peak-Zustand. Dies ist plausibel für normalkonsolidierte Proben, da sich bei den Versuchsergebnissen kein entfestigendes Verhalten gezeigt hat.

## Spannungsverhältnis

Wie in Abschnitt 6.7 beschreiben, kann die Betrachtung des Spannungsverhältnisses  $\tau_{max}/\sigma'$  eine Approximation der maximalen Schubspannung über einen Gesamtreibungswinkel  $\varphi^*$  nach Gleichung 6.13 ohne Berücksichtigung einer Kohäsion darstellen. Da die Versuche allerdings an normalkonsolidierten Proben durchgeführt wurden, sollte sich kein Spannungseinfluss zeigen.

Wie in Abbildung 7.9 zu sehen verläuft die Approximationsgerade fast horizontal. Es ist nur ein sehr geringer Einfluss der Spannung erkennbar. Die

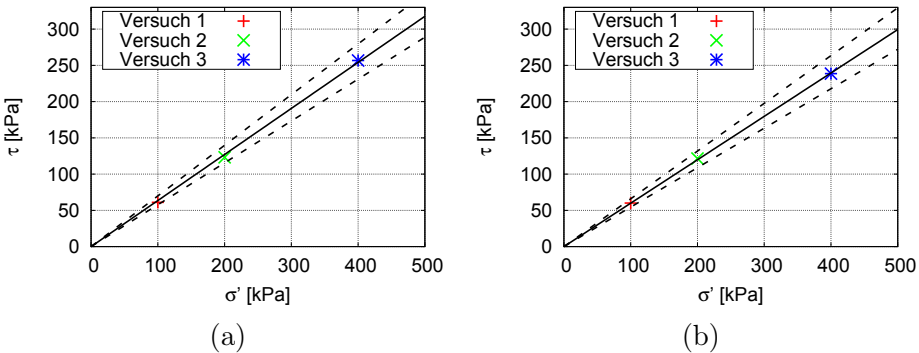


Abbildung 7.8: Bewertung der Scherfestigkeit der einzelnen Proben, (a) im Peak-Zustand, (b) im End-zustand

Ergebnisse der Teilversuche liegen auch in dem zu erwartenden Bereich und sind somit plausibel.

### Spannungsnormierung

Da die maximale Schubspannung  $\tau_{max}$  sowohl von der Dichte als auch von der effektiven Spannung abhängt, kann eine Spannungsnormierung über die effektive Spannung im kritischen Zustand die Einflüsse verringern.

Die effektive Normalspannung im kritischen Zustand  $\sigma_c$  bei Rahmenscherversuchen ergibt sich, analog zur mittleren effektiven Spannung im kritischen Zustand  $p_c$  bei Triaxialversuchen, aus:

$$\sigma_c = 10 \frac{e_\Gamma - e}{C_c} \quad (7.12)$$

$$\text{mit } e_\Gamma = e_0 - (C_c - C_s) \cdot \log(2) \quad (7.13)$$

Dies entspricht der Projektion auf die CSL im  $e$ - $\log(\sigma')$ -Diagramm. Für die hier diskutierten Teilversuche sind die Normierungsspannungen in Tabelle 7.2 aufgelistet.

In Abbildung 7.10 (a) sind die normierten Ergebnisse dargestellt. Wie erwartet und zuvor beschrieben, liegen die Ergebnisse etwa in einem Punkt. Dies ist der charakteristische Punkt für den kritischen Zustand. Die Ergebnisse sind somit plausibel.

Bei Betrachtung der normierten Werte, welche über die vorgestellten Korrelationen berechnet wurden, zeigt sich in Abbildung 7.10 (b) ein ähnliches

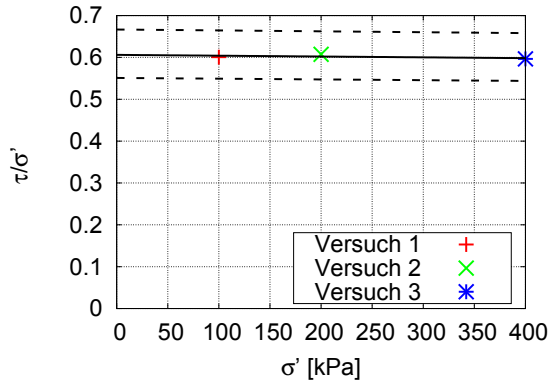


Abbildung 7.9: Bewertung des Spannungsverhältnisses  $\tau/\sigma'$  der einzelnen Proben

Versuch	Konsolidationsp. [kPa]	Porenzahl $e$ [-]	$\sigma_c$ [kPa]
1	100	0,565	103
2	200	0,507	207
3	400	0,449	417

Tabelle 7.2: Übersicht der Normierungsspannungen  $\sigma_c$  der einzelnen Teilversuche

Bild. Die Ergebnisspunkte liegen ebenfalls sehr dicht zusammen, allerdings nicht in der Nähe des kritischen Zustandes bei  $\sigma'/\sigma_c = 1,0$ . Dies ist auf die Definition der CSL anhand der korrelierten Daten zurückzuführen. Wie auch bei der Bewertung des Anfangszustandes sollte hier den Daten aus den Versuchsergebnissen an aufbereiten Proben mehr Beachtung geschenkt werden.

## Volumetrisches Verhalten

Das letzte vorgeschlagene Kriterium bewertet das volumetrische Verhalten der einzelnen Teilproben während der Scherung. Wie bereits beschrieben verläuft eine Scherung im Rahmenschergerät immer drainiert. Das bedeutet, das Volumen der Probe wird sich während der Scherung ändern. Diese Änderung kann zur Einschätzung des Bodenverhaltens genutzt werden.

In Abbildung 7.11 sind die Maximalwertes der Gradienten  $\Delta h/\Delta s$  über die

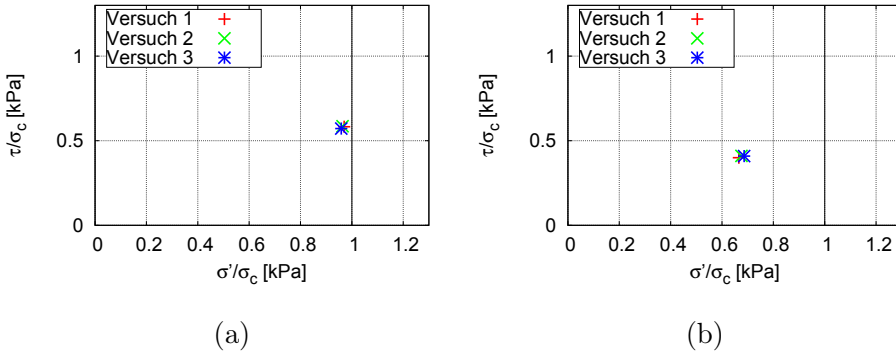


Abbildung 7.10: Bewertung der normierten Schubspannung  $\tau_{max}$  mit der Vertikalspannung im kritischen Zustand  $\sigma_c$ , (a) bestimmt aus Versuchsergebnissen, (b) bestimmt über Korrelationen

Vertikalspannung  $\sigma'_v$  gezeigt. Die Änderung der Probenhöhe  $\Delta h$  (Scherersetzung) bezogen auf den Scherweg  $s$  zeigt dabei für Teilversuch 3 nicht den erwarteten ansteigenden Trend mit der Vertikalspannung. Der Wert für Teilversuch 3 ist etwas geringer als der für Teilversuch 2. Allerdings liegen die Ergebnisse noch in dem Bereich, in welchem Sie erwartet werden. Demzufolge wird kein Teilversuch abgewertet.

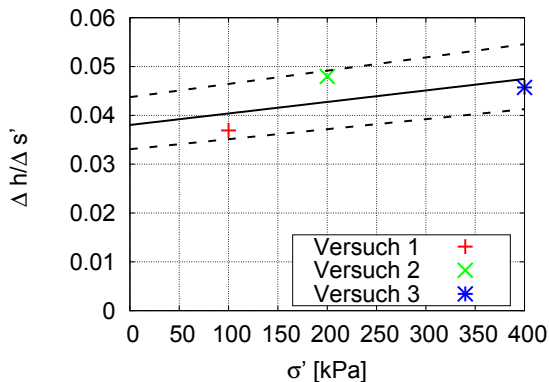


Abbildung 7.11: Bewertung des volumetrischen Verhaltens während der Scherung der einzelnen Proben

## Checkliste

Die zuvor gezeigte Bewertung der einzelnen Teilversuche der Rahmenscherversuche an dem Beispielboden Schluff kann im Rahmen eine Tabelle (siehe Tab. 7.3) zusammengefasst werden.

Wie in Tabelle 7.3 zu sehen erfolgte eine Abwertung der Teilversuche vor allem bei den Kriterien 1b und 4b. Diese basieren auf der Abschätzung der Kompressionseigenschaften aus Korrelationen. Wie gezeigt wurde, ist die Abschätzung über Korrelationen in diesem Fall nicht sinnvoll. Da allerdings Versuchsergebnisse von Ödometerversuchen an aufbereiteten Proben vorliegen ist dies auch nicht nötig. Die Bewertung aus den Kriterien 1b und 4b sollte somit nicht zu kritisch gesehen werden. Da keine weiteren Abwertungen nötig waren, können die Ergebnisse der einzelnen Teilversuche als plausibel bewertet werden.

Kriterium		Teilversuch			Übereinstimmung [%]
		1	2	3	
Anfangszustand	1a Kompres. aus Labor	x	x	x	100
	1b Kompres. aus Korr.	o	o	o	0
Festigkeit	2a Peakfestigkeit	x	x	x	100
	2b Endfestigkeit	x	x	x	100
Spannungsverhältnis	3 Spannungsabh. von $\tau/\sigma'$	x	x	x	100
Spannungsnormierung	4a Parameter aus Labor	o	o	o	0
	4b Parameter aus Korr	x	x	x	100
Volum. Verhalten	5 Spannungsabh. von $\Delta h/\Delta s$	x	x	x	100
Gesamtwertung		x	x	x	100

Tabelle 7.3: Bewertungstabelle für Rahmenscherversuche des Beispielbodes Schluff

# 8 Mögliche Fehlinterpretationen bei der Einschätzung des Bodenverhaltens

Die zuvor beschriebenen Auswertungen basieren darauf, dass der Zustand der Bodenproben sowie die wirkenden effektiven Spannungen genau bekannt sind. Auch bei der Bestimmung der Referenzzustände, nach der Theorie der kritischen Zustände, wird davon ausgegangen, dass es einen eindeutigen Zusammenhang von Porenzahl  $e$  und Spannung  $p'$  gibt. Des Weiteren wird, vor allem bei numerischen Berechnungen, davon ausgegangen, dass der Boden einen homogenen Zustand hat. Schwankungen werden meist nicht berücksichtigt. Doch gerade die Zustandsvariationen, d.h. vor allem Schwankungen in der Porenzahl, können erhebliche Auswirkungen auf das Bodenverhalten haben.

## 8.1 Bestimmung der Porenzahl

### 8.1.1 Ungenauigkeiten bei Dichtebestimmung

Die Porenzahl  $e$  kann nicht direkt gemessen werden. Sie wird meist aus der Trockendichte  $\rho_d$  und der Korndichte  $\rho_s$  über

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (8.1)$$

berechnet. Abweichungen bei der Bestimmung der Porenzahl  $e$  ergeben sich somit aus Streuung der Korndichte  $\rho_s$  und der Trockendichte  $\rho_d$ .

Um Abweichungen bei der Bestimmung der Trockendichte quantifizieren zu können, wurde ein Silikonzylinder (siehe Abb. 8.1) vermessen. Es wur-



Abbildung 8.1: Silikonzylinder zur Überprüfung der Abweichung bei der Volumenbestimmung

de das Volumen sowie die Dichte von dreizehn verschiedenen Laboranten an demselben Zylinder bestimmt. In Abbildung 8.2 (a) sind die gemessenen Massen dargestellt. Es ergibt sich ein Mittelwert von 667,1 g bei einer Standardabweichung von 0,2%. Die geringe Standardabweichung bei der Bestimmung der Masse ergibt sich aus dem relativ einfachen Messverfahren. Im Gegensatz dazu sind in Abbildung 8.2 (b) die Ergebnisse der Volumenbestimmung dargestellt. Alle Laboranten haben das Volumen rechnerisch aus den gemessenen Durchmesser und Höhe des Probekörpers bestimmt. Die Höhe und der Durchmesser wurden mit einem Messschieber gemessen. Als Mittelwert des Volumens ergaben sich  $537,2 \text{ cm}^3$  und eine Standardabweichung von 1,0%. Abweichungen sind hauptsächlich auf das relativ weiche und kompressible Material der Siliconprobe zurückzuführen, sowie an Unregelmäßigkeiten der Oberfläche der Probe. Diese Eigenschaften zeigen sich aber ebenfalls an Bodenproben.

Die Dichte  $\rho$  des Zylinders ergibt sich aus:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (8.2)$$

Da sich die Dichte aus dem Quotienten der Masse  $m$  und des Volumens  $V$  ergibt, addieren sich die relativen Fehler der Eingangsgrößen. Für den relativen Fehler der Dichtebestimmung gilt somit:

$$\begin{aligned} \text{rel. Fehler Dichte} &= \text{rel. Fehler Masse} + \text{rel. Fehler Volumen} & (8.3) \\ &= 0,4\% + 2,0\% = 2,4\% \end{aligned}$$



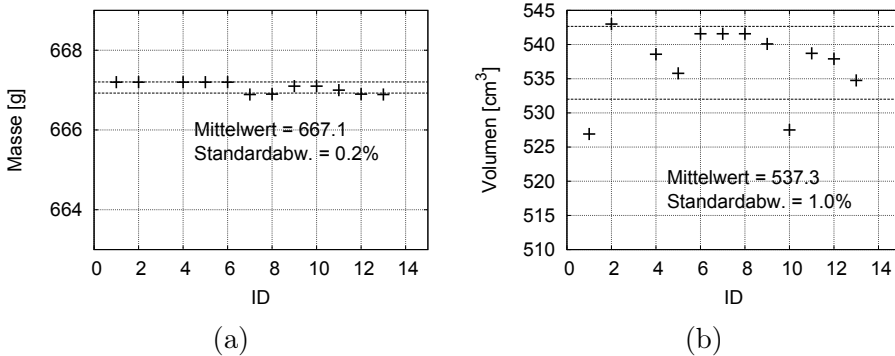


Abbildung 8.2: Gemessene Masse (a) und Volumen (b) einer Silikonprobe bei unterschiedlichen Laboranten

Es werden hier die doppelten Standardabweichungen betrachtet, da die Werte in einer Bandbreite der doppelten Standardabweichung liegen.

Um Abweichungen bei der Bestimmung der Korndichte  $\rho_s$  bewerten zu können, wurden Ergebnisse, welche an ein und dem selben Boden von verschiedenen Laboranten bestimmt wurden, analysiert. Bei dem Boden handelt es sich um einen feinkörnigen Boden. Die Unregelmäßigkeiten bei der Bestimmung der Korndichte sind in Abbildung 8.3 zu sehen. Die Bestimmung erfolgte von allen Laboranten mit Hilfe von Pyknometern nach DIN 18124 [DIN18124]. Als Mittelwert ergab sich eine Korndichte  $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$ . Die Standardabweichung lag bei 0,7%.

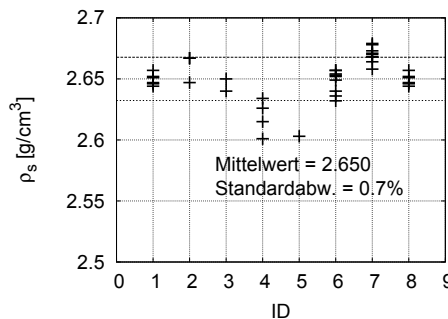


Abbildung 8.3: Gemessenes Korndichten eines Bodens bei unterschiedlichen Laboranten

Werden die beschriebenen Abweichungen der Trockendichte und der Korn-

dichte kombiniert und die Porenzahl mit Hilfe der Gleichung 8.1 berechnet, ergeben sich folgende Abweichungen:

$$\Delta e = \Delta \rho_s + \Delta \rho_d = 1,4\% + 2,4\% = 3,8\% \quad (8.4)$$

Ähnliche Abweichungen, auf Grund der Volumenbestimmung, wurden auch bei Vaid [VS97] beschrieben. Diese Abweichung erscheint zunächst nicht allzu groß. Im nächsten Abschnitt werden deshalb die Auswirkungen auf die in Kapitel 3 definierten Referenzzustände diskutiert.

## 8.2 Auswirkungen von Porenzahlchwankungen auf die Referenzzustände

### 8.2.1 Auswirkungen auf die NCL

Die Bestimmung der NCL kann, wie in Kapitel 3 beschrieben, anhand von Ödometerversuchen erfolgen. In Abbildung 8.4 sind Versuchsergebnisse von verschiedenen Ödometerversuchen an dem selben Boden mit unterschiedlichen Einbauporenzahlen dargestellt. Der in Kapitel 3.1 vorgestellten Theorie nach sollten sich alle Kompressionskurven im normalkonsolidierten Zustand zusammenfallen. Dies ist hier nicht zu sehen.

Wird die Referenzporenzahl  $e_0$  um 3,8% variiert, ergibt sich ein Bereich in welchem die NCL liegen sollte. In Abbildung 8.4 ist dieser Bereich rot markiert. Wie zu sehen ist, liegen alle Versuchskurven (mit Ausnahme der Anfangszustände) innerhalb des markierten Bereiches.

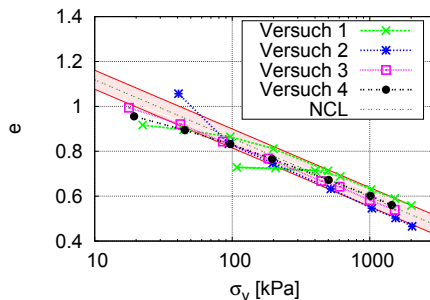


Abbildung 8.4: Bandbreite der Ergebnisse von Ödometerversuchen zur Bestimmung der NCL

Die Definition der Neigung der NCL erfolgt über den Kompressionsbeiwert  $C_c$ . Dieser ergibt sich nach Gleichung 2.3 aus der Änderung der Porenzahl  $\Delta e$  über die Spannung  $\sigma'_v$ . Da nur die Änderung der Porenzahl betrachtet wird, ist  $C_c$  unabhängig von der zuvor beschriebene Schwankung in der Porenzahl sein.

### 8.2.2 Auswirkungen auf den kritischen Zustand

Bei den bisher beschriebenen Schwankungen in der Porenzahl ging es um Variationen, welche durch Messabweichungen im Labor entstehen. Die tatsächliche Porenzahl muss allerdings unabhängig vom Messverfahren sein. Wie in Abbildung 8.5 schematisch dargestellt, würde sich in diesem Fall für zwei Proben, bei welchen unterschiedliche Porenzahlen infolge Messfehler bestimmt wurden, die gleiche maximale Deviatorspannung  $q$  ergeben. In diesem Fall hat die Schwankung der Porenzahl nur Auswirkungen auf die Definition der CSL in der  $e$ - $p'$ -Ebene, analog zur Schwankung der NCL.

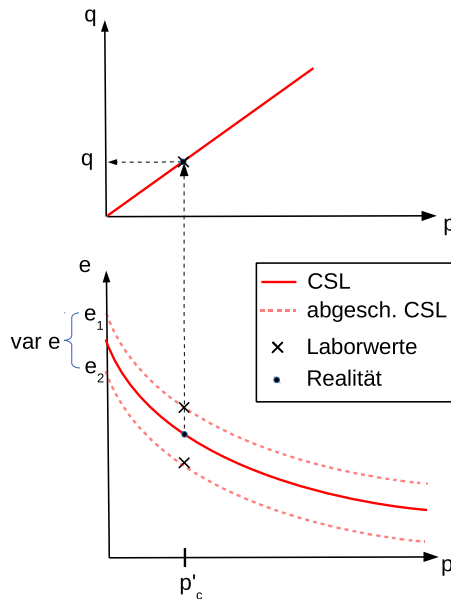


Abbildung 8.5: Skizze der resultierenden max. Deviatorspannung für zwei gleiche Proben mit abweichend bestimmten Porenzahlen

Für die Scherfestigkeit besteht ein direkter Zusammenhang zur Dichte. Ergeben sich Unterschiede in der Porenzahl durch natürliche Inhomogenitäten, wie in Abbildung 8.6 schematisch dargestellt, schwankt auch die Scherfestigkeit des Bodens. In Abbildung 8.6 sind exemplarisch drei unterschiedliche Proben einer geologischen Schicht eingezeichnet. Diese haben die Porenzahlen  $e_a$ ,  $e_b$  und  $e_c$ . Durch Schwankungen der Bodeneigenschaften, durch braune Ellipsen verdeutlicht, unterscheiden sich auch die Porenzahlen. Trotzdem wird diese Schicht aus der geotechnischen Sicht als ein Homogenbereich be-

trachtet. Die Porenzahl in-situ ergibt sich somit als Mittelwert einer Häufigkeitsverteilung der gemessenen Porenzahlen. Die Referenzzustände eines Homogenbereiches werden theoretisch für eine Tiefe allerdings mit einem konstanten Parametersatz abgebildet.

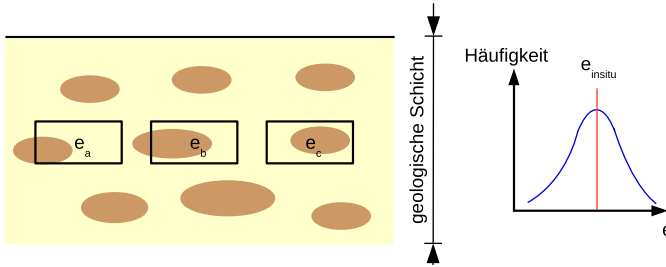


Abbildung 8.6: Schema zur Variation der natürlichen Porenzahl

Wie in Abbildung 8.7 dargestellt, ergeben sich für zwei Proben mit unterschiedlichen realen Porenzahlen  $e_a$  und  $e_b$  unterschiedliche maximale Deviatorspannungen  $q_a$  und  $q_b$ . Werden diese auf einen “mittleren” kritischen Zustand bezogen, resultiert dies in einer großen Streuung der Ergebnisse.

Für den Fall der natürlichen Inhomogenität kann der maximale Deviator im kritischen Zustand, wie bereits in Gleichung 3.4 beschrieben, über

$$q_c = M \cdot p'_c \quad (8.5)$$

bestimmt werden. Die Porenzahl im kritischen Zustand ergibt sich dabei aus:

$$e_c = e_\Gamma - C_c \cdot \log \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right) \quad (8.6)$$

Nach Einsetzen von  $p' = p'_c$  ergibt sich für undrainierte Scherung mit einer Referenzspannung  $p_{ref} = 1 \text{ kPa}$  der maximale Spannungsdeviator zu:

$$q = M \cdot 10^{\frac{e_\Gamma - e_0}{C_c}} \quad (8.7)$$

Schwankungen der Deviatorspannung im kritischen Zustand können also hauptsächlich Folge der Porenzahlchwankungen sein. In der Literatur, z.B. in Mitchell [Mit93], werden Schwankungen der Porenzahl für einen natürlichen “homogenen” Boden mit bis zu 10% Unterschied angegeben. Somit

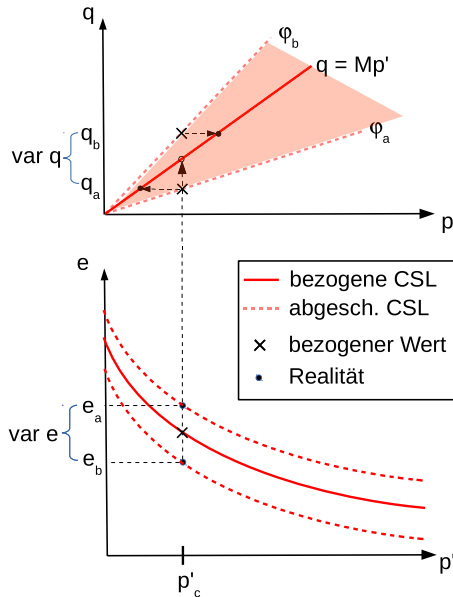


Abbildung 8.7: Skizze der resultierenden max. Deviatorspannung für zwei Proben mit unterschiedlichen reellen Porenzahlen

ergibt sich für  $e_a = 0,682$  und  $e_b = 0,620$  die folgende Bandbreite des Spannungsdeviators:

$$q_a = 1,42 \cdot 10^{\frac{0,913-0,682}{0,191}} = 23,0 \text{ kPa} \quad (8.8)$$

$$q_b = 1,42 \cdot 10^{\frac{0,913-0,620}{0,191}} = 48,6 \text{ kPa} \quad (8.9)$$

$$\Delta q = q_b - q_a = 25,6 \text{ kPa} \quad (8.10)$$

Dabei wurden die Parameter des Beispielbodens Schluff aus Abschnitt 5.1 genutzt  $M = 1,42$  ( $\varphi_c = 35^\circ$ ),  $e_\Gamma = 0,913$  und  $C_c = 0,191$  angenommen. Wie das Beispiel zeigt, können Schwankungen von etwa 10% der Porenzahl, bei diesen Parametern, etwa 51% Differenz der Deviatorspannung verursachen. Diese relativ große natürliche Variation der Porenzahl stellt dabei einen Extremfall dar. Wird die Variation in der Porenzahl mit etwa 3% angesetzt,

ergibt sich:

$$q_a = 1,42 \cdot 10^{\frac{0,913-0,639}{0,191}} = 38,6 \text{ kPa} \quad (8.11)$$

$$q_b = 1,42 \cdot 10^{\frac{0,913-0,620}{0,191}} = 48,6 \text{ kPa} \quad (8.12)$$

$$\Delta q = q_b - q_a = 10 \text{ kPa} \quad (8.13)$$

Dies entspricht einer Differenz der Deviatorspannung von etwa 20%.

Wie hier anschaulich gezeigt wurde, können kleine Schwankungen in der Porenzahl, also der Dichte des Bodens, relativ große Variationen in der maximalen Deviatorspannung hervorrufen, wenn diese auf den selben Referenzzustand bezogen werden. Wie in Abbildung 8.7 zu sehen, ergibt sich eine Streuung der maximalen Deviatorspannung, welche in einem Kegel liegt. Der Öffnungswinkel des Kegels richtet sich dabei nach der Größe der Schwankungen in der Porenzahl. In Abschnitt 6.2 wurden eine Schwankung, und der daraus resultierende Kegel, in der maximalen Deviatorspannung von 10% angesetzt. Die hier ermittelte Schwankung ist deutlich größer, stellt aber u.U. einen Extremfall dar.

### 8.3 Einfluss der Gleitflächenneigung in Triaxialversuchen

Unter triaxialen Bedingungen sind die auf die Probe wirkenden Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  bekannt. Aufgrund der axialsymmetrischen Form der Probe wird davon ausgegangen, dass die beiden Hauptspannungen  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  gleich groß sind. Wie in Abbildung 8.8 zu erkennen, kann aus den auf die Probe wirkenden Hauptspannungen mit Hilfe des Mohrschen Kreises die Normalspannung  $\sigma$  sowie die Schubspannung  $\tau$  auf der Scherebenen mit der Neigung

$$\alpha_{theo} = 45 - \frac{\varphi}{2} \quad (8.14)$$

ermittelt werden. Der maximale Reibungswinkels  $\varphi$  stellt sich beim maximalen Spannungsverhältnis von  $\tau/\sigma$  ein. Die so definierte Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb liegt dann als Tangente an dem Mohrschen-Kreis. Das maximale Spannungsverhältnis  $\tau/\sigma$  entspricht allerdings nur der Gleitfläche unter dem Winkel  $\alpha_{theo}$ . Wenn sich die Scherfläche in der Probe unter einem anderen Gleitflächenwinkel  $\alpha$  entwickelt, herrscht an dieser Scherfläche ein anderes Spannungsverhältnis  $\tau/\sigma$ . Daraus resultiert ein anderer Reibungswinkel  $\varphi$  (siehe Abb. 8.8 für  $c = 0$ ). Dieser Einfluss auf die Bestimmung des Reibungswinkels wurde schon von Hvorslev [Hvo61] beschrieben.

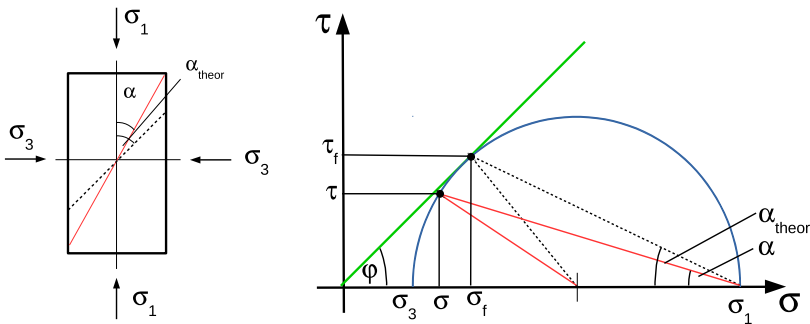


Abbildung 8.8: Skizze der zur Bestimmung des maximalen Spannungsverhältnisses

Zur Auswertung der Neigung der Gleitfläche werden die Versuche an den Beispielböden Schluff und Ton 2 aus den Abschnitten 2.4.1 bzw. 2.4.3 und Kapitel 5 betrachtet. Wie bereits beschrieben, handelt es sich hier um Versuche an aufbereitem Boden im normalkonsolidierten Zustand.



In den Abbildungen 8.10 und 8.9 sind die Proben nach undrainierter triaxialer Scherung dargestellt. Die Proben wurden nach der Scherung fotografiert und die Neigung der Gleitfläche anhand der Bilder mit Hilfe des Programms Gimp [GIMP] gemessen.

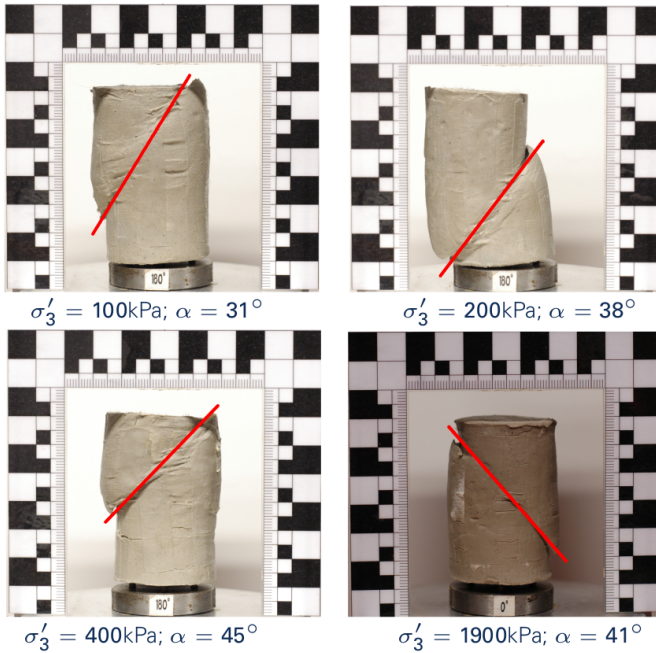


Abbildung 8.9: Neigung der Gleitflächen nach undrainierter triaxialer Scherung für ausgeprägten plastischen Ton (Beispielboden Ton 2)

Wie in Abbildung 8.9 zu erkennen, liegen die gemessenen Gleitflächenneigungen zwischen  $31^\circ$  und  $45^\circ$ . Der berechnete Reibungswinkel  $\varphi$  für Ton 2 beträgt aus den hier vorgestellten Versuchen etwa  $15^\circ$ . Nach 8.14 soll sich somit die Gleitfläche nach der Coulomb-Theorie unter einem Winkel von  $\alpha = 37,5$  einstellen. Verglichen mit den gemessenen Neigungen ergibt sich eine Abweichung von etwa  $7^\circ$ .

Bei den in Abbildung 8.10 dargestellten Triaxialproben des Beispielbodens Schluff liegt der gemessene Gleitflächenwinkel zwischen  $42^\circ$  und  $47^\circ$ . Die Abweichung der Gleitflächenwinkel ist somit geringer als bei Ton 2. Bei dem Beispielboden Schluff wurde ein Reibungswinkel  $\varphi = 35$  bestimmt. Der erwartete Gleichflächenwinkel beträgt demnach  $27,5^\circ$ . Es ergibt sich eine Abweichung von etwa  $17^\circ$  zu den gemessenen Winkel.

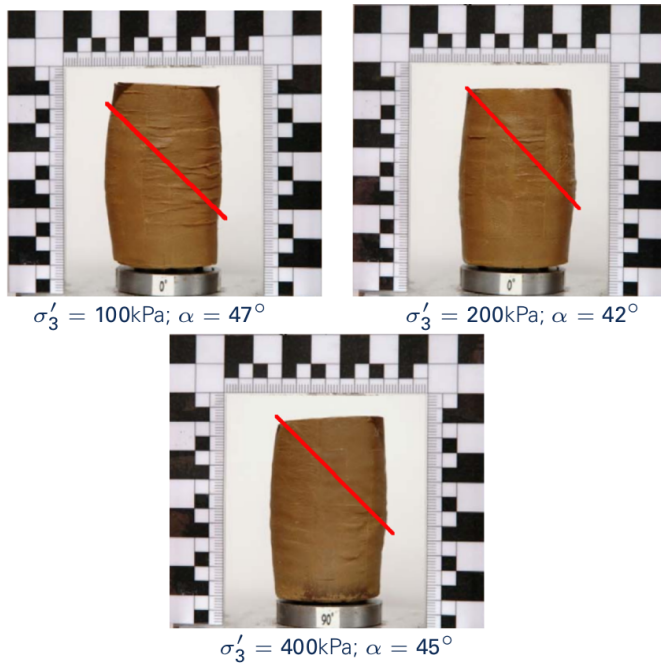


Abbildung 8.10: Neigung der Gleitfläche nach undrainierter triaxialer Scherung für leicht plastischen Ton (Beispielboden Schluff)

Um den Einfluss der Gleitflächenneigung auf die Spannungen in der Gleitfläche genauer zu beurteilen, wurden die Spannungen  $\tau$  und  $\sigma$  auf der Gleitfläche für unterschiedliche Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  berechnet. Nach Abbildung 8.8 ergeben sich die Spannungen  $\tau$  und  $\sigma$  in der Gleitfläche in Abhängigkeit der Gleitflächenneigung  $\alpha$  aus:

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2 \cdot \cos(2\alpha)} \quad (8.15)$$

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2 \cdot \sin(2\alpha)} \quad (8.16)$$

Wie in Abbildung 8.8 zu sehen, folgen aus unterschiedlichen Gleitflächenneigungen  $\alpha$  und  $\alpha_{theo}$  unterschiedliche Schubspannungen  $\tau$  bzw.  $\tau_f$ .  $\tau_f$  entspricht dabei der maximalen Schubspannung bei der Gleitflächenneigung  $\alpha_{theo}$  nach Gleichung 8.14,  $\tau$  entspricht der Schubspannung auf der Gleit-

fläche nach Gleichung 8.16. Das Spannungsverhältnis  $\tau/\tau_f$  kann über

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\cos(\varphi) \sin(2\alpha)}{1 - \sin(\varphi) \cos(2\alpha)} \quad (8.17)$$

berechnet werden.

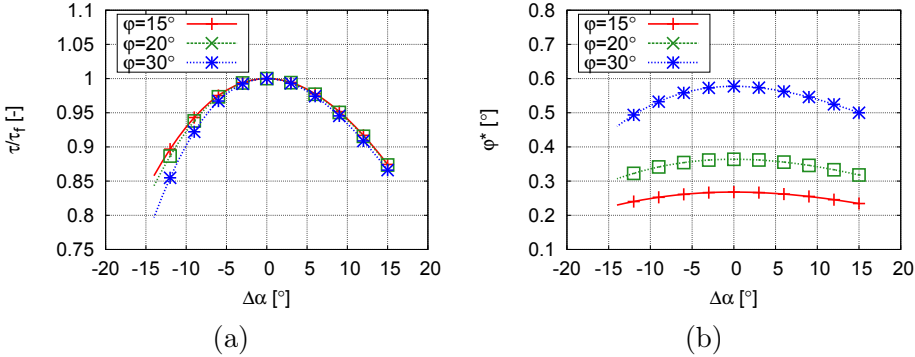


Abbildung 8.11: Einfluss von  $\Delta\alpha$  auf (a) das Verhältnis  $\tau_f/\tau$  sowie (b) auf den Reibungswinkel  $\varphi'$

In Abbildung 8.11 (a) ist das Verhältnis von  $\tau/\tau_f$  in Abhängigkeit der Differenz  $\Delta\alpha = \alpha_{theo} - \alpha$  dargestellt. Bei einem Reibungswinkel  $\varphi' = 30^\circ$  und einer Differenz  $\Delta\alpha$  von etwa  $15^\circ$  ergeben sich Unterschiede von  $\tau$  zu  $\tau_f$  von 20 bis 25%.

Um den Unterschied von  $\tau$  zu  $\tau_f$  anders darstellen zu können, wurde das sich ergebende Spannungsverhältnis über einen Ersatzreibungswinkel

$$\varphi^* = \arctan\left(\frac{\tau}{\sigma}\right) \quad (8.18)$$

berechnet und in Abbildung 8.11 (b) dargestellt. Wie zu erkennen ist, werden die Reibungswinkel für  $\Delta\alpha \neq 0$  überschätzt. Für einen Ersatzreibungswinkel von  $30^\circ$  kann bei  $\Delta\alpha = 15^\circ$  die Abweichung bis zu  $\Delta\varphi = 5^\circ$  betragen.

## 8.4 Einfluss der Konsolidationsbedingungen

Wie bei der Auswertung der Triaxialversuche an Ton 2 festgestellt wurde (siehe Abschnitt 2.4.3 und 5.3), tritt auch bei der Scherung von normal-konsolidierten Proben eine dominante Scherfläche auf. Dies ist für normal-konsolidierte Proben ungewöhnlich und würde eher bei überkonsolidierten Böden erwartet.

Für die Probenvorbereitung wurde das Material zu einer Paste mit dem Wassergehalt  $w \approx 1,5 \cdot w_L$  aufbereitet. Danach wurde die entstandene Bodenpaste in einen Vorkonsolidierstand eingebaut. Ein Beispiel eines solchen Vorkonsolidierstandes findet sich in Abbildung 8.12. Dabei wird die Probe in einem Stahlrohr vertikal belastet und somit ödometrisch komprimiert. Dies erfolgt meist bis zu einer Vertikalspannung von 100 kPa. Nachdem die Probe auskonsolidiert ist, wird sie aus dem Vorkonsolidierstand ausgebaut und in die Triaxialzelle eingebaut. Hier erfolgt eine weitere isotrope Konsolidation bis zur gewünschten Konsolidationsspannung  $\sigma_3$ . Es wird vermutet, dass durch den Wechsel von ödometrischer Belastung zur hydrostatischen Belastung eine Strukturänderung in der Probe entsteht.



Abbildung 8.12: Vorkonsolidierstände für Triaxialproben des IGT

Ein weiterer Einflussfaktor ist die isotrope Konsolidation in der Triaxialzelle. Es wurde, um die Zeit für die Konsolidation zu verkürzen, mit einer Ringdrainage aus Filterpapier gearbeitet. Dabei entsprachen die Angaben für das Filterpapier den Vorgaben der DIN 18137-2 [DIN18137]. Dies verursacht eine relativ schnelle Konsolidation am Rand der Probe, womit dort eine festere Hülle entsteht. Durch die weiter nach Innen voranschreitende Konsolidati-

on und damit auch eine weitere Verformung der Probe, wird ebenfalls der schon festere Rand der Probe beansprucht. Dabei können Inhomogenitäten entstehen und somit auch ein Initial für eine dominante Scherfläche liefern.

Des Weiteren kann auch die große volumetrische Verformung der Probe während der Konsolidation eine heterogene Struktur erzeugen. Nach Sivakumar [SDG02] können, vor allem bei feinkörnigen Proben, durch die großen volumetrischen Dehnungen, welche während der Konsolidation auftreten, kleine Scherflächen entstehen. Ähnliche Beobachtungen wurden ebenfalls in Fearon [FC00] beschrieben.

Um den Einfluss der Vorkonsolidierung aufzuzeigen, wurde der Versuch 4 der durchgeführten undrainierten Serie der Triaxialversuche an Ton 2 wiederholt. Bei der Wiederholung wurde die ödometrische Konsolidationsphase geändert. In Abbildung 8.13 ist ein Schema der unterschiedlichen Vorkonsolidierungen dargestellt. Beide Proben wurden zunächst ödometrisch, bis  $\sigma_1 = 100$  kPa bei Probe 4, bzw.  $\sigma_1 = 900$  kPa bei Probe 4a, belastet. Nach dem Auskonsolidieren wurden sie wieder entlastet und in die Triaxialzelle eingebaut. Dort erfolgt eine weiter isotrope Konsolidationsphase bis  $\sigma_1 = \sigma_3 = 900$  kPa. Die Versuchsergebnisse beider Versuche sind in Abbil-

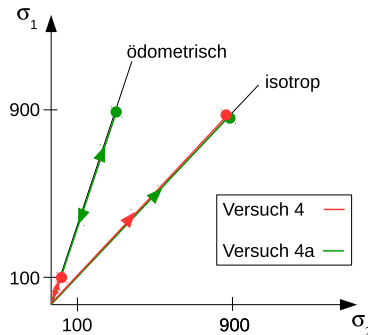


Abbildung 8.13: Schema der unterschiedlichen ödometrischer Vorbelastungen an Ton 2

dung 8.14 zu sehen.

Es zeigt sich, dass die Porenzahlen zu Beginn der Scherung der beiden Proben fast gleich sind. Die Porenzahl der Probe 4a ist etwas geringer. Da es sich hier um undrainierte Triaxialversuche handelt, bleibt das Probenvolumen während der Scherung konstant. Es ist weiterhin nur ein sehr geringer Unterschied bei Entwicklung der Porenwasserdrücke  $u$  erkennbar. Dies lässt

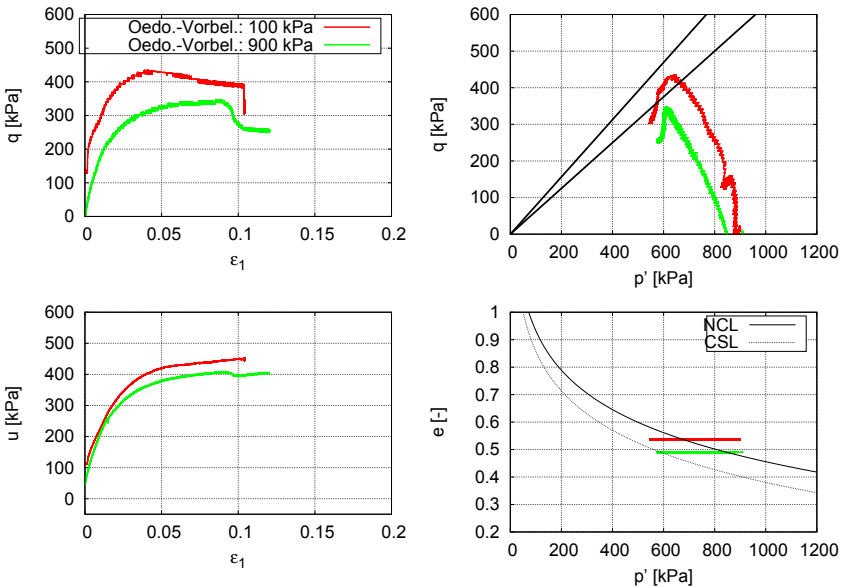


Abbildung 8.14: Ergebnisse für CU-Triaxialversuche mit unterschiedlicher ödometrischer Vorbelastung an Ton 2

darauf schließen, dass die Tendenz zum Volumenänderung vergleichbar ist.

Unterschiede in den Ergebnissen zeigen sich beim Spannungs-Dehnungs-Verhalten im  $q$ - $\varepsilon_1$ -Diagramm sowie bei den Spannungspfaden im  $q$ - $p'$ -Diagramm. Hier wird deutlich, dass die maximale Deviatorspannung  $q_{max}$  bei Versuch 4 größer als bei Versuch 4a ist. Außerdem wird bei Versuch 4 das Maximum bei einer geringeren Dehnung  $\varepsilon_1$  erreicht. Im Gegensatz dazu folgt die Spannungs-Dehnungs-Kurve von Versuch 4a länger dem erwarteten annähernd hyperbelförmigem Verlauf. Erst bei einer Dehnung von etwa  $\varepsilon_1 = 0,09$  zeigt sich eine Entfestigung. Die Entfestigung tritt schneller als bei Versuch 4 ein.

Bei der Betrachtung der Spannungspfade zeigt sich ein ähnliches Bild. Der Pfad von Versuch 4a verläuft etwas flacher, der von Versuch 4 etwas steiler. Bei beiden Versuchen liegt die mittlere effektive Spannung  $p'$  bei der maximalen Deviatorspannung  $q$  zwischen 620 und 630 kPa. Die maximalen Deviatorspannungen  $q_{max}$  liegen allerdings zwischen 330 kPa und 430 kPa. Die daraus resultierenden Festigkeitsparameter  $M$

$$M = \frac{q_{max}}{p'} \quad (8.19)$$

ergeben sich zu 0,683 und 0,532. Dies entspricht nach Gleichung 2.19 den Reibungswinkeln von  $17,8^\circ$  und  $14,1^\circ$ .

Die Ursache für die geringere Festigkeit der Probe 4a könnte an der höheren ödometrischen Vorbelastung liegen. Durch den ödometrischen Spannungspfad mit  $\sigma_1 > \sigma_2$  während der ersten Phase der Konsolidation kommt es zu Scherbeanspruchungen in der Probe. Dadurch wird der Aufbau einer inhomogenen Struktur begünstigt, was zum Entstehen von Scherflächen beitragen kann.

Eine weitere Ursache könnte in der größeren Entlastung der Probe 4a liegen. Nach der ödometrischen Konsolidation auf  $\sigma_1 = 900 \text{ kPa}$  wurde die Probe, um sie in die Triaxialzelle einbauen zu können, vollständig entlastet. Durch diese starke Entlastung können ebenfalls Inhomogenitäten in der Probe entstehen. Die anschließende isotrope Konsolidation reicht nicht aus, um diese Störungen zu überdrücken.





## 9 Zusammenfassung und Ausblick

Die in der geotechnischen Praxis übliche Auswertung von Scherversuchen allein über eine lineare Spannungsgrenzbedingung, beschrieben durch die effektiven Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$ , erweist sich in vielen Fällen als nicht ausreichend. Diese Betrachtung kann zu erheblichen Fehleinschätzungen der Scherfestigkeit führen. Ein genaueres Beschreiben des Bodenverhaltens ist allerdings nur über die Einbeziehung des Bodenzustandes möglich.

In der vorliegenden Arbeit wird ein Konzept vorgeschlagen, welches eine zuverlässige Bestimmung der Scherparameter und Beurteilung des Scherverhaltens von feinkörnigen Böden erlaubt. Dabei wird das Bodenverhalten in Bezug zum Bodenzustand betrachtet, der durch die Spannung und die Dichte (Porenzahl  $e$ ) definiert ist. Grundlegend für das Konzept ist die Spannungsunabhängigkeit von Parametern, wie dem Kompressionsbeiwert  $C_c$  eines normalkonsolidierten Bodens und dem kritischen Reibungswinkel  $\varphi_c$ .

Am Anfang wird das typische Bodenverhalten in Kompressions- und Scherversuchen dargestellt. Es wird die Standardauswertung von Ödometer- und Triaxialversuchen beschrieben und auf Rahmenscherversuche kurz eingegangen. Im Anschluss dieses Kapitels werden Ergebnisse von Triaxialversuchen an drei verschiedenen Böden vorgestellt. Bei dem ersten Boden (Schluff) werden Versuche an aufbereiteten Proben betrachtet und die zuvor beschriebene Auswertung verdeutlicht. Bei dem zweiten Beispielboden (Ton 1) werden Ergebnisse an ungestörten Proben vorgestellt. Hier zeigen sich Probleme bei der Herleitung der effektiven Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$ . Es kann, allein mit der standardmäßigen Betrachtung des Bodenverhaltens, keine eindeutige Spannungsgrenzbedingung definiert werden. Für den dritten Boden (Ton 2) werden wieder Resultate von Versuchen an aufbereiteten Proben vorgestellt. Auch hier kann keine eindeutige Spannungsgrenzbedingung definiert werden. Bei der Auswertung der Triaxialversuche an den beiden letzten

Böden zeigt sich, dass eine Beschreibung des Bodenverhaltens ohne eine Betrachtung des Zustandes und eine Einschätzung ohne einen Bezug zu den Referenzzuständen nicht möglich ist.

In Kapitel 3 werden Referenzzustände vorgestellt, die für eine realistische Bewertung des Bodenverhaltens genutzt werden. Zum einen gehört zu den Referenzzuständen der normalkonsolidierte (nicht vorbelastete) Zustand, der über eine Kompressionsgerade im halb-logarithmischen  $e$ - $\log \sigma'$  Diagramm beschrieben wird. Bodenzustände auf dieser Linie sind normalkonsolidiert, Zustände unter der Linie sind überkonsolidiert bzw. vorbelastet. Der zweite Referenzzustand ist der kritische Zustand, welcher dadurch charakterisiert ist, dass während einer Scherbeanspruchung die Schubspannungen  $q$  und volumetrischen Dehnungen  $\varepsilon_v$  konstant bleiben. Wird die Deviator- bzw. Schubspannung im kritischen Zustand über der zugehörigen mittleren bzw. normalen effektiven Spannung aufgetragen, ergibt sich für unterschiedliche Spannungszustände eine Gerade. Genau so ist die Porenzahl beim Erreichen des kritischen Zustandes eine charakteristische Größe, die von der effektiven Spannung abhängt. Werden die Porenzahlen im kritischen Zustand über die mittlere Spannung aufgetragen, stellt sich ein ähnlicher Verlauf wie bei der Erstbelastungskurve ein. Die Kurve der kritischen Porenzahlen weist dieselbe Neigung auf und ist etwas nach unten verschoben. Ein Vorteil der Betrachtung der Referenzzustände ist, dass die genutzten Bodenparameter unabhängig vom Ausgangszustand der untersuchten Proben sind. Am Ende des Kapitels wird das prinzipielle Bodenverhalten in Relation zu den Referenzzuständen beschrieben.

In Kapitel 4 wird ein Konzept vorgestellt, welches das Bodenverhalten in Bezug auf die zwei definierten Referenzzustände betrachtet. Die Referenzzustände sollten an aufbereiteten Proben bestimmt werden, was die Beurteilung des Bodenverhaltens ohne Einflüsse der Struktur erlaubt.

Das zu erwartende Bodenverhalten unterscheidet sich zwischen dem über- und dem normalkonsolidierten Zustand, weshalb die untersuchten Bodenproben, wie in Kapitel 3 beschrieben, einem dieser Zustände zugeordnet werden sollten. Des Weiteren wurde ausführlich beschrieben, wie mit Hilfe einer Normierung über die kritische Spannung  $p_c$  die kritische Scherfestigkeit  $\varphi_c$  sowie die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  für den Peak-Zustand bestimmt werden können. Diese Vorgehensweise kann bei der Bewertung des Versuches genutzt werden.

Anhand der in Kapitel 2 eingeführten Beispiele wird das beschriebene Aus-

wertungskonzept in Kapitel 5 verdeutlicht. Bei der Auswertung der ungestörten Proben von Ton 1 konnten Teilversuche identifiziert werden, welche ein abweichendes Materialverhalten zeigen und deshalb bei der Bestimmung der Scherkennwerte  $\varphi'$  und  $c'$  nicht berücksichtigt werden sollten. Für das aufbereitete Probenmaterial von Ton 2 kann das im Versuch beobachtete Probenverhalten sehr gut beurteilt und erklärt werden. Auffälligkeiten zeigten sich nur im Bereich von höheren Spannungen. Hier trat ein nicht erwartetes Entfestigungsverhalten auf. Dies wurde auf den Einfluss einer Bodenstruktur, welche sich aus der Konsolidation ergab, zurückgeführt. Ebenfalls konnte gezeigt werden, dass die in Abschnitt 4.3 eingeführten Korrelationen hilfreich bei der Bewertung der Parameter für die Referenzzustände sind.

In Kapitel 6 wurde eine Prozedur für die Bewertung von Scherversuchen beschrieben. Mit den vorgestellten Kriterien konnten die analysierten Scherversuche bewertet und abweichende Teilversuche identifiziert werden. Die Bewertung kann im Rahmen einer Checkliste für jede Probe auf einem Übersichtsblatt zusammengefasst werden. Die Anwendung des Verfahrens zur Überprüfung wird anhand eines Beispiels in Kapitel 7 verdeutlicht.

Im letzten Kapitel werden Einflüsse auf die Definition der Referenzzustände beschrieben. Zunächst werden Abweichungen, welche sich bei der Bestimmung der Porenzahl ergeben, untersucht. Dabei wurde zum Einen die Schwankung der Dichte, welche sich durch die Bestimmung von unterschiedlichen Laboranten an einem Silikonzylinder ergab, berücksichtigt. Zum Anderen wurde die Schwankung der Korndichte, welche sich durch die Bestimmung von unterschiedlichen Laboranten an einem Boden ergab, einbezogen. Es konnte somit eine Schwankung der Porenzahl von etwa 3% abgeleitet werden. Diese Schwankung wirkt sich vor allem auf die Definition des normal-konsolidierten Zustandes und des kritischen Zustandes in der  $e-p'$ -Ebene aus. Fehlinterpretationen in Bezug auf den kritischen Zustand in der  $q-p'$ -Ebene können durch natürliche Schwankung der Porenzahlen entstehen.

Außerdem wurde der Einfluss der Neigung der sich einstellenden Gleitfläche bei Versagen einer Probe im Triaxialversuch untersucht. An den Proben der beiden aufbereiteten Beispielböden wurde die Neigung der Gleitfläche bestimmt. Hier wurden Unterschiede von bis zu  $15^\circ$  festgestellt. Die bestimmten Gleitflächenwinkel unterschieden sich von dem theoretischen Wert, welcher sich aus dem Mohr'schen Spannungskreis ergibt. In einer kleinen analytischen Studie wurde der Einfluss der Gleitflächenneigung untersucht. Hier konnte gezeigt werden, dass sich bei einem Neigungsunterschied von  $15^\circ$

die Schubspannungen auf der Gleitfläche um 25 bis 30% unterscheiden. Auf einen Reibungswinkel  $\varphi = \arctan(\tau/\sigma)$  bezogen, ergeben sich Unterschiede im Reibungswinkel von bis zu 5°. Im letzten Abschnitt wurde auf den Einfluss der Konsolidation der Probe vor dem Abscheren im Triaxialversuch eingegangen. Wie bei der Auswertung des aufbereiteten Beispielmaterials festgestellt, kam es auch bei aufbereiteten Proben zu einer Entfestigung. Dies wurde auf den Einfluss einer Bodenstruktur zurückgeführt. Es wird Literatur aufgeführt, welche das Entstehen einer heterogenen Bodenstruktur durch die Konsolidation belegt. Außerdem wurde gezeigt, wie eine geänderte Konsolidationsablauf das Bodenverhalten beeinflusst. Es wurden hier Unterschiede in der maximalen Deviatorspannung von etwa 20% festgestellt.

Die in dieser Arbeit beschriebenen Methoden zeigen, dass eine Bestimmung von Bodenparametern nach fortgeschrittenen Methoden einen großen Vorteil bei der Interpretation von Scherversuchen bringt. Der Vergleich mit Referenzzuständen erlaubt eine gute Bewertung der Teilversuche und erhöht die Plausibilität und Redundanz der Ergebnisse.

## Ausblick

Wie in den Kapiteln 4 und 6 gezeigt wurde, können definierte Referenzzustände dazu genutzt werden, das Bodenverhalten in Laborversuchen besser einzuschätzen und zu überprüfen. Dabei stellte sich als sinnvoll heraus, einen Bereich zu definieren, in welchem die Ergebnisse erwartet werden. Außerdem kann eine Bewertung anhand von festen Kriterien erfolgen, um eine Vergleichbarkeit zu gewährleisten.

Die in dieser Arbeit vorgeschlagenen Bereichsgrößen sind überwiegend Abschätzungen, welche hauptsächlich auf subjektiven Erfahrungen basieren. Hier offenbart sich weiterer Forschungsbedarf. Das Bewertungsprinzip kann nur sinnvoll angewendet werden, wenn die erwarteten Bereiche realistisch definiert sind. Dazu sind weitere Untersuchungen von Einflussfaktoren auf die Ergebnisse von Laborversuchen und deren Auswirkungen auf den erwarteten Bereich nötig. Wie sich bei den in Kapitel 8 beschriebenen Untersuchungen herausgestellt hat, können sich aus den Versuchsdurchführungen und Auswertemethoden Abweichungen ergeben.

Auch der Einfluss der Vorkonsolidierung der Triaxialproben sollte weiter untersucht werden. Wie in Kapitel 8.4 angedeutet, kann das Spannungs-Dehnungsverhalten sowie die Festigkeit der Proben maßgeblich von der Vor-

konsolidierung außerhalb der Triaxialzelle und der weiteren Konsolidation in der Triaxialzelle beeinflusst werden. Hier könnten numerische Simulationen des Konsolidationsprozesses einen Einblick in die Verteilung der Porenwasserdrücke und somit der effektiven Spannungen geben. Diese Erkenntnisse wären hilfreich dabei, den Ablauf des Konsolidationsprozesses besser zu verstehen und Einflussfaktoren identifizieren zu können. Außerdem könnten dabei Zeitintervalle der Konsolidationsstufen besser definiert werden.

Des Weiteren haben sich die hier beschriebenen Untersuchungen auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten konzentriert. Eine Ausweitung der Betrachtungen auf das Zeit-Verformungs-Verhalten sollte ebenfalls weiter erforscht werden.



# Summary

In geotechnical practice the diverse behaviour of soil is usually described inadequately. Furthermore parameters, e.g. the stiffness modulus  $E_s$  or the friction angle  $\varphi'$ , are limited in its application to certain boundary conditions. A thoughtless application of the evaluation algorithms lead therefore to considerable errors in the predicted material behaviour, including the strength.

The object of this work is to generate a general description of an approach for the interpretation of mechanical tests on soil. Its descriptive parameters should be designated independently from the state of the soil. The state of the soil is described by the stress and density (void ratio  $e$ ).

In the beginning the typical soil behaviour and standard evaluation in compression and shear tests are described. Results of shear tests on three different fine grained soils are presented. In two of the presented test evaluations. The shear parameter  $\varphi'$  and  $c'$  could not be defined properly with the standard methods.

To provide a basis for an advanced evaluation of the shear test, reference states were introduced. These can be helpful to assess the soil behaviour. One of the reference states is the normal consolidated (not preloaded) state. Another one is described as the critical state. An advantage of using the reference states is, that the used soil parameters are independent of stress and density. There over the soil behaviour in relation to the reference states is described in principle.

Based on the introduced reference states an evaluation concept is presented. In addition, it is described how standardizations can be used to combine the influence of stress and density on test results. The previously introduced soil tests are re-evaluated with the described concept. Tests can be identified which show a divergent soil behaviour and therefore should not be

considered in the definition of the shear parameter  $\varphi'$  and  $c'$ .

To assess shear tests, evaluation criteria based on the described evaluation concept are presented. Within this criteria single tests can be identified which should not be considered during the definition of the shear parameter. The assessment is illustrated on one of the reference soils.

In the end possible misjudgements during the evaluation of laboratory test are presented. First, influences on the described reference states are illustrated. Deviations resulting from the determination of the void ratio are investigated. In addition, the influence of the inclination of the failure surface of a sample in the triaxial test is examined. Here, a deviation in the inclination up to  $15^\circ$  was recognised. This results in differing shear stresses on the sliding surface. Finally, influences of the sample consolidation during a triaxial test are described. Due to different consolidation processes deviations in the maximum shear stress  $q_{max}$  were also recognised.



# Literaturverzeichnis

- [Atk93] ATKINSON, J.: *The Mechanics of Soils and Foundations*. Mc GRAW-HILL Book Company Europe Berkshire, 1993
- [BH00] BISHOP, A.W. ; HENKEL, D.J.: The measurement of soil properties in the triaxial test. (1900)
- [BHT88] BALDI, G. ; HIGHT, D.W. ; THOMAS, G.E.: A reevaluation of conventional triaxial test methods. In: *Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977* (1988), S. 219–263
- [Bje54] BJERRUM, L.: Geotechnical properties of Norwegian marine clays. In: *Geotechnique* 4 (1954), Nr. 2, S. 49–69
- [Bur90] BURLAND, J.B.: On the compressibility and shear strength of natural clays. In: *Géotechnique* 40 (1990), Nr. 3, S. 329–378
- [Cas32] CASAGRANDE, A.: Research on the Atterberg limits of soils. In: *Public Roads* 13 (1932), Nr. 8, S. 121–136
- [CL04] CERATO, A.B. ; LUTENEGGER, A.J.: Determining intrinsic compressibility of fine-grained soils. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130 (2004), Nr. 8, S. 872–877
- [DC70] DUNCAN, J.M. ; CHANG, C.Y.: Nonlinear analysis of stress and strain in soils. In: *Journal of the soil mechanics and foundations division* 96 (1970), Nr. 5, S. 1629–1653
- [DIN18122] DEUTSCHER NORMENAUSSCHUSS: DIN 18122, Teil 1, Baugrund. In: *Untersuchung von Bodenproben, Zustandsgrenzen* (1976)
- [DIN18123] DEUTSCHER NORMENAUSSCHUSS: DIN 18123. In: *Bestimmung der Korngrößenverteilung* (1983)

- [DIN18121] *DIN 18121-1: Baugrunduntersuchung, Untersuchung von Bodenproben, Wassergehalt, Bestimmung durch Ofentrocknung.* 1998
- [DIN18137-3] *DIN 18137: Soil, investigation and testing, Determination of shear strength, Direct shear test.* 2002
- [DIN18124] *DIN 18124 Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte.* 2011
- [DIN18196] *DIN 18196 Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke.* 2011
- [DIN18137] *DIN 18137: Bestimmung der Scherfestigkeit; Triaxialversuch.* 2011
- [DIN18135] *DIN 18135 Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Eindimensionaler Kompressionsversuch.* 2012
- [DP13] DRUCKER, D.C. ; PRAGER, W.: Soil mechanics and plastic analysis or limit design. In: *Quarterly of applied mathematics* 10 (2013)
- [DW+70] DUMBLETON, M.J. ; WEST, G. u. a.: The suction and strength of remoulded soils as affected by composition. In: *Report. Rd Res. Lab. Minist. Transp.* (1970), Nr. LR306
- [ES09] ENGEL, J. ; SOOST, P.: Eigenschaften von Boden und Fels. In: WITT, K. J. (Hrsg.): *Grundbau-Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen.* John Wiley & Sons, 2009, S. 289–414
- [FBH95] FEDA, J. ; BOHAC, J. ; HERLE, I.: Shear resistance of fissured Neogene clays. In: *Engineering geology* 39 (1995), Nr. 3, S. 171–184
- [FC00] FEARON, R.E. ; COOP, M.R.: Reconstitution: what makes an appropriate reference material? In: *Géotechnique* 50 (2000), Nr. 4, S. 471–477
- [Fel07] FELLIN, W.: *Bodenmechanik und Grundbau Übung, Teil 1,* 2007
- [GB01] GEORGIANNOU, V.N. ; BURLAND, J.B.: A laboratory study of post-rupture strength. In: *Géotechnique* 51 (2001), Nr. 8, S. 665–675

- [HE86] HEAD, K.H. ; EPPS, R.: *Manual of soil laboratory testing*. Bd. 3. Pentech Press London, 1986
- [Hvo61] HVORSLEV, M.J.: Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays. / DTIC Document. 1961. – Forschungsbericht
- [ISO] ISO, DIN: TS 17892-12. In: *Vornorm (Januar 2005): Geotechnische Erkundung und Untersuchung–Laborversuche an Bodenproben–Teil 12*, S. 17892–12
- [Jak44] JAKY, J.: The coefficient of earth pressure at rest. In: *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers* 78 (1944), Nr. 22, S. 355–358
- [Jän00] JÄNKE, S.: Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Erdstoffen in Abhängigkeit einfacher Kennwerte. In: *Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft* (2000), Nr. 77
- [Ken59] KENNEY, T.C.: Discussion on Proc. Paper 1732 (Wu, 1958). In: *Proc. ASTM* 85 (1959), Nr. SM3, S. 67–79
- [KH08] KOLYMBAS, D. ; HERLE, I.: Stoffgesetze für Böden; Grundbau-Taschenbuch, Teil 1. In: *7. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin* (2008)
- [KH12] KOSTKANOVÁ, V. ; HERLE, I.: Measurement of wall friction in direct shear tests on soft soil. In: *Acta Geotechnica* 7 (2012), Nr. 4, S. 333–342
- [Kon63] KONDNER, R.L.: *A hyperbolic stress-strain formulation for sands*. Northwestern University, 1963
- [Lad77] LADD, C.C.: Stress-deformation and strength characteristics, state of the art report. In: *Proc. of 9th ISFMFE, 1977* 4 (1977), S. 421–494
- [LD04] LINGS, M.L. ; DIETZ, M.S.: An improved direct shear apparatus for sand. In: *Geotechnique* 54 (2004), Nr. 4, S. 245–256
- [LW69] LAMBE, T.W. ; WHITMAN, R.V.: *Soil mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., 1969
- [Maš05] MAŠÍN, D.: A hypoplastic constitutive model for clays. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 29 (2005), Nr. 4, S. 311–336

- [Mit93] MITCHELL, K.: *Fundamentals of Soil Behavior*. New York : John Wiley and Sons, 1993
- [RB68] *Kapitel* On the generalised behaviour of 'wet' clay. In: ROSCOE, K.H. ; BURLAND, J.B.: *Engineering Plasticity*. Cambridge University Press, 1968, S. 535–609
- [Row69] ROWE, P.W.: The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct. In: *Geotechnique* 19 (1969), Nr. 1, S. 75–86
- [RS63] ROSCOE, K.H. ; SCHOFIELD, A.N.: Mechanical behaviour of an idealised 'wet' clay. In: *Proc. European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Wiesbaden, 1963
- [Sch15] SCHWITEILO, E.: Uncertainties in reference states in the determination and validation of soil parameters. In: OSMAN, D.G. A.S. & T. A.S. & Toll (Hrsg.): *Proceedings of the 24th European Young Geotechnical Engineers Conference*, 2015
- [SDG02] SIVAKUMAR, V. ; DORAN, I.G. ; GRAHAM, J.: Particle orientation and its influence on the mechanical behaviour of isotropically consolidated reconstituted clay. In: *Engineering geology* 66 (2002), Nr. 3, S. 197–209
- [SH57] SKEMPTON, A.W. ; HENKEL, D.J.: Tests on London Clay from deep borings at Paddington, Victoria and the South Bank. In: *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Bd. 1, 1957, S. 100–106
- [SH17] SCHWITEILO, E. ; HERLE, I.: Vergleichsstudie zur Kompressibilität und zu den Scherparametern von Ton aus Ödometer- und Rahmenscherversuchen. In: *Geotechnik* 3 (2017), Nr. 3, S. 204–217
- [SJ44] SKEMPTON, A.W. ; JONES, O.T.: Notes on the compressibility of clays. In: *Quarterly Journal of the Geological Society* 100 (1944), Nr. 1-4, S. 119–135
- [Ske69] SKEMPTON, A.W.: The consolidation of clays by gravitational compaction. In: *Quarterly Journal of the Geological Society* 125 (1969), Nr. 1-4, S. 373–411

- [Ske85] SKEMPTON, A.W.: Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory\*. In: *Geotechnique* 35 (1985), Nr. 1, S. 3–18
- [SN52] SKEMPTON, A.W. ; NORTHEY, R.D.: The sensitivity of clays. In: *Geotechnique* 3 (1952), Nr. 1, S. 30–53
- [SW68] SCHOFIELD, A. ; WORTH, C.P.: *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, 1968
- [GIMP] THE GIMP TEAM: *GIMP*. <https://www.gimp.org/>, . – [Version 04.02.2016]
- [VS97] VAID, Y.P. ; SIVATHAYALAN, S.: Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens. In: *Canadian Geotechnical Journal* 33 (1997), Nr. 6, S. 1017–1020
- [VVCH13] VITONE, C. ; VIGGIANI, G. ; COTECCHIA, F. ; HALL, S.A.: Localized deformation in intensely fissured clays studied by 2D digital image correlation. In: *Acta Geotechnica* 8 (2013), Nr. 3, S. 247–263
- [WBK96] WU, W. ; BAUER, E. ; KOLYMBAS, D.: Hypoplastic constitutive model with critical state for granular materials. In: *Mechanics of materials* 23 (1996), Nr. 1, S. 45–69
- [Woo90] WOOD, D.M.: *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press, 1990
- [WW78] WROTH, C.P. ; WOOD, D.M.: The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. In: *Canadian Geotechnical Journal* 15 (1978), Nr. 2, S. 137–145



# A Versuchsprotokolle der Beispielböden

## A.1 Ödometerversuche an Schluff 1

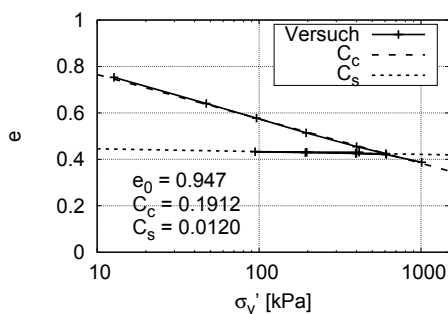
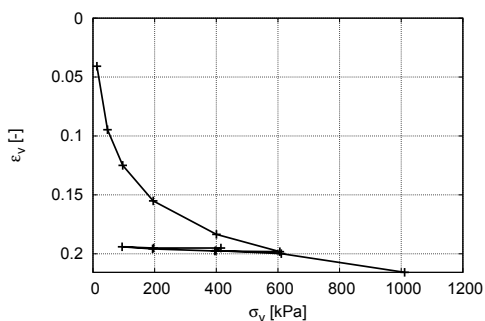
## Ödometerversuch E DIN 18 135

Auftragsnummer: 2011\_09  
 Auftraggeber: -  
 Probenr.: **Schluff 1**  
 Bodenart: -  
 Probenart: -

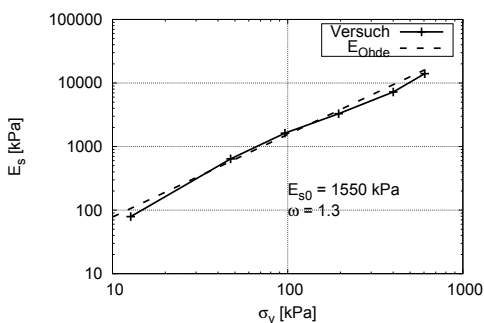
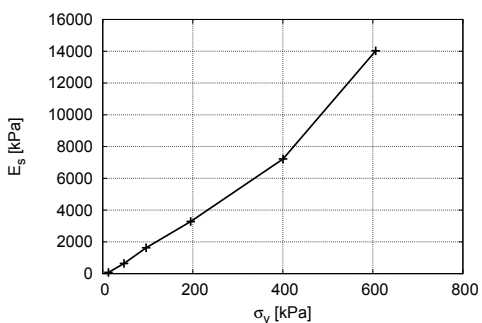
Datum: 25.07.2011  
 Bearbeiter: Schwiteilo  
 Stand/Zelle: -  
 Versuchsart: aufbereitet

Anfangszustand			
Probendurchmesser in [mm]	50,0	Korndichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	2,68
Probenhöhe in [mm]	19,5	Feuchtdichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	2,076
Trockenmasse in [g]	56,34	Trockendichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	1,471
Wassergehalt in [%]	41,1	Porenzahl in [-]	0,821

Kompressionskurve



Steifigkeit



Bemerkungen:



## **A.2 Triaxialversuche an Schluff 1**

# Triaxialversuch

Versuchsart: CU

Auftragsnr.: 2011\_09

Probennr.: Schluff 1

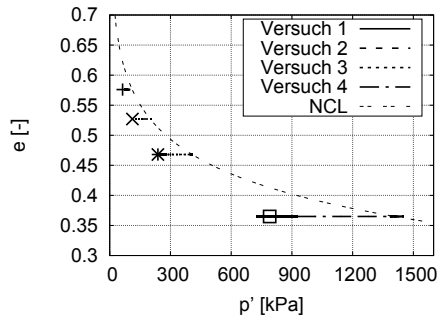
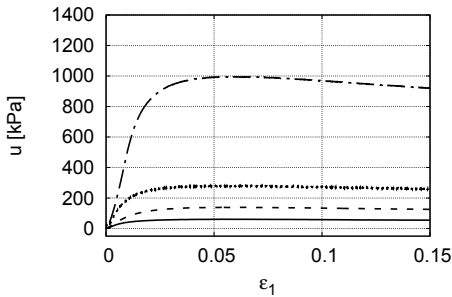
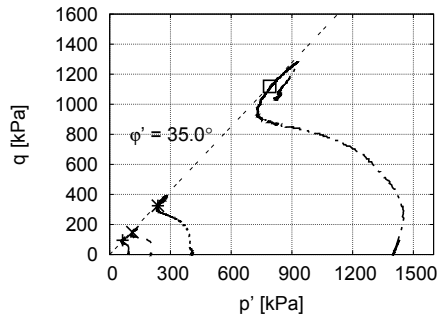
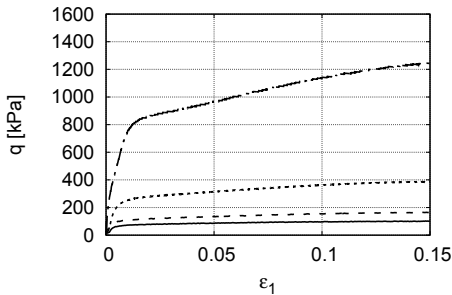
Bodenart: TM, aufbereitet

Fließgrenze: 33,2%

Bohrung: –

Entnahmestelle: –

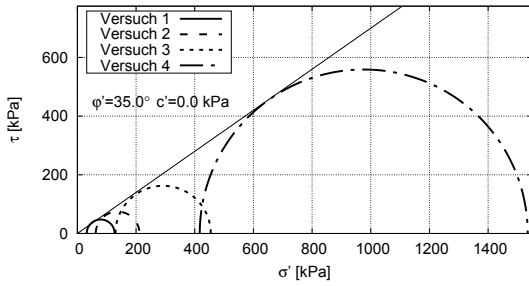
Ausrollgrenze: 19,4%



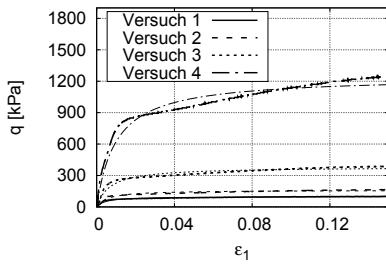
Vers. Nr.	$\rho_s$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\sigma'_3$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	$v$ [ $\frac{mm}{min}$ ]	Anfangszustand			Endzustand	
				$h$ [cm]	$d$ [cm]	$w$ [%]	$e_{end}$ = $w * \rho_s$ [-]	$w_{end}$ [%]
1	2,69	100	0,01	7,670	3,790	21,5	0,555	20,6
2	2,69	200	0,01	7,430	3,790	22,8	0,512	19,0
3	2,69	400	0,01	7,610	3,790	21,7	0,468	17,4
3	2,69	1400	0,01	7,630	3,800	22,4	0,360	13,4

Bemerkungen:

### Mohr'sche Kreise:



### Spannungs-Dehnungs-Verhalten:



$p_0$ [kPa]	$a \cdot 10^{-05}$	$b$ [-]
100	4,414	0,0100
200	3,461	0,0060
400	1,784	0,0020
1400	0,801	0,0008

### **A.3 Rahmenscherversuche an Schluff 1**

## Rahmenscherversuch

Auftragsnr.: Schluff 1

Bohrung: –

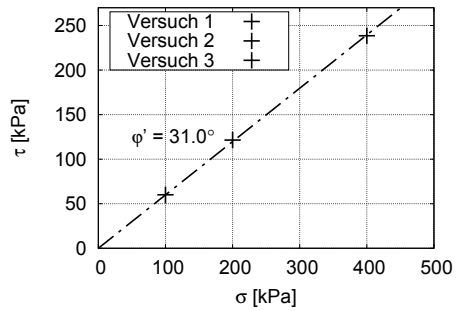
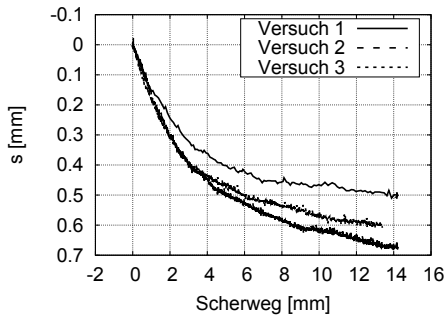
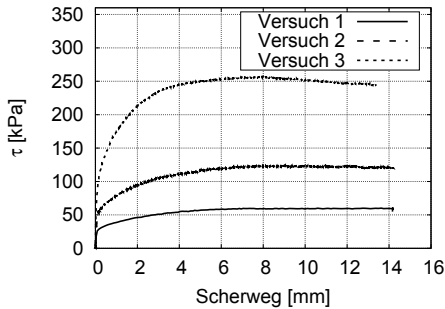
Probennr.: –

Entnahmestelle: –

Probenart: ungestört

Fließgrenze: 33,2%

Ausrollgrenze: 19,4%



Vers. Nr.	$\rho_s$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\sigma'$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	$\nu$ [ $\frac{mm}{h}$ ]	Einbauzustand			Ausbauzustand
				$h$ [cm]	$A$ [ $cm^2$ ]	$w_{Ein}$ [%]	$w_{Aus}$ [%]
1	2,69	100	0,5	2,99	40,2	48,2	21,0
2	2,69	200	0,5	2,99	40,2	49,6	18,8
3	2,69	400	0,5	2,99	40,2	48,8	16,7

### bestimmte Scherparameter:

- effektiver Reibungswinkel  $\phi' = 31^\circ$ , effektive Kohäsion  $c' = 0kPa$

## A.4 Ödometerversuche an Ton 1

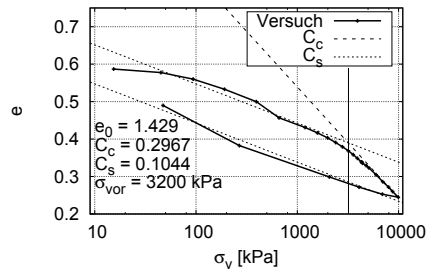
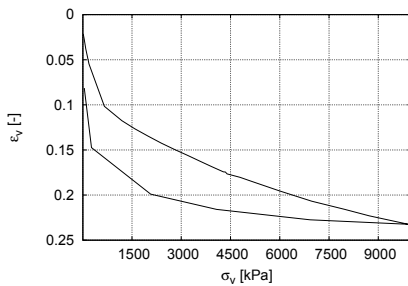
# Ödometerversuch

Auftragsnummer: 2011.09  
 Bohrung: HU-922  
 Probennr.: 2011\_09\_1.1  
 Entn.-Tiefe: 155,7 - 155,8  
 Probenart: ungestört

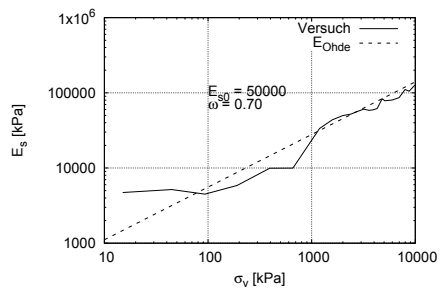
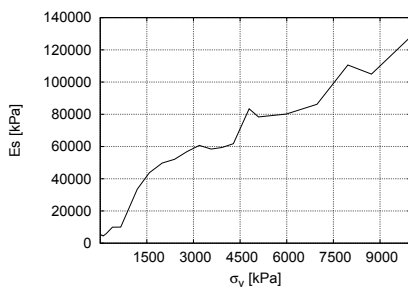
Datum: 08.11.11  
 Bearbeiter: EN

Anfangszustand			
Probendurchmesser in [mm]	50	Korndichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	2,00
Probenhöhe in [mm]	21,97	Feuchtdichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	1,497
Trockenmasse in [g]	70,41	Trockendichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	0,817
Wassergehalt in [%]	22,34	Porenzahl in [-]	0,622
Fließgrenze in [%]	67,39		
Ausrollgrenze in [%]	29,04		

## Kompressionskurve



## Steifigkeit



## Parameterübersicht:

Probennr.	Versuch						Korrelation	
	$C_c$	$C_s$	$e_0$	$\sigma_{vor}$	$E_{s,0}$ [kPa]	$\omega$	$C_c$	$C_s$
1	0,2967	0,1044	1,429	3200	50000	0,7	0,5182	0,1036

# Ödometerversuch

Auftragsnummer: 2011.09.2

Datum: 08.11.11

Bohrung: –

Bearbeiter: EN

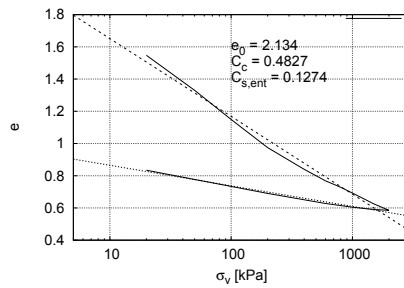
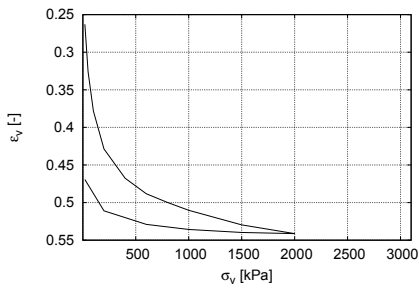
Probennr.: –

Entn.-Tiefe: –

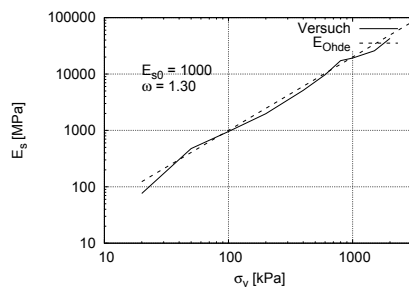
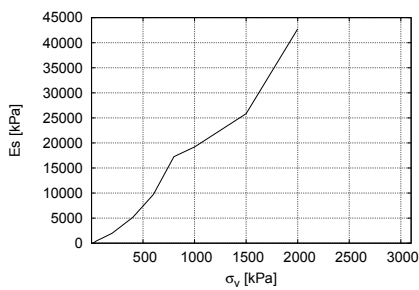
Probenart: aufbereitet

Anfangszustand			
Probendurchmesser in [mm]	50	Korndichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	2,65
Probenhöhe in [mm]	18,81	Feuchtdichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	1,497
Trockenmasse in [g]	27,287	Trockendichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	0,739
Wassergehalt in [%]	110,1	Porenzahl in [-]	2,456
Fließgrenze in [%]	67,39		
Ausrollgrenze in [%]	29,04		

## Kompressionskurve



## Steifigkeit



## Parameterübersicht:

Probennr.	Versuch						Korrelation	
	$C_c$	$C_s$	$e_0$	$\sigma_{vor}$ [kPa]	$E_{s0}$ [kPa]	$\omega$	$C_c$	$C_s$
1	0,4827	0,1274	2,131	–	1000	1,3	0,5182	0,1036



# Ödometerversuch

Auftragsnummer: 2011.09.2

Datum: 08.11.11

Bohrung: –

Bearbeiter: EN

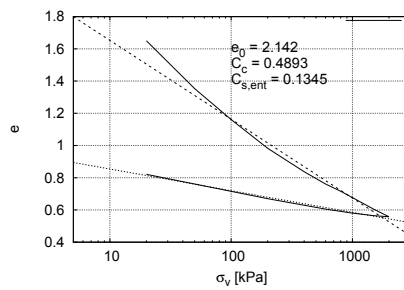
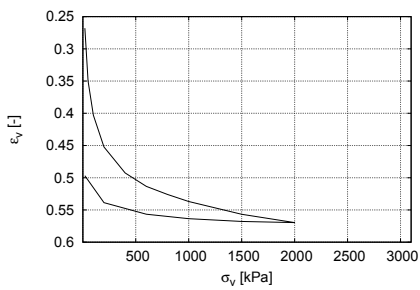
Probennr.: –

Entn.-Tiefe: –

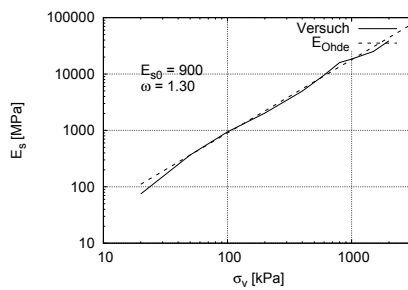
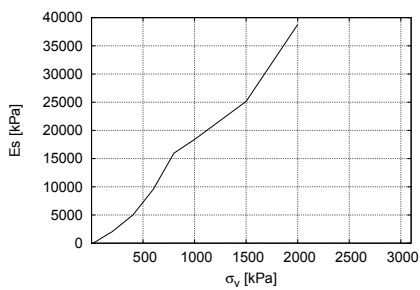
Probenart: aufbereitet

Anfangszustand			
Probendurchmesser in [mm]	50	Korndichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	2,65
Probenhöhe in [mm]	19,31	Feuchtdichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	1,486
Trockenmasse in [g]	27,761	Trockendichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	0,732
Wassergehalt in [%]	108,78	Porenzahl in [-]	2,620
Fließgrenze in [%]	67,39		
Ausrollgrenze in [%]	29,04		

## Kompressionskurve



## Steifigkeit



## Parameterübersicht:

Probennr.	Versuch						Korrelation	
	$C_c$	$C_s$	$e_0$	$\sigma_{vor}$ [kPa]	$E_{s0}$ [kPa]	$\omega$	$C_c$	$C_s$
2	0,4893	0,1345	2,142	–	900	1,3	0,5182	0,1036

## A.5 Triaxialversuche an Ton 1

# Triaxialversuch

Versuchsart: CU

Auftragsnr.: 2011\_09

Bohrung: –

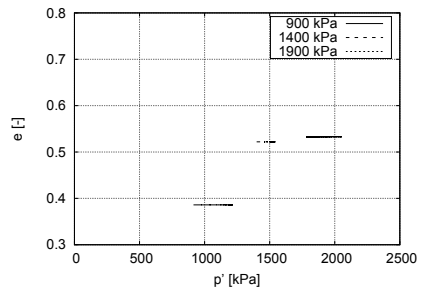
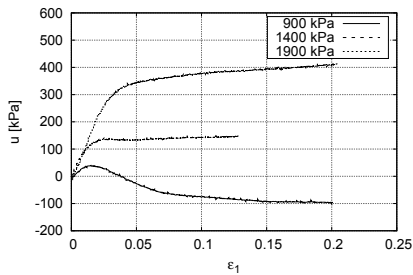
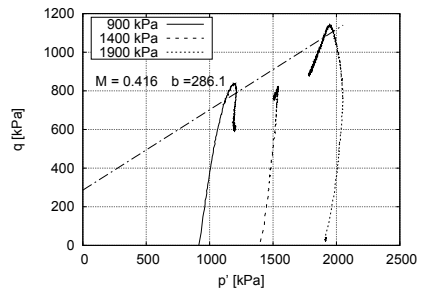
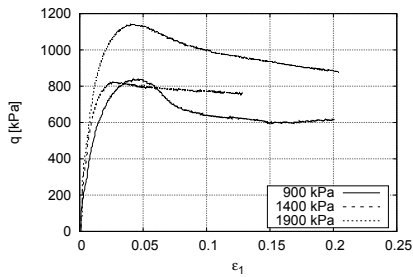
Probennr.: 2

Entnahmestelle: –

Bodenart: ungestört

Fließgrenze 1: 67,39%

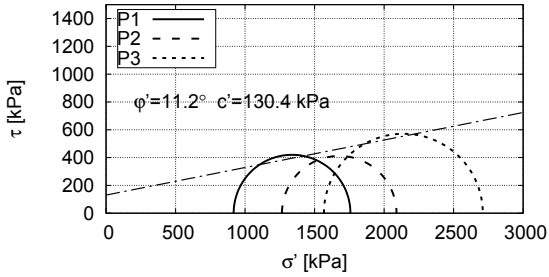
Ausrollgrenze 1: 29,04%



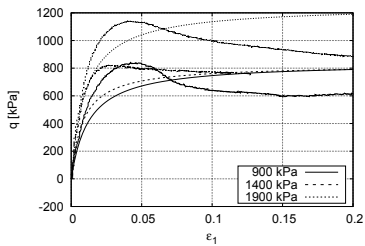
Vers. Nr.	$\rho_s$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\sigma'_3$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	$v$ [ $\frac{mm}{min}$ ]	Anfangszustand			Endzustand	
				$h$ [cm]	$d$ [cm]	$w$ [%]	$e_{end}$ = $w * \rho_s$ [-]	$w_{end}$ [%]
2011_09_2.1	2,65	900	0,005	7,603	3,837	19,3	0,505	19,1
2011_09_2.2	2,65	1400	0,005	7,587	3,794	25,8	0,618	23,3
2011_09_2.3	2,65	1900	0,005	7,565	3,820	25,8	0,667	25,1

Bemerkungen:

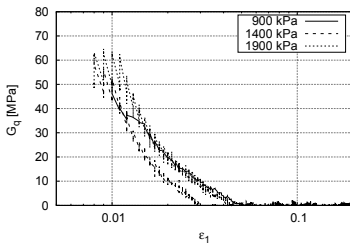
### Mohr'sche Kreise:



### Spannungs-Dehnungs-Verhalten:



$p_0$ [kPa]	$a$ [-]	max $q$ [kPa]	$b$ [-]
900	$1,5 \cdot 10^{-5}$	839,9	$1,19 \cdot 10^{-3}$
1400	$1,0 \cdot 10^{-5}$	823,7	$1,212 \cdot 10^{-3}$
1900	$8,0 \cdot 10^{-6}$	1142,8	$8,0 \cdot 10^{-4}$



# Triaxialversuch

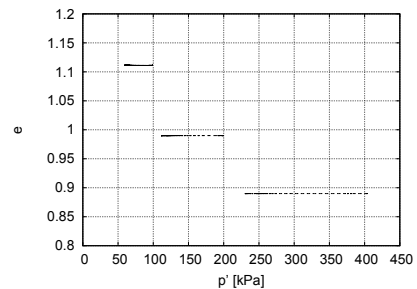
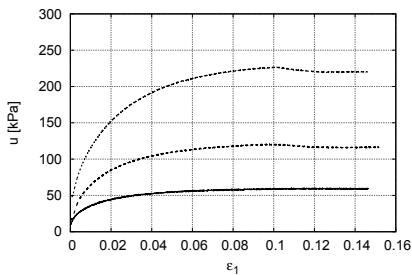
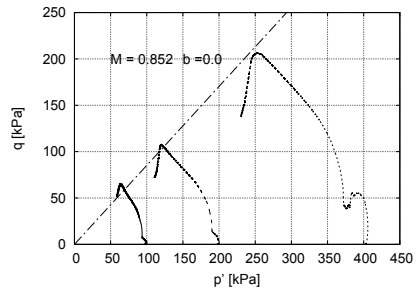
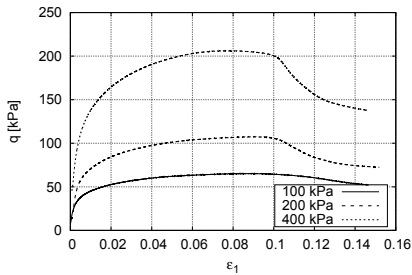
Versuchsart: CU

Auftragsnr.: 2011\_09  
 Probennr.: 2011\_09.2

Bohrung: –  
 Entnahmestelle: –

Bodenart: TA, aufbereitet  
 Fließgrenze: 67,39%

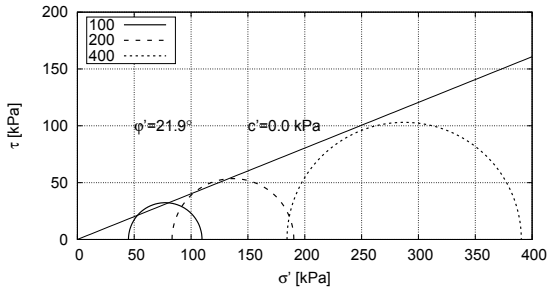
Ausrollgrenze: 29,04%



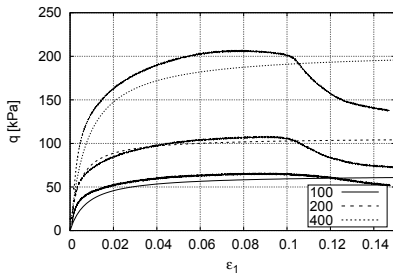
Vers. Nr.	$\rho_s$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\sigma'_3$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	$v$ [ $\frac{mm}{min}$ ]	Anfangszustand			Endzustand	
				$h$ [cm]	$d$ [cm]	$w$ [%]	$e_{end}$ = $w * \rho_s$ [-]	$w_{end}$ [%]
2011_09.2.4	2,65	100	0,005	7,635	3,787	42,57	1,11	41,8
2011_09.2.5	2,65	200	0,005	7,615	3,808	42,16	0,99	37,4
2011_09.2.6	2,65	400	0,005	7,570	3,783	42,24	0,89	33,6

Bemerkungen:

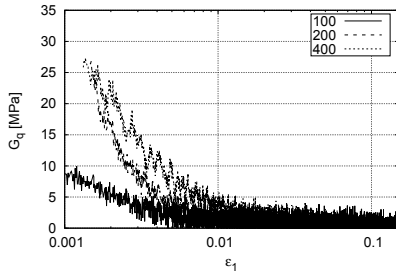
### Mohr'sche Kreise:



### Spannungs-Dehnungs-Verhalten:



$p_0$ [kPa]	$a$ [-]	max $q$ [kPa]	$b$ [-]
100	$1.25 \cdot 10^{-4}$	65	$0,0153$
200	$3.844 \cdot 10^{-5}$	107	$9,35 \cdot 10^{-3}$
400	$3.846 \cdot 10^{-5}$	206	$4,85 \cdot 10^{-3}$



## A.6 Ödometerversuch an Ton 2

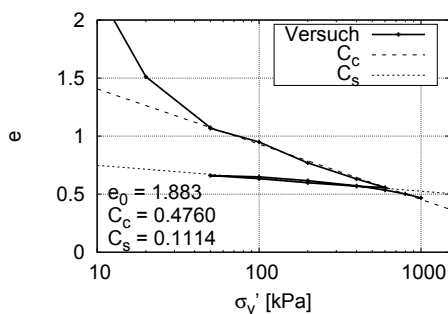
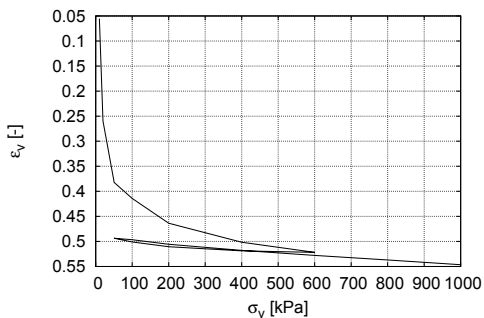
## Ödometerversuch E DIN 18 135

Auftragsnummer: 2011\_09  
 Auftraggeber: –  
 Probenr.: **Ton 2**  
 Bodenart: –  
 Probenart: –

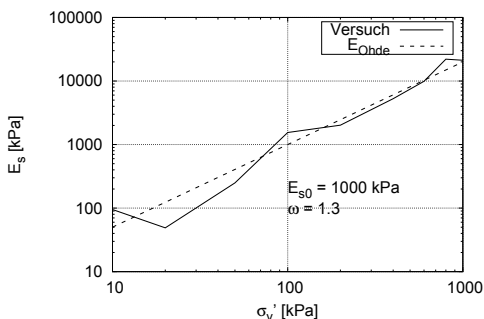
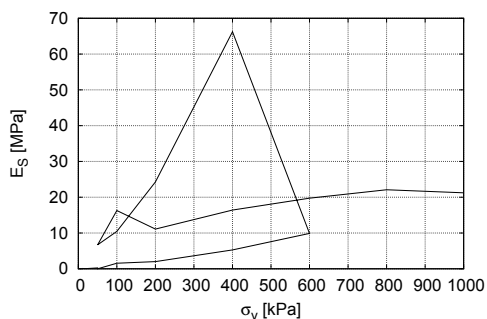
Datum: 22.04.2013  
 Bearbeiter: Schwiteilo  
 Stand/Zelle: –  
 Versuchsart: aufbereitet

Anfangszustand			
Probendurchmesser in [mm]	50,0	Korndichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	2,47
Probenhöhe in [mm]	19,5	Feuchtdichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	1,239
Trockenmasse in [g]	25,99	Trockendichte in [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	0,679
Wassergehalt in [%]	82,6	Porenzahl in [-]	2,638

### Kompressionskurve



### Steifigkeit



Bemerkungen:



## **A.7 Triaxialversuche an Ton 2**

# Triaxialversuch

Versuchsart: CU

Auftragsnr.: 2011\_09

Probennr.: Ton 2

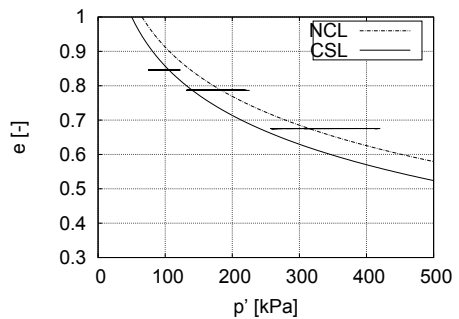
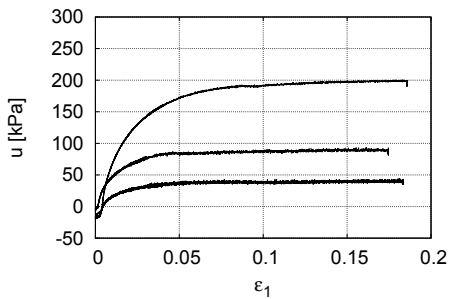
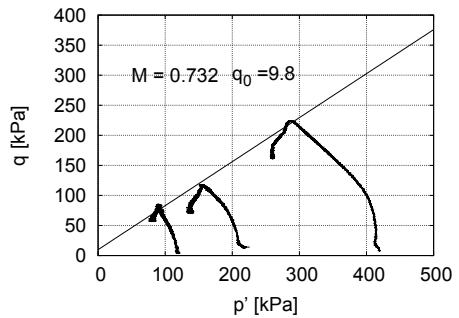
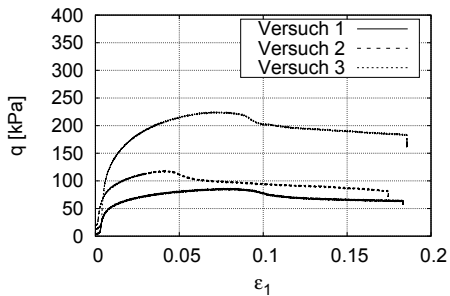
Bodenart: TM, aufbereitet

Fließgrenze: 61,4%

Bohrung: –

Entnahmestelle: –

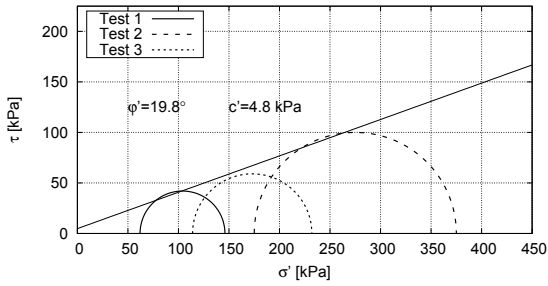
Ausrollgrenze: 25,5%



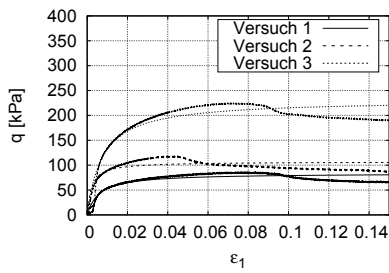
Vers. Nr.	$\rho_s$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\sigma'_3$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	$v$ [ $\frac{mm}{min}$ ]	Anfangszustand			Endzustand	
				$h$ [cm]	$d$ [cm]	$w$ [%]	$e_{end}$ = $w * \rho_s$ [-]	$w_{end}$ [%]
2011_09.1	2,47	100	0,005	7,635	3,787	35,57	0,846	34,2
2011_09.2	2,47	200	0,005	7,615	3,808	35,16	0,786	31,8
2011_09.3	2,47	400	0,005	7,570	3,783	35,24	0,675	27,3

Bemerkungen:

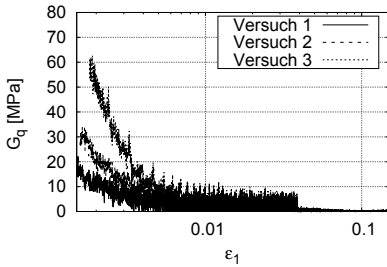
## Mohr'sche Kreise:



## Spannungs-Dehnungs-Verhalten:



$p_0$ [kPa]	$a$ [-]	max $q$ [kPa]	$b$ [-]
100	$6,992 \cdot 10^{-5}$	84	$1,19 \cdot 10^{-2}$
200	$1,926 \cdot 10^{-5}$	117	$9,35 \cdot 10^{-3}$
400	$3,236 \cdot 10^{-5}$	223	$4,32 \cdot 10^{-3}$



# Triaxialversuch

Versuchsart: CU

Auftragsnr.: 2011\_09

Probennr.: Ton 2

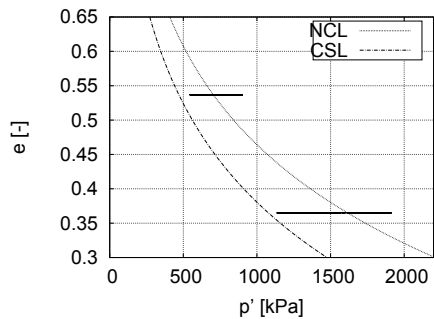
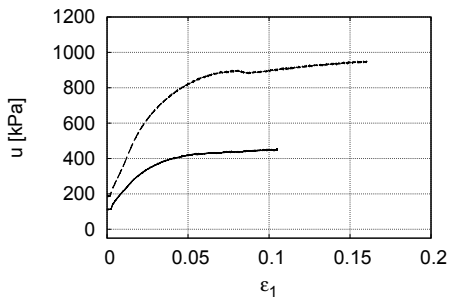
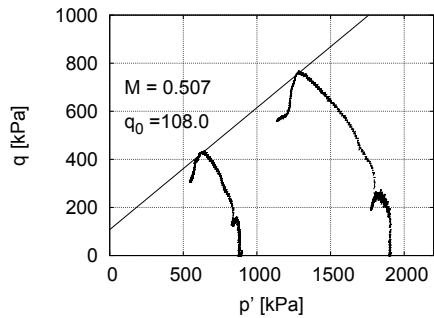
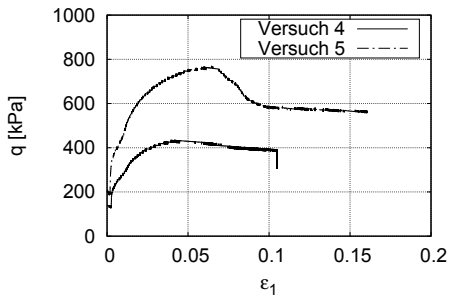
Bodenart: TM, aufbereitet

Fließgrenze: 61,4%

Bohrung: –

Entnahmestelle: –

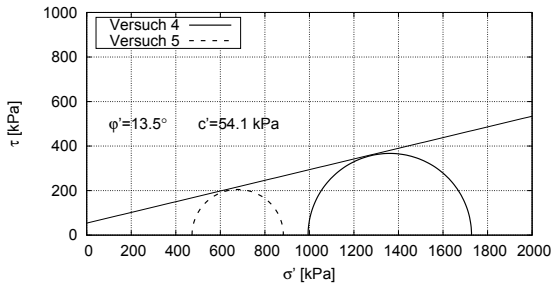
Ausrollgrenze: 25,5%



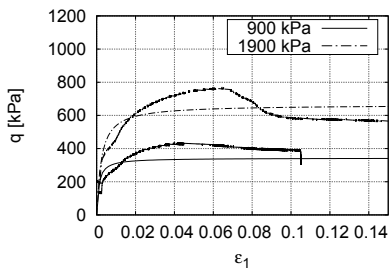
Vers. Nr.	$\rho_s$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\sigma'_3$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	$v$ [ $\frac{mm}{min}$ ]	Anfangszustand			Endzustand	
				$h$ [cm]	$d$ [cm]	$w$ [%]	$e_{end}$ = $w * \rho_s$ [-]	$w_{end}$ [%]
2011_09.4	2,47	900	0,005	7,62	3,74	34,8	0,537	21,7
2011_09.5	2,47	1900	0,005	7,64	3,81	35,9	0,365	14,7

Bemerkungen:

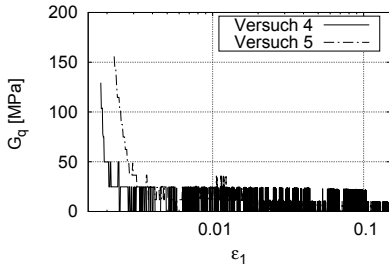
### Mohr'sche Kreise:



### Spannungs-Dehnungs-Verhalten:



$p_0$ [kPa]	$a$ [-]	max $q$ [kPa]	$b$ [-]
900	$3,031 \cdot 10^{-6}$	431	$2,92 \cdot 10^{-3}$
1900	$3,530 \cdot 10^{-6}$	753	$1,51 \cdot 10^{-3}$



# Triaxialversuch

Versuchsart: CD

Auftragsnr.: 2011\_09

Probennr.: Ton 2

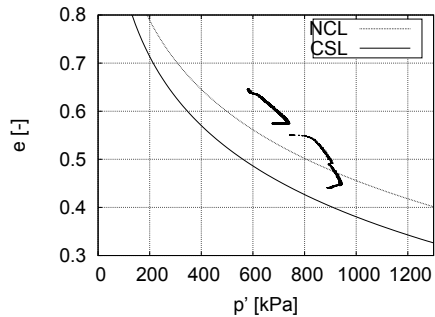
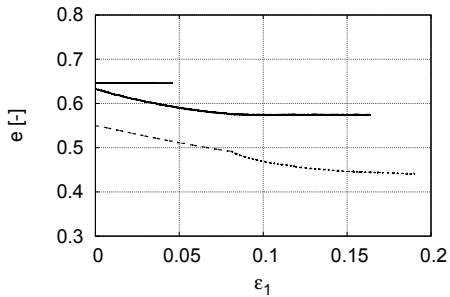
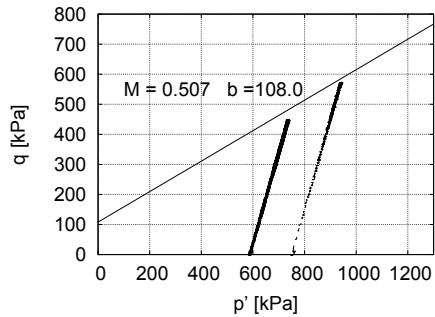
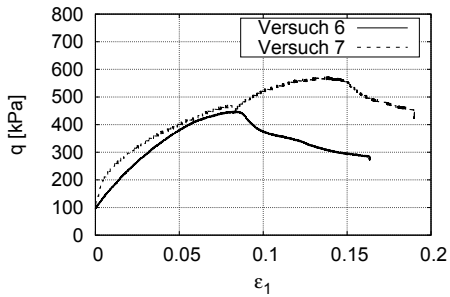
Bodenart: aufbereitet

Fließgrenze: 61,4%

Bohrung: –

Entnahmestelle: –

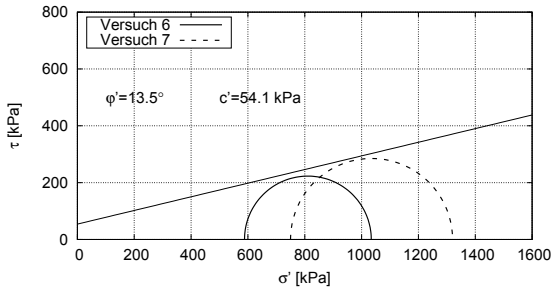
Ausrollgrenze: 25,5%



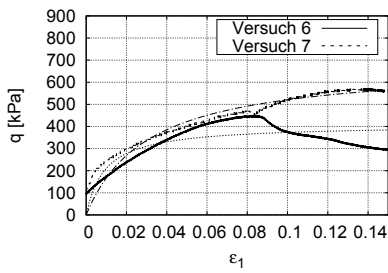
Vers. Nr.	$\rho_s$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\sigma'_3$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	$v$ [ $\frac{mm}{min}$ ]	Anfangszustand			Endzustand	
				$h$ [cm]	$d$ [cm]	$w$ [%]	$e_{end}$ = $w * \rho_s$ [-]	$w_{end}$ [%]
2011_09_6	2,47	600	0,0001	7,57	3,83	33,4	0,646	26,1
2011_09_7	2,47	900	0,0001	7,72	3,82	34,2	0,550	22,3

Bemerkungen:

### Mohr'sche Kreise:



### Spannungs-Dehnungs-Verhalten:



$p_0$ [kPa]	$a$ [-]	max $q$ [kPa]	$b$ [-]
600	$2,301 \cdot 10^{-5}$	408	$2,450 \cdot 10^{-3}$
900	$4,511 \cdot 10^{-5}$	680	$1,469 \cdot 10^{-3}$





# B Streuung der Resultate von Ödometer- und Rahmenscherver- suchen

## B.1 Einführung

In der geotechnischen Praxis zeigt sich immer wieder, dass selbst bei einer den Normen entsprechenden Versuchsdurchführung und -auswertung Unterschiede in den ermittelten mechanischen Kennwerten verschiedener geotechnischer Labore auftreten. Um diese Unterschiede näher quantifizieren zu können, wurde eine Vergleichsuntersuchung von Ergebnissen in sieben unterschiedlichen Laboren durchgeführt. Fünf von diesen Laboren haben eine Akkreditierung nach DIN EN ISO/IEC 17025:2005. Für den Vergleich wurden Ödometer- und Rahmenscherverversuche festgelegt, da diese Versuche direkt die mechanischen Eigenschaften der untersuchten Böden liefern. Triaxialversuche wurden, aufgrund ihrer komplexeren Versuchsdurchführung, nicht durchgeführt.

Für die Vergleichsuntersuchung wurde jedem teilnehmendem Labor eine vorkonsolidierte zylindrische Probe aus aufbereitetem tonigem Boden (Höhe: ca. 18 cm, Durchmesser: 10 cm) zur Verfügung gestellt. Aus dieser Probe haben die Teilnehmer Teilproben für einen Ödometerversuch und drei Scherverversuche ausgestochen. Die Durchführung der Versuche wurde in einer detaillierten Beschreibung der einzelnen Versuchsschritte definiert. Als Ergebnis wurden die primären Messergebnisse (Verschiebungen, Kräfte) abgegeben. Von allen versendeten Proben wurden Teilproben entnommen, an denen im bodenmechanischen Labor des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden die Konsistenzgrenzen, die Korndichte sowie die Korngrößenverteilung bestimmt wurden.

Bei der Auswertung der Versuche wurde vor allem die Vergleichbarkeit der primären Messwerte sowie der abgeleiteten Größen (z.B. Spannungen und Dehnungen) und der bestimmten Kennwerte (Kompressionsbeiwerte, Scherkennwerte) analysiert. Die Darstellung der Ergebnisse erfolgte dabei anonymisiert.

Die Ergebnisse der Ödometerversuche sind in Abschnitt B.3 und die der Rahmenscherversuche in Abschnitt B.4 zu finden. Im Anhang befinden sich die Protokolle aller beim Institut für Geotechnik der TU Dresden abgegebenen Ergebnisse.

Die hier beschriebenen Ergebnisse sind ebenfalls in dem Artikel [SH17] veröffentlicht.

## B.2 Probenmaterial

Für die Herstellung der Probekörper wurde feinkörniger Boden mit Wasser vermischt, bis eine Suspension entstand. Diese wurde in einer Röhre mit einer Auflast von etwa 250 kPa konsolidiert, um eine standfeste Probe zu erhalten. Die Entwässerung während der Konsolidation erfolgte durch eine durchlässige Kunststoffhülle in radialer Richtung.

Um sicherzustellen, dass das verschickte Probematerial vergleichbar ist, wurden von jeder Probe die Wassergehalte am Rand des Probekörpers und in der Mitte, die Plastizitätsgrenzen, die Korndichte und die Korngrößenverteilung bestimmt. In Tabelle B.1 sind die Klassifikationswerte aufgelistet.

	$w_{aus.}$ [%]	$w_{in.}$ [%]	$w_L$ [%]	$w_P$ [%]	$I_P$ [%]	$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]
Labor_1	36,17	40,06	63,11	23,54	39,57	2,698
Labor_2	34,35	38,55	62,29	23,81	38,48	2,686
Labor_3	34,43	37,34	63,02	25,58	37,44	2,698
Labor_4	37,59	39,48	63,16	24,73	38,43	2,697
Labor_5	36,90	38,84	64,45	21,78	42,67	2,675
Labor_6-a	33,26	37,87	62,35	25,83	36,52	2,691
Labor_6-b	35,13	40,88	65,15	21,42	43,73	2,701
Labor_7	37,71	40,39	63,47	23,77	39,97	2,700

Tabelle B.1: Übersicht der Klassifikationswerte der versandten Proben

An Labor\_6 wurden zwei Proben geliefert, weshalb in Tabelle B.1 die Bezeichnung Labor\_6-a und Labor\_6-b verwendet wird. In Abbildung B.1

sind die Korngrößenverteilungen der verschickten Bodenproben dargestellt.

Wie in Tabelle B.1 zu erkennen, sind die Wassergehalte im Inneren der Probe etwa 2-3% höher als am Rand. Dies ist auf die radiale Drainage bei der Vorkonsolidierung zurückzuführen. Zwischen den Proben ergeben sich Unterschiede im Wassergehalt bis zu 3%. Einflüsse daraus auf die Ergebnisse werden in Abschnitt B.5 diskutiert.

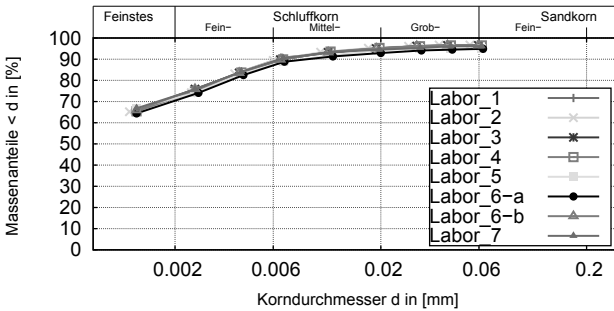


Abbildung B.1: Korngrößenverteilung der versandten Proben

Alle Proben liegen im Bereich eines ausgeprägt plastischen Tones. Der mittlere Plastizitätsbereich liegt bei 39,6%. Der Plastizitätsbereich für Labor\_5 und Labor\_6-b liegt etwas höher als bei den anderen Proben.

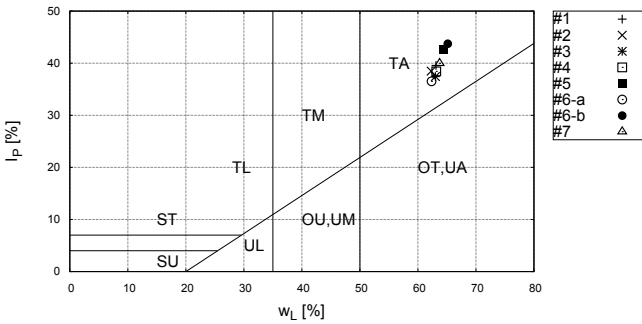


Abbildung B.2: Plastizitätsdiagramm der versandten Proben

Die in Abbildung B.2 erkenntlichen Streuungen sind auf Abweichungen der Ausrollgrenze  $w_p$  zurückzuführen. Obwohl alle Versuche von demselben Laboranten durchgeführt wurden, ergaben sich bei den Wassergehalten an der Ausrollgrenze unterschiede von bis zu 3,4%. Dies kann auch eine leichte variation der mineralogischen Eigenschaften zwischen den einzelnen Proben

hindeuten.

## B.3 Ödometerversuche

Anhand der Ödometerversuche soll die Vergleichbarkeit der Kompressionseigenschaften zwischen den Ergebnissen der einzelnen Labore untersucht werden. Dafür werden die Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie die Porenzahl-Spannungs-Beziehung analysiert.

### B.3.1 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung ist an die DIN 18 135 (2012) [DIN18135] angelehnt. Die aus dem gelieferten Probenzylinder ausgestochene Probe sollte unverzüglich in das Versuchsgerät eingebaut werden. Es wurden die Probengeometrie (Durchmesser, Höhe) sowie die Feuchtmasse der Probe dokumentiert.

In Tabelle B.2 sind die von den Teilnehmern angegebenen Anfangsbedingungen der Proben aufgeführt. Von Labor\_7 wurden Ergebnisse von zwei Versuchen geliefert. Diese sind im Weiteren mit Labor\_7-a und Labor\_7-b gekennzeichnet.

Teilnehmer	Einbau- wassergehalt $w_E$ [%]	Probenhöhe $h_0$ [mm]	Probendurch- messer $d$ [mm]	Dichte $\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]
Labor_1	35,0	20,0	71,4	1,850
Labor_2	36,8	20,0	71,1	1,786
Labor_3	39,8	20,0	71,4	1,835
Labor_4	38,9	19,7	50,4	1,819
Labor_5	39,6	13,9	71,6	1,830
Labor_6-a	38,1	20,0	70,0	1,820
Labor_7-a	40,8	20,0	50,0	1,829
Labor_7-b	39,5	20,0	50,0	1,841

Tabelle B.2: Anfangsbedingungen der Ödometerproben

Die Belastung sollte in 9 Stufen aufgebracht und in 7 Stufen reduziert werden. Die Größe und Reihenfolge der einzelnen Laststufen war mit 20,

50, 100, 200, 400, 600, 1000, 1500, 2000, 1500, 1000, 600, 400, 200, 100, 50 kN/m<sup>2</sup> vorgegeben. Bei jeder Laststufe wurde das Abklingen der Primärsetzungen abgewartet bzw. diese nach maximal 24 h beendet. Bei den Teilnehmern Labor\_1, Labor\_3 und Labor\_7 musste das Belastungsschema modifiziert werden, da die Versuchsgeräte nicht für den gesamten Belastungsbereich ausgelegt waren. Bei Labor\_1 konnte die Probe nur bis 1200 kPa belastet werden, bei Labor\_3 nur bis 1000 kPa. Bei Labor\_7 konnte die Belastung erst mit einer Laststufe von 100 kPa beginnen.

Um ein Austrocknen der Probe während des Versuches zu vermeiden, wurden diese nach dem Belasten auf 100 kN/m<sup>2</sup> geflutet. Kam es nach dem Einfüllen des Wassers zum Quellen des Probenmaterials, sollte die Last, entsprechend der Laststufen, ohne Zeitverzögerung weiter gesteigert werden, bis keine weiteren Hebungen registriert werden.

### B.3.2 Ergebnisse der Ödometerversuche

Die einzelnen Ergebnisse der teilnehmenden Labore finden sich im Anhang C.1.

Die Ergebnisse der Ödometerversuche sind in den Abbildungen B.3 als Spannungs-Dehnungskurven bzw. in Abbildung B.6 als Porenzahl-Spannungskurven dargestellt. Die Werte wurden aus abgegebenen Messdaten ermittelt. Die Berechnung der Porenzahl erfolgte über

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (\text{B.1})$$

wobei die Änderung der Trockendichte ausgehend von der Einbauhöhe und der gemessenen Setzung berechnet wurde.

Wie in Abbildung B.3 zu sehen, werden alle Bodenproben mit steigender Last komprimiert. Die Erreichten Dehnungen  $\varepsilon_v$ , konventionell über  $\Delta h/h_0$  berechnet, bei maximaler Last  $\sigma_v$  von 2000 kPa liegen zwischen 18% und 29%. Bei Labor\_1 konnte die Bodenprobe gerätebedingt nur bis zu einer Vertikalspannung von  $\sigma_v = 1200$  kPa belastet werden. Nach Erreichen der maximalen Belastung wurden die Versuchsproben stufenweise entlastet. Wie in Abbildung B.3 zu sehen zeigte sich bei allen Versuchen ein ähnlicher nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Verlauf.

Der spannungsabhängige Steifemodul  $E_s$ , also die Änderung der Dehnung

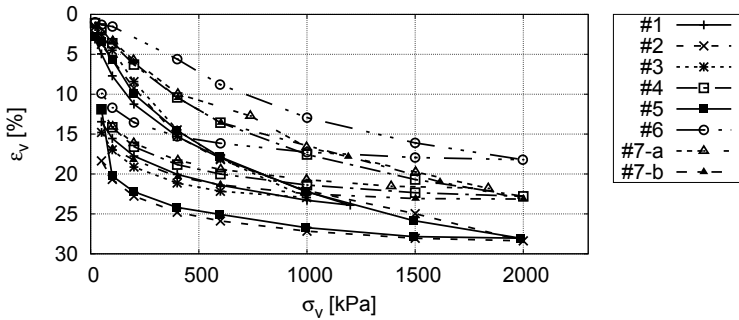


Abbildung B.3: Spannungs-Dehnungskurven der Ödometerversuche

über die Belastung, wurde über

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_i - \sigma_{i-1}}{\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}} \tag{B.2}$$

berechnet (Der Index  $i$  bezeichnet die jeweilige Laststufe.). In tabellarischer Form sind die ermittelten Steifemodule im Anhang C.3 aufgeführt. In Abbildung B.4 sind die  $E_s$ -Werte spannungsabhängig dargestellt. Bei Labor\_4 und Labor\_5 zeigt sich nach der ersten Laststufe eine Reduzierung der Steifigkeit von etwa 4,5 bzw. 5,0 MPa auf etwa 2,5 MPa. Im weiteren Belastungsverlauf steigt die Steifigkeit mit zunehmender Belastung bis auf etwa 23 MPa an. Bei Labor\_6 zeigt sich zu Beginn der Belastung die im Vergleich höchste Steifigkeit von etwa 10 MPa, welche sich in der zweiten Laststufe noch auf etwa 23 MPa vergrößert. Bei der Belastungsänderung von 200 auf 400 kPa fällt die ermittelte Steifigkeit zurück auf etwa 7,3 MPa, um im weiteren Belastungsverlauf wieder anzusteigen. Diese hohe Steifigkeit zu Beginn der Belastung könnte auf ein Verklemmen der Kopfplatte zurückzuführen sein. Bei den Ergebnissen der Teilnehmer Labor\_1 bis Labor\_3 sowie Labor\_7 zeigt sich über die Belastung ein nicht immer stetig ansteigender Verlauf.

Wird die Steifigkeit  $E_s$  bei der Entlastung betrachtet, zeigt sich bei allen Versuchsergebnissen ein ähnlicher Verlauf der Steifigkeit  $E_s$  über die Vertikalspannung  $\sigma_v$  (siehe Abbildung B.5). Mit steigender Entlastung, d.h. fallender Vertikalspannung  $\sigma_v$  nimmt auch die Steifigkeit ab. Auffällig ist die hohe Steifigkeit von etwa 760 MPa bei Labor\_7-b. Da diese sich stark von den andern Ergebnissen unterscheidet die zwischen 100 und 260 MPa zu Beginn der Entlastung liegen.

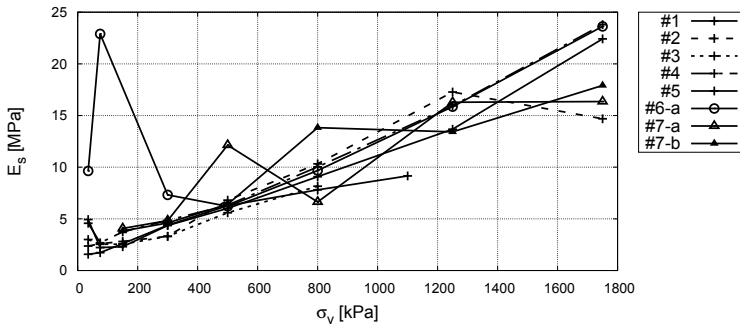


Abbildung B.4: Spannungsabhängiger Steifemodul  $E_s$  bei Belastung

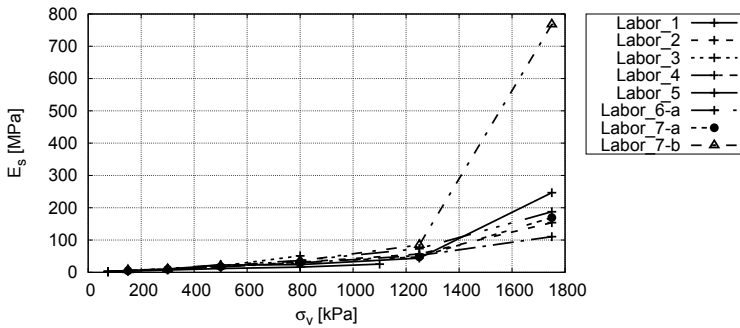


Abbildung B.5: Spannungsabhängiger Steifemodul  $E_s$  bei Entlastung

Der Verlauf der Porenzahl  $e$  über die Vertikalspannung  $\sigma_v$  im logarithmischen Maßstab (siehe Abbildung B.6) zeigt den typischen Verlauf für einen leicht vorbelasteten Boden. Die Neigung der Kompressionskurve nimmt mit steigender Last zunächst zu. Ab einer Spannung von etwa 400 kPa bleibt die Neigung etwa konstant. Die Anfangsporenzahl lag bei den Teilnehmern Labor\_2 bis Labor\_7 zwischen 1,056 und 1,100. Bei Labor\_1 lag diese bei etwa 0,909. Die Abweichung ist auf einen geringeren Wassergehalt der Ödometerprobe von Labor\_1 zurückzuführen, welcher z.B. mit einem Austrocknen der Probe zusammenhängen kann.

Wie in Kapitel 2 beschrieben, kann der Verlauf der Porenzahländerung über die Vertikalspannung im logarithmischen Maßstab über den Kompressions-

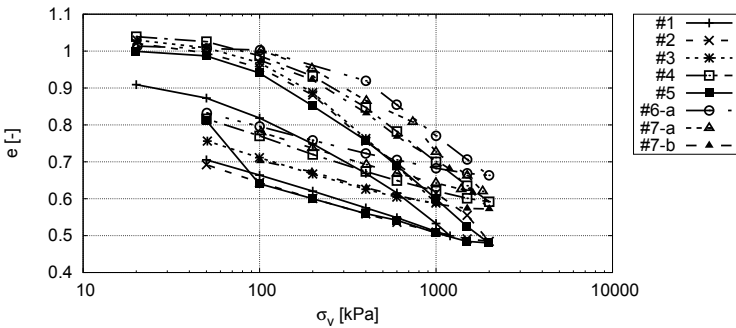


Abbildung B.6: Porenzahl-Spannungskurven der Ödometerversuche

beiwert

$$C_c \text{ bzw. } C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} = \frac{e_i - e_{i-1}}{\log \sigma_i - \log \sigma_{i-1}} \tag{B.3}$$

beschrieben werden. Der Vorteil liegt u.a. darin, dass eine abweichende Anfangsdichte sich auch in der Porenzahl widerspiegelt. In tabellarischer Form sind die ermittelten Werte für  $C_c$  im Anhang C.3 zu finden.

Wie in Abbildung B.7 zu sehen, steigt der Kompressionsbeiwert  $C_c$  mit der Belastung an, bis bei etwa 400 kPa ein etwa konstanter Wert von  $C_c = 0,43$  erreicht ist. Damit bleibt die Neigung der Kompressionskurve im halb-logarithmischen Maßstab konstant und der Erstbelastungszustand wird erreicht. Bei den Ergebnissen aus Labor\_7-a und Labor\_7-b zeigen sich ab einer Vertikalspannung von 400 kPa im Vergleich zu den anderen Laboren höhere Schwankungen in den Kompressionsbeiwerten  $C_c$ . Da solche Schwankungen nur bei Labor\_7 auftreten, wird vermutet, dass diese Effekte auf das Versuchsgerät zurückzuführen sind.

Der Verlauf von  $C_s$  bei der Entlastungsphase ist in Abbildung B.8 dargestellt. Es zeigt sich, dass der Wert für  $C_s$  bei der Entlastung von 2000 kPa bis etwa 1000 kPa leicht ansteigt. Im weiteren Verlauf bis 50 kPa bleibt er etwa konstant. Bei den Ergebnissen von Labor\_5 steigt der Wert für  $C_s$  bei 100 kPa noch einmal sprunghaft auf  $C_s = 0,55$ .

Um die gemessene Kompressibilität direkt in einem Wert bei allen Versuch-



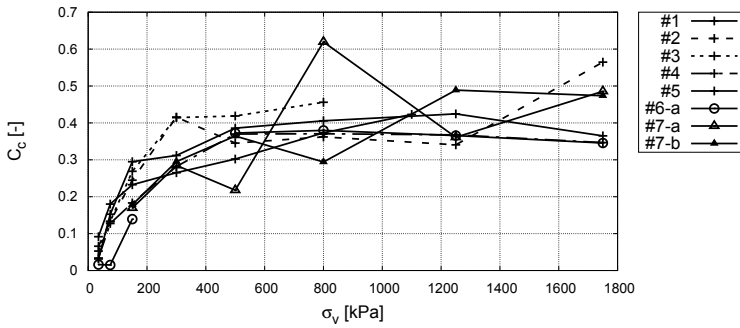


Abbildung B.7: Spannungsabhängiger Kompressionsmodul bei Belastung

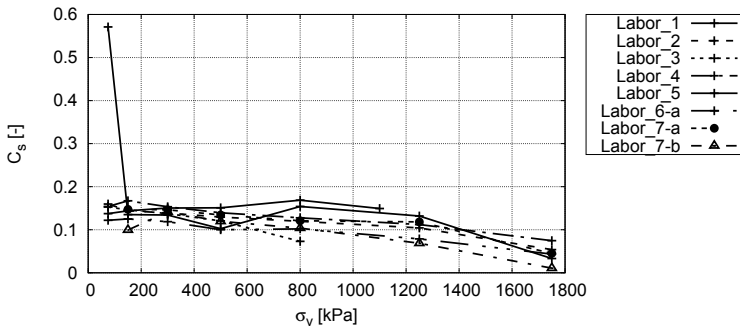


Abbildung B.8: Spannungsabhängiger Kompressionsmodul bei Entlastung

sergebnissen verglichen zu können, wurde der Kompressionsbeiwert

$$C_c^* = \frac{e_{100} - e_{1000}}{\log(1000) - \log(100)} \tag{B.4}$$

mit  $e_{100}$  = Porenzahl bei  $\sigma_v = 100$  kPa

$e_{1000}$  = Porenzahl bei  $\sigma_v = 1000$  kPa

ausgewertet. Dies hat den Vorteil, dass die Porenzahländerungen während der Kompression zwischen 100 und 1000 kPa Auflast direkt verglichen werden können. Es ist somit möglich die Neigung der Kompressionskurve zwischen 100 und 1000 kPa mit einem Wert abzuschätzen. Die Resultate liegen zwischen 0,2333 und 0,3406 und sind zusammenfassend in Tabelle B.3 gezeigt. Eine statistische Betrachtung findet sich im folgenden Abschnitt.

Labor_1	Labor_2	Labor_3	Labor_4
0,2857	0,3400	0,2994	0,2873
Labor_5	Labor_6	Labor_7-a	Labor_7-b
0,3406	0,2333	0,2751	0,2931

Tabelle B.3: Kompressionsbeiwerte  $C_c^*$  [-]

### B.3.3 Statistische Betrachtung

Für den Vergleich der Ergebnisse wurden ausgewählte Parameter, wie der Steifemodul bei der Laststufe 100-200 kPa  $E_{s,100}$  sowie der Kompressionsbeiwert  $C_{c,100}$  statistisch ausgewertet. Um eine Laststufe zu untersuchen, wo die Probe wieder-belastet wird. Außerdem wurde der Steifemodul bei der Laststufe 1000-1500 kPa  $E_{s,1000}$  sowie der Kompressionsbeiwert  $C_{c,1000}$  betrachtet. Bei dieser Laststufe kann davon ausgegangen werden, dass die Probe normalkonsolidiert ist. Eine Betrachtung der Steifigkeiten sollte die Vergleichbarkeit der Ergebnisse aufzeigen und eine Einschätzung ermöglichen. Da bei Labor\_6 die Laststufe 100-200 kPa fehlerhaft verlief, wurde dieser Teilnehmer in der Darstellung von  $E_{s,100}$  nicht berücksichtigt. Bei Labor\_3 konnte die Last nicht höher als 1000 kPa gesteigert werden, weshalb Labor\_3 in der Darstellung von  $E_{s,1000}$  fehlt.

In Abbildung B.9 sind die ermittelten Häufigkeiten sowie die Mittelwerte und Standardabweichungen für angenommene Normalverteilungen dargestellt. Für den Steifemodul  $E_{s,100}$  liegt der Mittelwert bei 3,14 MPa und die Standardabweichung bei 0,66 MPa. Dies bedeutet eine Abweichung bezogen auf den Mittelwert von 20,9%. Anhand der Verteilung der Steifigkeitswerte lassen sich zwei Gruppen identifizieren (siehe Abb. B.9), eine Gruppe von Steifigkeiten zwischen 2,2 und 2,8 MPa und eine Gruppe von Steifigkeiten zwischen 3,6 und 4,2 MPa. Bei der Steifigkeit  $E_{s,1000}$  ergibt sich ein Mittelwert von 14,9 MPa und eine Standardabweichung von 1,81 MPa. Dies entspricht einer Abweichung zum Mittelwert von 13%. Die niedrigere Abweichung zum Mittelwert bei  $E_{s,1000}$  lässt den Schluss zu, dass die Streuung der Ergebnisse mit steigender Auflast abnimmt.

Bei der Betrachtung der Kompressionsbeiwerte  $C_{c,100}$  in Bild B.10 ergeben sich ein Mittelwert von 0,225 und eine Standardabweichung von 0,045. Die Standardabweichung beträgt somit etwa 20% des Mittelwertes. Des Weiteren zeigen sich für  $C_{c,1000}$  ein Mittelwert von 0,396 und eine Standardabweichung von 0,048. Bezogen auf den Mittelwert ist somit eine Abweichung

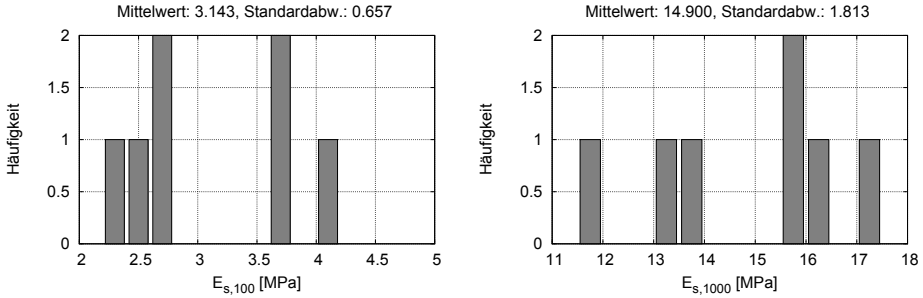


Abbildung B.9: Statistische Verteilung von  $E_{s,100}$  und  $E_{s,1000}$

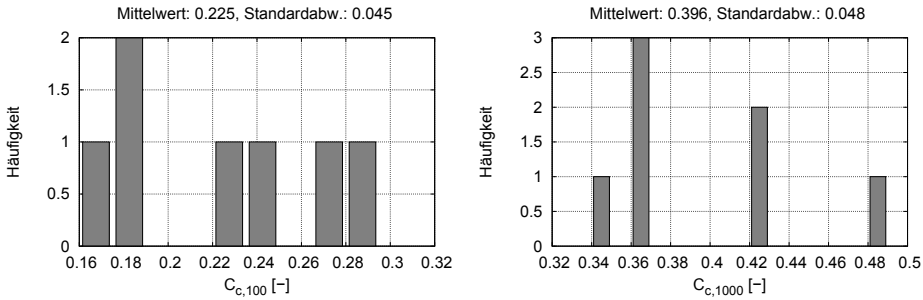


Abbildung B.10: Statistische Verteilung von  $C_{c,100}$  und  $C_{c,1000}$

von 11% aufgetreten.

## B.4 Rahmenscherversuche

Die Durchführung der Rahmenscherversuche sollte in Anlehnung an die DIN 18137 vom September 2002 [DIN18137-3] erfolgen. Jeder Teilnehmer hatte eine Versuchsreihe, welche sich in drei Einzelversuche bei unterschiedlichen Auflasten gliedert, durchzuführen. Ein Einzelversuch ist wiederum in zwei Phasen, eine Konsolidations- und eine Scherphase, unterteilt. Während der Konsolidation werden die Proben zunächst auf 1000 kPa vorkonsolidiert und anschließend zwei der Proben auf 400 bzw. 600 kPa entlastet. Bei dem Teilnehmer Labor\_1 mussten die Normalspannungen während der Konsolidations- und Scherphase geändert werden, da die Versuchsgeräte nicht für eine so große Belastung ausgelegt waren. Bei diesem Teilnehmer

wurden die Proben bis auf 500 kPa vorkonsolidiert und anschließend zwei der Proben auf 300 bzw. 200 kPa entlastet. Somit ergaben sich für diese Proben die gleichen Verhältnisse von Vorbelastungsspannung zu Normalspannung wie bei den anderen Teilnehmern und die Ergebnisse sollten vergleichbar sein. Von Labor\_7 wurden zusätzlich noch Ergebnisse eines Versuches mit einer Normalspannung von 800 kPa zur Verfügung gestellt.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Rahmenscherversuche gezeigt. Ergänzend befinden sich im Anhang C.2 die Protokollblätter für alle Einzelversuche der Teilnehmer.

Eine Übersicht der Anfangsbedingungen der Proben findet sich in Tabelle C.3 im Anhang C.4. Bei Labor\_2 fehlen Angaben zur Masse der Probe, weshalb hier keine Dichte angegeben werden kann. Die Wassergehalte der Proben lagen zwischen 35 und 42%. Die Probendicke betrug zwischen 20 und 30 mm, der Probendurchmesser bzw. die Kantenlänge zwischen 60 und 70 mm. Bei Labor\_1 betrug der Probendurchmesser 94,4 mm. Als Einbaufeuchtdichten ergaben sich Werte zwischen 1,77 und 1,85 g/cm<sup>3</sup>, woraus Trockendichten zwischen 1,25 und 1,35 abgeleitet wurden.

In den Abbildung B.11 bis B.13 sind die mobilisierten Schubspannungen  $\tau$  normiert mit der jeweiligen Normalspannung  $\sigma'$  dargestellt. Durch die Normierung über die Normalspannung  $\sigma$  sollte eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse erreicht werden. Der Einfluss der Normalspannung  $\sigma$  wird durch das Betrachten des Spannungsverhältnisses  $\tau/\sigma'$  verringert. Es zeigt sich bei allen Proben ein schneller Anstieg auf einen maximalen Wert, danach fällt der Quotient  $\tau/\sigma'$  wieder ab.

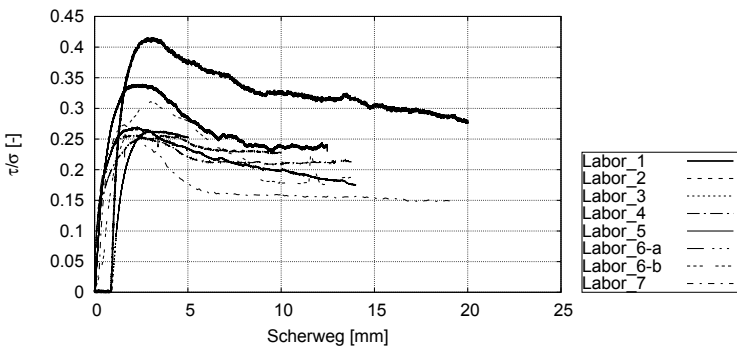


Abbildung B.11: Mobilisiertes Scherverhältnis  $\tau/\sigma'$  bei  $\sigma'=400$  bzw. 200 kPa

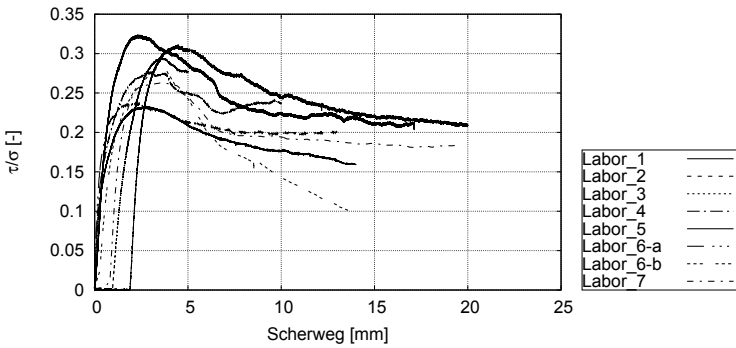


Abbildung B.12: Mobilisiertes Scherverhältnis  $\tau/\sigma'$  bei  $\sigma'=600$  bzw. 300 kPa

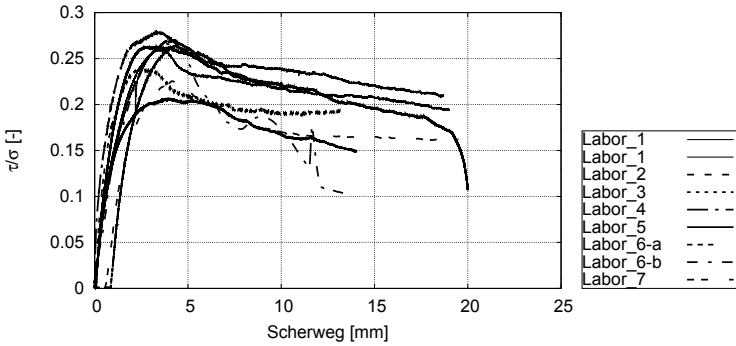


Abbildung B.13: Mobilisiertes Scherverhältnis  $\tau/\sigma'$  bei  $\sigma'=1000$  bzw. 500 kPa

Bei den Versuchen mit einer Auflast von 200 bzw. 400 kPa wird bei den meisten Resultaten ab einer Verschiebung von 5 bis 7 mm ein Plateauwert erreicht, d.h. der Spannungsquotient  $\tau/\sigma'$  fällt danach nicht wesentlich weiter ab. Bei Labor\_1 und Labor\_5 ist dieser Bereich eines in etwa konstanten Spannungsquotienten nicht zu erkennen. Hier fällt der Wert  $\tau/\sigma'$  immer weiter leicht ab. Die maximal erreichten Spannungsquotienten liegen etwa zwischen 0,25 und 0,42. Eine genauere Betrachtung der Verteilung der maximalen Spannungsverhältnisse findet sich in Abschnitt B.4.2. Hier werden ebenfalls die Spannungsverhältnisse bei einer Verschiebung von 10 mm verglichen, die Aussagen über das Post-Peak-Verhalten erlauben. Bei den Ergebnissen von Labor\_6-b zeigt sich bei einer Verschiebung von etwa 12 mm ein plötzlicher Anstieg der Schubspannungen, dieser ist vermutlich auf ein

Verklebungen des Scherkastens zurückzuführen.

Bei den Versuchsergebnissen mit einer Auflast von 600 kPa bzw. bei Labor\_1 mit einer Auflast von 300 kPa liegen die maximal erreichten Spannungsquotienten zwischen 0,23 und 0,33 (siehe Abb. B.12). Auffällig ist der Verlauf bei Labor\_6-b. Hier ist das Erreichen einer Plateauwertes nach dem Peak-Wert nicht erkennbar. Das Spannungsverhältnis  $\tau/\sigma'$  fällt nach dem Peak bis zum Ende der Scherung immer weiter ab.

In Abbildung B.13 ist das mobilisierte Scherverhältnis  $\tau/\sigma'$  bei Auflasten von 1000 bzw. 500 kPa zu sehen. Bei dieser Auflast ist der Boden normalkonsolidiert. Es zeigt sich auch hier, dass das Spannungsverhältnis bei allen Proben auf einen Maximalwert ansteigt und im weiteren Verlauf wieder leicht abfällt. Die maximalen Spannungsverhältnisse  $\tau/\sigma'$  liegen zwischen 0,2 und 0,28. Die Schwankungen der Peak-Spannungsverhältnisse zwischen den Laboren nehmen also mit steigender Normalspannung bzw. mit Annäherung an den normalkonsolidierten Zustand ab.

In den Abbildungen B.14 bis B.16 sind die Höhenänderungen während der Scherung  $\Delta h$  bezogen auf die Anfangsprobenhöhe  $h_0$  über den Scherweg  $s$  zu sehen. Dies zeigt das volumetrische Verhalten der Probe während der Scherung an. Ein negativer Wert steht dabei für Setzungen, ein positiver Wert für Hebungen während der Scherung.

In Abbildung B.14 ist zu sehen, dass sich die Probe bei der Probe mit der höchsten Vorbelastung bei Labor\_3 sowie Labor\_7 zu Beginn der Scherung dilatant verhält, also das Volumen vergrößert. Bei Labor\_3 kehrt sich dies bereits bei etwa 3 mm Verschiebung, bei Labor\_7 erst nach 10 mm Verschiebung, in kontraktantes Verhalten (Volumenverkleinerung) um. Bei allen anderen Ergebnissen zeigt sich während der Scherung ein kontraktantes Verhalten von Beginn an.

Auch in B.15 zeigt sich ein ähnliches Bild. Hier ist allerdings nur bei Labor\_3 eine kleine Hebung zu Beginn der Scherung feststellbar. Alle anderen Proben zeigen bei einer Auflast von 600 bzw. 300 kPa bereits kontraktantes Verhalten, wie es für normalkonsolidiertes Material zu erwarten wäre. Auffällig ist noch die Setzungsmessung bei Labor\_1. Diese erreicht nach einer Verschiebung von etwa 2,5 mm einen asymptotischen Wert. Dieser plötzlich konstante Wert ist unrealistisch und vermutlich auf einen Fehler bei der Messung zurückzuführen. Eine andere Unstimmigkeit zeigt sich bei den Messergebnissen von Labor\_5. Hier scheint von Beginn an der Messaufnehmer ausgefallen zu sein, da die gemessene Setzung "0" beträgt und ab einer Ver-

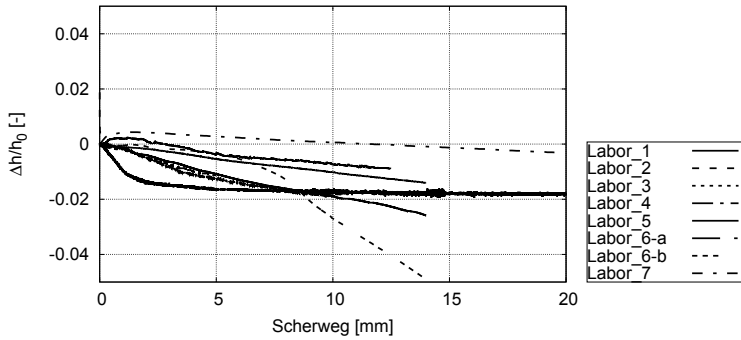


Abbildung B.14: Bezojene Schersetzung  $\Delta h/h_0$  bei  $\sigma=400$  bzw.  $200$  kPa

schiebung von  $9,4$  mm auf einen Wert von  $1$  mm springt.

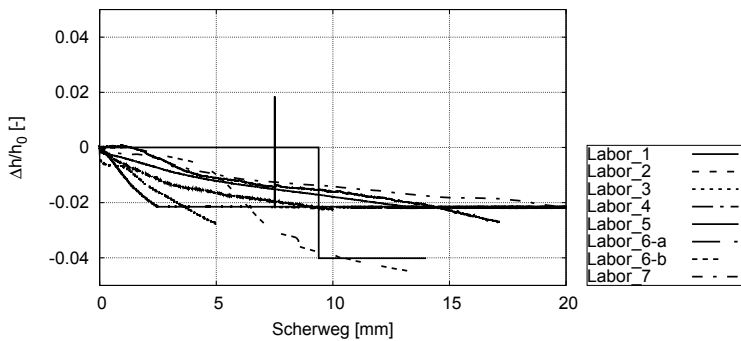


Abbildung B.15: Bezojene Schersetzung  $\Delta h/h_0$  bei  $\sigma=600$  bzw.  $300$  kPa

In Abbildung B.16 sind die normierten Höhenänderungen für die Probe ohne Entlastungsphase dargestellt. Vermuten würde man hier ein vollständig kontraktantes Verhalten, d.h. eine Setzung bereits zu Beginn der Scherung. Dies ist bei allen Ergebnissen, außer dem von Labor\_7, der Fall. Bei Labor\_7 zeigt sich wieder zu Beginn der Scherung ein dilatantes Verhalten, was sich ab einer Verschiebung von etwa  $1$  mm in kontraktantes Verhalten umkehrt.

Auffällig ist, dass bei Labor\_1 bei jeder Auflast ein maximales Setzungsverhältnis  $\Delta h/h_0$  von etwa  $-0,02$  auftritt. Dies könnte auf eine Limitierung der Versuchsanlage hindeuten. Ebenfalls in den Messdaten von Labor\_1, zeigen sich vereinzelt kurze Peaks. Diese sind wahrscheinlich auf fehlerhafte Setzungsmessungen zurückzuführen. Bei allen anderen Ergebnissen steigt

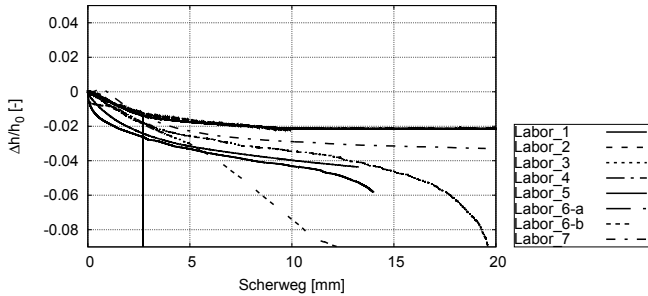


Abbildung B.16: Bezogene Schersetzung  $\Delta h/h_0$  bei  $\sigma=1000$  bzw. 500 kPa

das Setzungsverhältnis  $\Delta h/h_0$  mit steigender Auflast und somit auch die Setzungen während der Scherung. Dies entspricht dem zu erwartenden Verhalten.

Die gemessenen maximalen Schubspannungen  $\tau_{max}$  normiert mit der jeweiligen Normalspannung  $\sigma'$  sind in Abbildung B.17 bezogen auf das Spannungsverhältnis  $\sigma/\sigma_{max}$  zu sehen. Zu erwarten wäre hier ein fallender Trend. Dies bedeutet bei kleineren Spannungsverhältnissen  $\sigma/\sigma_{max}$  ergeben sich höhere Schubspannungsverhältnisse  $\tau_{max}/\sigma$ . Dies ist nicht bei allen Ergebnissen klar erkennbar. Bei Labor\_2 und Labor\_6 zeigt sich ein eher horizontaler Trend.

In Abbildung B.18 sind die mit der Normalspannung  $\sigma'$  normierten Postpeak-Schubspannungen  $\tau_{pp}$  dargestellt. Die Postpeak-Schubspannung  $\tau_{pp}$  entspricht der gemessenen Schubspannung  $\tau$  bei einem Scherweg von 10 mm. Die 10 mm wurden festgelegt, um eine ausreichende Scherverformung nach dem Peak-Zustand zu erreichen. Da bei den Rahmenscherversuchen von Labor\_2 nur bis 5 mm geschert wurde, erfolgte für diesen Teilnehmer keine Auswertung von  $\tau_{pp}$ . Eine statistische Betrachtung der normierten Werte für Vertikalspannungen von 400 bzw. 500 kPa und 1000 kPa findet sich in Abschnitt B.4.2.

### B.4.1 Ermittelte Scherkennwerte

Die ermittelten Scherkennwerte für den Peak-Zustand ( $\tau_{max}$ ) sind in Tabelle B.4 aufgeführt. Wie zu sehen ist, liegen die Reibungswinkel zwischen  $9,4^\circ$  und  $14,4^\circ$ . Bei den Kohäsionen ergeben sich größere Schwankungen. Hier befinden sich die Werte zwischen 6,4 und 59,5 kPa.



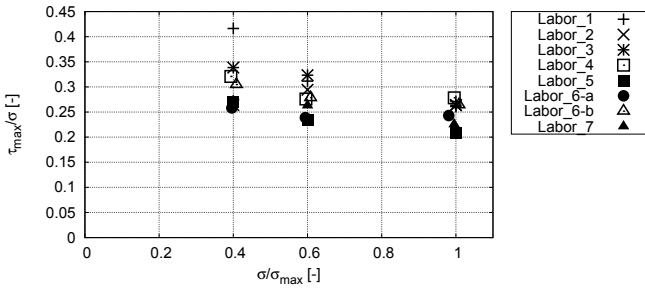


Abbildung B.17: Maximale Schubspannung  $\tau_{max}$  normiert mit der jeweiligen Normalspannung  $\sigma'$  bezogen auf das Spannungsverhältnis  $\sigma/\sigma_{max}$

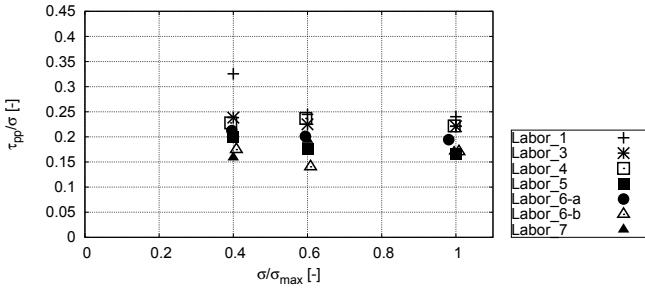


Abbildung B.18: Postpeak-Schubspannung normiert mit der Normalspannung  $\sigma'$  bezogen auf das Spannungsverhältnis  $\sigma/\sigma_{max}$

Des Weiteren wurde ein Postpeak-Reibungswinkel über

$$\varphi_{pp} = \arctan \left( \frac{\tau_{pp}}{\sigma'} \right) \tag{B.5}$$

mit  $\tau_{pp}$  = Schubspannung bei 10 mm Scherweg  
 $\sigma'$  = effektive Normalspannung auf der Probe

ermittelt. Dabei wurde auf den Ansatz einer Kohäsion verzichtet. Die Resultate dafür sind ebenfalls in Tabelle B.4 aufgelistet. Für Labor\_2 wurde kein  $\varphi_{pp}$ -Wert bestimmt, da die Scherung nur bis 5 mm ausgeführt wurde.

Außerdem wurde über das Spannungsverhältnis  $\tau_{max}/\sigma$  bei 1000 kPa ein

Ersatzreibungswinkel

$$\varphi^* = \arctan\left(\frac{\tau_{max,1000}}{\sigma}\right) \quad (\text{B.6})$$

mit  $\tau_{max,1000}$  bei  $\sigma = 1000$  kPa

definiert (siehe ebenfalls Tabelle B.4). Da die Proben bei  $\sigma=1000$  kPa nicht vorbelastet sind, entspricht der Reibungswinkel  $\varphi^*$  einem Reibungswinkel für den normal-konsolidierten Zustand (Analog zum Winkel der Gesamtscherfestigkeit nach DIN 18137-1).

Teilnehmer	Reibungswinkel	Kohäsion	Postpeak-	Ersatz-
	$\varphi$ [°]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel $\varphi_{pp}$ [°]	Reibungswinkel $\varphi^*$ [°]
Labor_1	9,8	45,9	13,4	–
Labor_2	14,4	10,5	–	14,8
Labor_3	11,7	59,5	12,6	14,8
Labor_4	14,3	20,7	12,7	15,4
Labor_5	9,4	41,3	9,8	11,7
Labor_6-a	13,2	6,4	11,2	13,7
Labor_6-b	13,4	26,3	9,3	14,8
Labor_7	10,5	37,8	9,5	12,7

Tabelle B.4: Peak-Scherparameter sowie Postpeakreibungswinkel

Die Schubspannungen  $\tau$ , welche der Scherkennwertbestimmung zu Grunde liegen, sind in den Abbildungen B.19 und B.20 eingetragen sowie im Anhang C.5 in Tabelle C.4 aufgelistet. Es sind ebenfalls die approximierten Grenzbedingungen eingezeichnet. Obwohl die Schubspannungen streuen, liegen die Punkte aus jedem Labor fast immer auf einer Geraden. Bezogen auf unterschiedliche Schubspannungen ist dies ein Indiz für systematische Fehler die sich wahrscheinlich auf die jeweilige Gerätekonstruktionen beziehen. Eine etwas genauere Diskussion der ermittelten Scherkennwerte erfolgt in Abschnitt B.5.2.

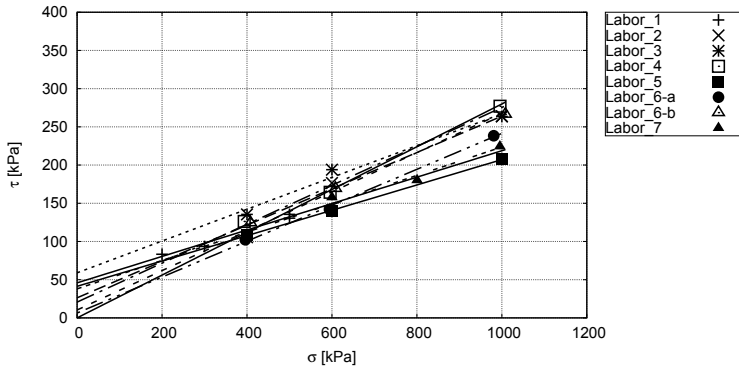


Abbildung B.19: Peak-Scherfestigkeiten

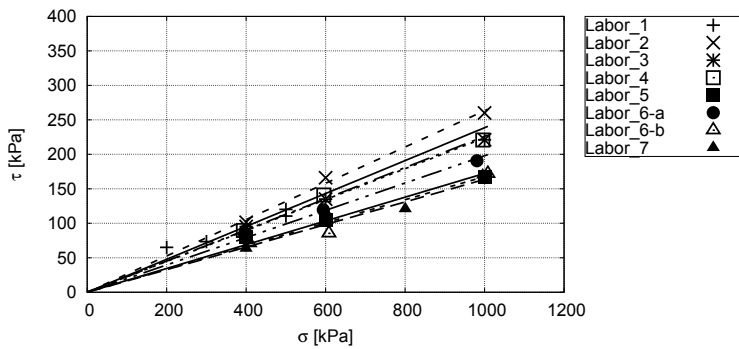


Abbildung B.20: Postpeak-Scherfestigkeiten (IGT)

### B.4.2 Statistische Betrachtung

Für eine statistische Betrachtung wurden die Scherparameter  $\varphi$ ,  $c$ ,  $\varphi_{pp}$  und  $\varphi^*$  herangezogen. In Bild B.21 sind die Häufigkeiten sowie Mittelwerte und Standardabweichungen für die angenommenen Normalverteilungen dargestellt. Der Mittelwert von  $\varphi$  liegt bei  $12,1^\circ$  und die Standardabweichung bei  $1,9^\circ$ . Bezogen auf den Mittelwert handelt es sich um eine Abweichung von 16%. Betrachtet man den Postpeak-Reibungswinkel  $\varphi_{pp}$ , ergibt sich ein etwas geringerer Mittelwert von  $11,7^\circ$ . Die zugehörige Standardabweichung von  $1,9^\circ$  entspricht derjenigen beim Peak-Reibungswinkel. Für die Kohäsion ergeben sich ein Mittelwert von 31,0 kPa sowie eine Standardabweichung von 17,0 kPa. Die Standardabweichung beträgt, bezogen auf den Mittelwert, 55%. Für  $\varphi^*$  liegt der Mittelwert bei  $14,0^\circ$  und die Standardabweichung bei

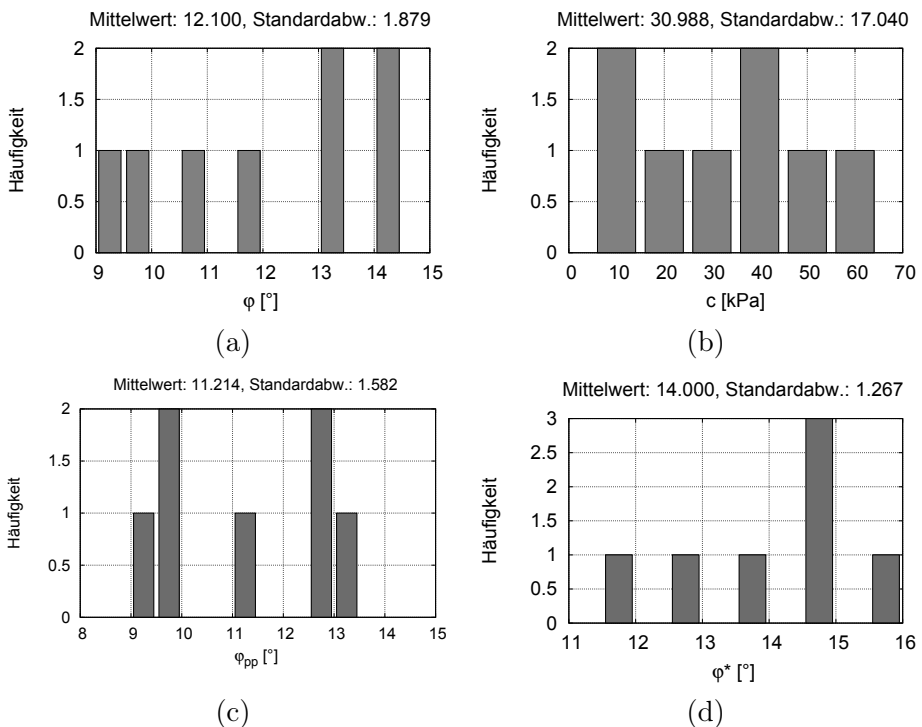


Abbildung B.21: Häufigkeit von  $\varphi$  (a),  $c$  (b),  $\varphi_{pp}$  (c) und  $\varphi^*$  (d)

$1,3^\circ$ . Bezogen auf den Mittelwert entspricht dies einer Abweichung von 9% und ist somit geringer als bei  $\varphi$  oder  $\varphi_{pp}$ .

Die hier beschriebenen Abweichungen zwischen den Ergebnissen der einzelnen Labore ergeben starke Unterschiede in den Definitionen der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb. Im Abschnitt B.5.2 wird versucht Ursachen für dies großen Abweichungen zu finden und zu beschreiben.

## B.5 Diskussion der Ergebnisse der Vergleichsuntersuchung

In diesem Abschnitt werden unterschiedliche Einflüsse auf die zuvor beschriebenen Laborergebnisse der Ödometer- und Rahmenscherversuche untersucht. Die untersuchten grundlegenden Einflusskriterien lauten:

- das Bodenmaterial
- der Bodenzustand
- das Versuchsgerät

Bei dem Einfluss des Bodenmaterials geht es darum, in wie weit ein Unterschied in den zur Verfügung gestellten Bodenproben das Ergebnis beeinflussen könnte. Wie in Abschnitt B.2 gezeigt, unterscheiden sich die Klassifikationswerte ( $w_L$ ,  $w_P$ ) der einzelnen verschickten Proben etwas. Dazu werden die Ergebnisse mit bekannten Korrelationen, welche eine Abhängigkeit zu Klassifikationsparametern zeigen, verglichen.

Ein weiterer Einfluss ergibt sich aus dem Zustand des Bodens. Wie zum Beispiel in Tabelle B.2 zu sehen, variiert der Wassergehalt bzw. die Dichten der Proben etwas. Diese Unterschiede können zu Abweichungen im beobachteten Bodenverhalten führen.

Ein massiven Einfluss auf das Ergebnis, kann das Versuchsgerät haben. Leider lässt sich dies, ohne die Kenntnis der genauen Konstruktion der Geräte, nur schwer beurteilen. Allerdings können auch durch die Angaben der Teilnehmer Auswirkungen auf die Ergebnisse abgeleitet werden.

### B.5.1 Ödometerversuche

#### Bodenmaterial

Der Einfluss des Bodens auf die Ergebnisse der Ödometerversuche kann über Korrelationen zu Indexeigenschaften überprüft werden. In der Literatur werden verschiedene Korrelationen vorgestellt. Eine Auswahl an Korrelationen ist in Abschnitt 4.3 oder z.B. im Grundbautaschenbuch [ES09] gegeben. Unter Anderem werden dort Gleichungen zur Bestimmung des

Kompressionsbeiwertes über die Plastizitätszahl  $I_P$  nach Wroth [WW78]

$$C_c = 0,5 \cdot I_P \cdot \rho_s \quad (\text{B.7})$$

mit  $\rho_s = \text{Korndichte in g/cm}^3$

oder über die Fließgrenze  $w_L$  nach Skempton [SJ44]

$$C_c = N \cdot (w_L[\%] - 10) \quad (\text{B.8})$$

mit  $N = 0,009$  für ungestörte Proben

$$(\text{B.9})$$

angegeben. Über eine andere Korrelation nach Mitchell [Mit93] kann der Kompressionsbeiwert  $C_c$  über

$$C_c = \frac{I_P}{74} \quad (\text{B.10})$$

berechnet werden. Für die Parameter der Steifigkeit nach Ohde (siehe Gl. 2.11) können nach Jänke [Jän00] über:

$$E_s = v_e \cdot \sigma_{at} \cdot \left( \frac{\sigma'}{\sigma_{at}} \right)^{w_e} \quad (\text{B.11})$$

mit  $v_e = \frac{5,5}{I_P^{0,758}}$   
 $w_e = 1,0$

für feinkörnige Böden bei Erstbelastung abgeschätzt werden. In Tabelle B.5 sind die bei den Ödometerversuchen ermittelten Kompressionsbeiwerte für die Laststufen 1000-1500 kPa und 1500-2000 kPa angegeben. Des Weiteren sind die zu den jeweiligen Proben gehörenden Konsistenzzahlen  $I_P$  sowie die Korndichten  $\rho_s$  des Probenmaterials aufgeführt. Nach Gleichung B.7 ergeben sich daraus die in der letzten Spalte angegebenen Werte für den Kompressionsbeiwert  $C_c$ . Die Korrelation nach Wroth [WW78] gilt nur für normalkonsolidierten Boden. Aus diesem Grund wurden die Laststufen 1000-1500 kPa und 1500-2000 kPa betrachtet. Es kann davon ausgegangen werden, dass das Probenmaterial bei diesen Laststufen normalkonsolidiert ist. Wie in Tabelle B.5 zu sehen, liegen die für die Laststufe 1000-1500 kPa ermittelten  $C_c$ -Werte zwischen 0,341 und 0,489, der Mittelwert liegt bei 0,396. Für die Laststufe 1500-2000 kPa liegen die  $C_c$ -Werte zwischen 0,3455 und 0,5648, der Mittelwert liegt bei 0,4302. Die  $C_c$ -Werte sind bei der höheren Laststufe 1500-2000 kPa also etwas größer als bei der Laststufe 1000-1500 kPa. Anhand der Korrelation nach Wroth [WW78] ergaben sich Kompressionsbeiwerte zwischen 0,491 und 0,571, der Mittelwert liegt bei 0,530.

Die Werte aus der Korrelation sind somit größer als die gemessenen Werte. Dies zeigt sich ebenfalls im Vergleich mit der Korrelation nach Mitchel [Mit93], welche in Gleichung B.10 gegeben ist. Die ermittelten Kompressionsbeiwerte  $C_c$  sind in Abbildung B.22 für die Laststufe 1000-1500 kPa und in Abbildung B.23 für die Laststufe 1500-2000 kPa im Vergleich zu den der Korrelation zu Grunde liegenden Daten dargestellt. Die bestimmten  $C_c$ -Werte liegen unter der durch die Korrelation nach Mitchell [Mit93] (siehe Gleichung B.10) beschriebenen Linie aber noch innerhalb der Werte, welche der Korrelation zu Grunde liegen.

	$C_c$ 1000-1500	$C_c$ 1500-2000	$I_P$ [%]	$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$C_c$ nach Wroth/Wood
Labor_1	0,4230	–	39,57	2,698	0,5338
Labor_2	0,3407	0,5648	38,48	2,686	0,5168
Labor_4	0,3675	0,3467	38,43	2,697	0,5182
Labor_5	0,4244	0,3649	42,67	2,675	0,5707
Labor_6-a	0,3656	0,3455	36,52	2,691	0,4914
Labor_7-a	0,3611	0,4855	39,97	2,700	0,5396
Labor_7-b	0,4888	0,4737	39,97	2,700	0,5396

Tabelle B.5: Übersicht der im Versuch bestimmten Kompressionsbeiwert mit der Korrelation nach Wroth [WW78]

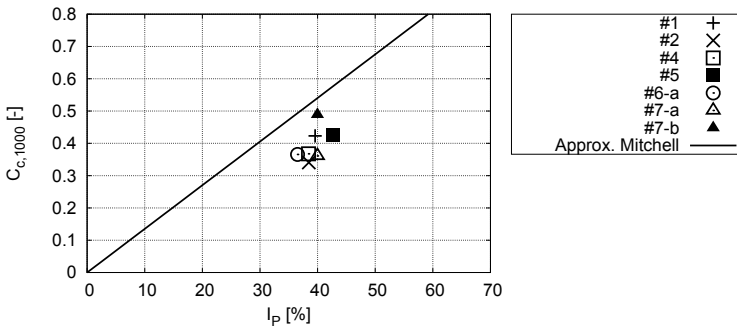


Abbildung B.22: Vergleich der bestimmten Kompressionsbeiwerte  $C_c$  mit der Korrelation nach Mitchell [Mit93] bei der Laststufe 1000-1500 kPa

Wie in Gleichung B.8 zu sehen kann der Kompressionsbeiwert  $C_c$  auch über eine Korrelation zum Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  abgeschätzt werden. Wie in den Abbildungen B.24 und B.25 für die Laststufen 1000-1500 kPa und 1500-2000 kPa zu sehen, liegen die über die Korrelation nach Skempton [SJ44] abgeschätzten Werte im Bereich der im Versuch bestimmten.



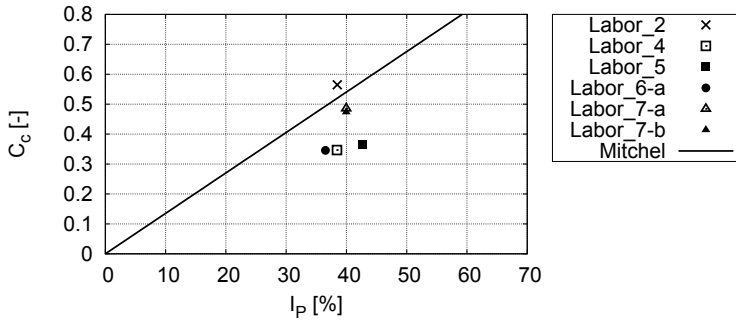


Abbildung B.23: Vergleich der bestimmten Kompressionsbeiwerte  $C_c$  mit der Korrelation nach Mitchell [Mit93] bei der Laststufe 1500-2000 kPa

Bei dem Vergleich mit der Korrelation nach Jänke [Jän00] (siehe Gleichung B.11) zum Abschätzen der spannungsabhängigen Steifigkeit  $E_s$ , zeigt sich in Abbildung B.26, dass die abgeschätzten Steifigkeiten zu Beginn der Belastung bei kleineren Spannungen bis etwa 400 kPa unterschätzt werden. Dies ist auf die Vorbelastung des Probenmaterials zurückzuführen. Die Korrelation nach Jänke [Jän00] ist nicht für vorbelasteten Boden ausgelegt. Bei höheren Spannungen ( $>400$  kPa) liegt der abgeschätzte Steifemodul  $E_s$  im Bereich der bestimmten Steifemodule. Die Abweichungen der bestimmten Steifemodule in den einzelnen Laststufen ist allerdings größer, als die, welche sich aus dem Unterschied der Plastizitätszahl  $I_p$ , über die Korrelation ergibt.

Die Einbeziehung der Korrelationen zeigt, dass zur Bestimmung der Kompressibilität ein simples Ablesen aus Tabellen oder Abschätzen aus Korrelationen nicht sinnvoll ist. Es konnte aber durch den Vergleich gezeigt werden, dass die in den Laborversuchen ermittelten Werte plausibel sind und sich im Bereich der Werte befinden, welche den Korrelationen zu Grunde liegen.

### Bodenzustand

Ein weiteres Kriterium, was das Ergebnis der Laborversuche beeinflussen kann, ist der Bodenzustand zu Beginn des Versuches. Dieser kann u. a. über

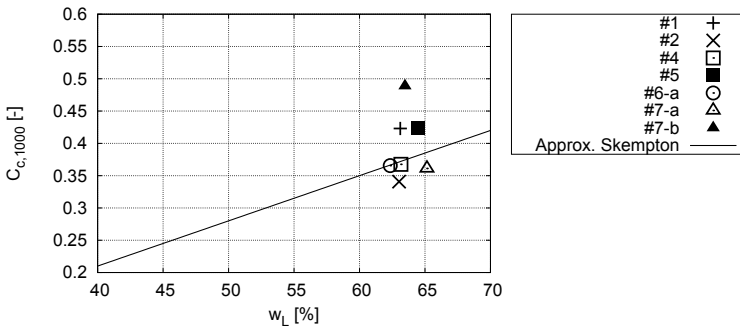


Abbildung B.24: Vergleich der bestimmten Kompressionsbeiwerte  $C_c$  mit der Korrelation nach Skempton [SJ44] bei der Laststufe 1000-1500 kPa

die Konsistenzzahl

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \tag{B.12}$$

mit  $w$  = Wassergehalt der Probe zu Beginn des Versuches

$w_L$  = Wassergehalt an der Fließgrenze

$w_P$  = Wassergehalt an der Ausrollgrenze

beschrieben werden. In den Abbildungen B.27 und B.28 sind die für die Laststufen 100-200 kPa und 1000-1500 kPa bestimmten Steifemodule  $E_s$  in Abhängigkeit der Konsistenzzahl  $I_C$  zu Beginn des Versuches dargestellt.

Bei der Laststufe 100-200 kPa liegen die ermittelten Steifigkeiten zwischen 2600 und 4100 kPa. Die Konsistenzzahlen liegen zwischen 0,5672 und 0,7104. Ein Zusammenhang zwischen Steifemodul  $E_s$  und Konsistenzzahl  $I_C$  ist dennoch nicht erkennbar.

Wird eine Laststufe bei höheren Spannungen betrachtet, z.B. bei 1000-1500 kPa (siehe Abb. B.28), zeigt sich auch hier kein klarer Zusammenhang zwischen dem Steifemodul  $E_s$  und der Konsistenzzahl  $I_C$ . Die bei dieser Laststufe bestimmten Steifemodule lagen zwischen 9100 und 16200 kPa.

Diese Ergebnisse zeigen, dass die Unterschiede bei den ermittelten Steifigkeiten  $E_s$ , sowohl bei der Laststufe 100-200 kPa als auch bei der Laststufe 1000-1500 kPa, nicht unmittelbar auf die Variation des Anfangszustandes (Wassergehalt, Dichte) bezogen werden können.

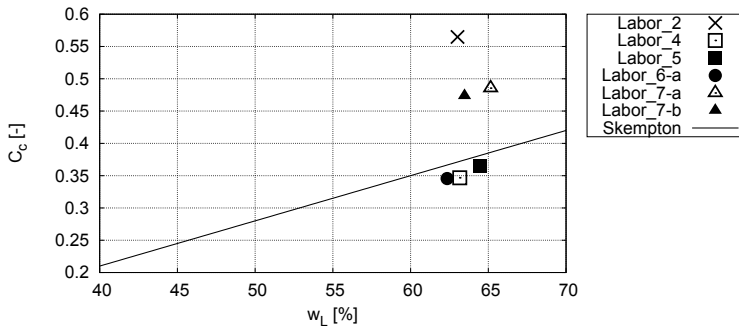


Abbildung B.25: Vergleich der in den Vergleichsuntersuchungen bestimmten Kompressionsbeiwerte  $C_c$  mit der Korrelation nach Skempton [SJ44] bei der Laststufe 1500-2000 kPa

## Versuchsgerät

Einen Einfluss auf die gemessene Kompressibilität kann die Probengeometrie haben, da sich hiermit das Verhältnis der Wandreibung zur Belastung ändert. Um diesen Einfluss etwas zu verdeutlichen, sind in Abbildung B.29 alle Ergebnisse mit einem Probendurchmesser von etwa 50 mm grün und alle mit einem Durchmesser von etwa 70 mm rot dargestellt. Bis auf das Ergebnis von Labor\_6 weisen die Proben mit einem größeren Durchmesser eine größere Kompressibilität auf. Bei Labor\_6-a wurde allerdings auch der niedrigste Anfangswassergehalt und die niedrigste Plastizität der untersuchten Proben festgestellt. Unterschiede in den Kompressionsbeiwerten zeigen sich vor allem bei den Laststufen zwischen 100 und 400 kPa. Diese liegen bei den Versuchen mit kleinem Durchmesser zwischen 0,18 und 0,26, bei den Versuchen mit größerem Durchmesser zwischen 0,24 und 0,42. Die Probenhöhe war bei allen Teilnehmern, bis auf Labor\_5, etwa 20 mm. Die Ergebnisse hier zeigen also, dass ein größerer Durchmesser der Ödometerprobe eine höhere Kompressibilität zur Folge hat.

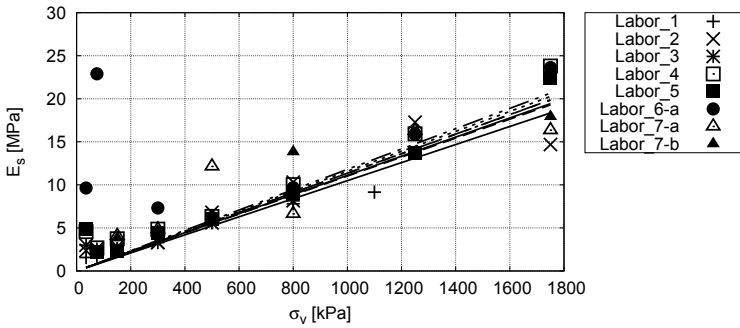


Abbildung B.26: Vergleich der bestimmten Steifigkeit  $E_s$  mit der Korrelation nach Jänke [Jän00] in Abhängigkeit der Vertikalspannung

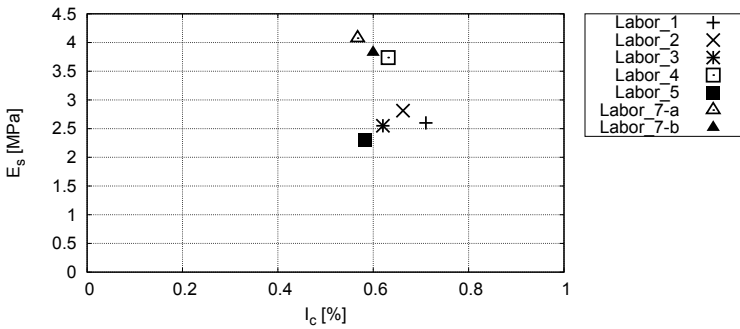


Abbildung B.27: Abhängigkeit des bestimmten Steifemoduls  $E_s$  bei der Laststufe 100-200 kPa von der Konsistenzzahl  $I_c$

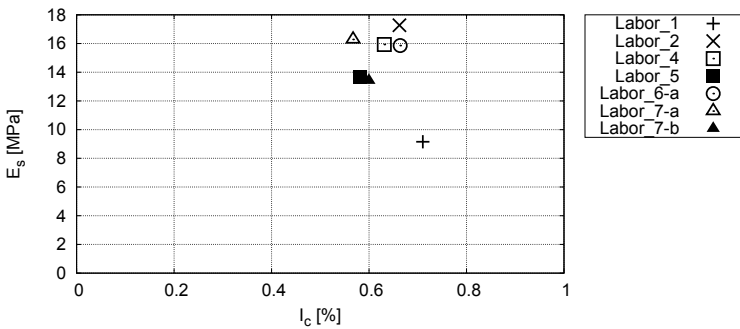


Abbildung B.28: Abhängigkeit des bestimmten Steifemoduls  $E_s$  bei der Laststufe 1000-1500 kPa von der Konsistenzzahl  $I_c$

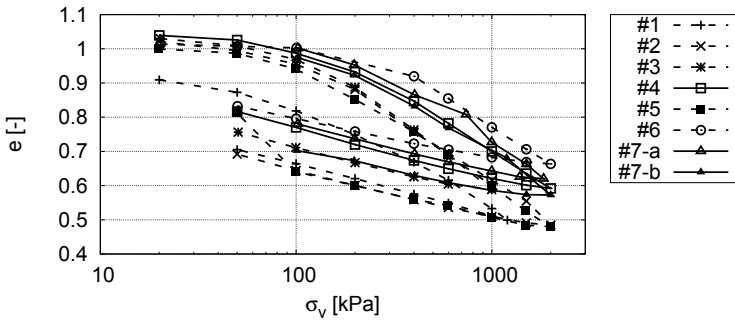


Abbildung B.29: Einfluss des Durchmessers des Ödometertopfes;  $d \approx 50$  mm in grün,  $d \approx 70$  mm in rot

### B.5.2 Rahmenscherversuche

#### Bodenmaterial

Im Grundbautaschenbuch [ES09] sind Anhaltswerte für den Reibungswinkel  $\varphi^*$  (dort als Winkel der Gesamtscherfestigkeit bezeichnet) in Abhängigkeit der Plastizitätszahl  $I_P$  nach Kenney [Ken59] und Ladd [Lad77] angegeben. In Bild B.30 (a) sind diese im Vergleich zu den in den Versuchen ermittelten Reibungswinkeln dargestellt, welche zwischen  $11,7^\circ$  und  $15,5^\circ$  liegen (Plastizitätszahlen zwischen 36,5% und 43,7%). Somit liegen die in den Versuchen ermittelten Werte von  $\varphi^*$  deutlich unter den im Grundbautaschenbuch [ES09] angegebenen Vergleichswerten.

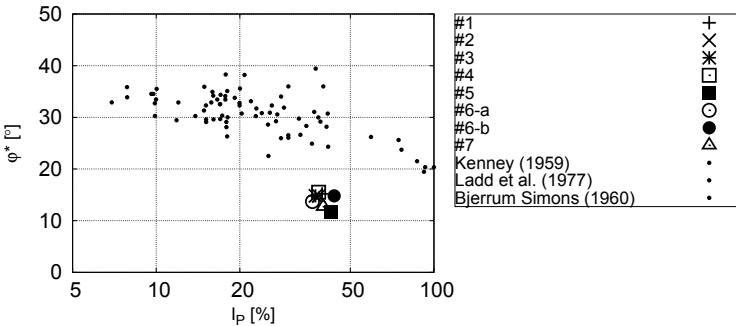


Abbildung B.30: Abhängigkeit des Gesamtscherwinkels  $\varphi_s$  von der Plastizitätszahl  $I_P$ , Daten nach Baugrundtaschenbuch [ES09]

Nach einer weiteren Korrelation, Lambe [LW69], kann der Reibungswinkel von erst-belastetem Boden über

$$\sin(\varphi) \approx 0,759 - 0,092 \cdot \ln(I_P) \tag{B.13}$$

in Abhängigkeit der Plastizitätszahl  $I_P$  bestimmt werden. Wie in Bild B.30 (b) zu sehen, liegen die Versuchsergebnisse auch deutlich unter der Korrelationsbeziehung nach Gleichung B.13 sowie den dieser Beziehung zugrunde liegenden Daten. Für den untersuchten Boden sind die angegebenen Korrelationen also ungeeignet. Die mit ihnen abgeschätzten Werte sind zu hoch und somit auf der unsicheren Seite.

#### Bodenzustand

Ein wichtiger Einflussfaktor auf die Ergebnisse von Scherversuchen ist der

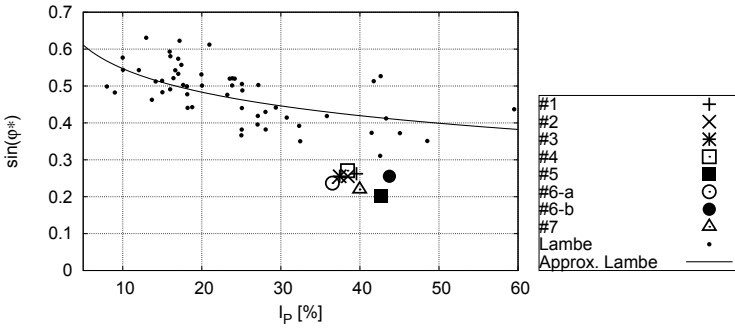


Abbildung B.31: Vergleich des bestimmten Reibungswinkels für die normalkonsolidierte Probe mit der Korrelation nach Lambe [LW69]

Bodenzustand. Dieser kann z.B. über die Konsistenzzahl (siehe Gl. B.12) beschrieben werden. Trotz der identischen Vorbereitung aller verwendeter Proben schwankt die Konsistenzzahl beim Probeneinbau zwischen 0,512 (weich) und 0,764 (Grenze zu steif). In Bild B.32 sind die ermittelten Spannungsverhältnisse  $\tau_{max}/\sigma$  aus den Versuchen bei der höchsten Normalspannung über die Konsistenzzahl  $I_C$  dargestellt. Hier zeigt sich ein leicht ansteigender Trend von  $\tau_{max}/\sigma'$  über  $I_C$ .

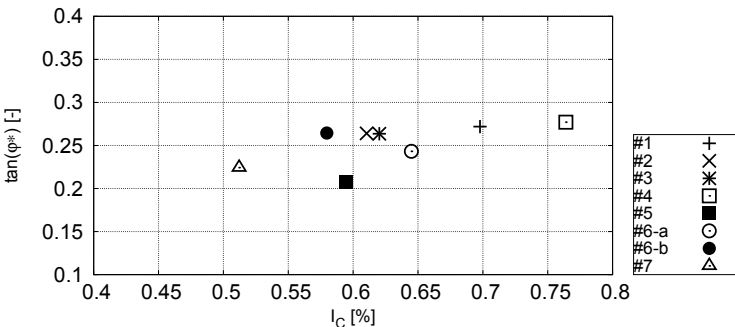


Abbildung B.32: Vergleich des bestimmten Spannungsverhältnisses  $\tau_{max}/\sigma'$  für die normalkonsolidierte Probe mit der Konsistenzzahl  $I_C$

### Versuchsgerät

Bei einer Relativverschiebung zwischen Bodenprobe und Seitenwand des Scherrahmens baut sich eine Kontaktspannung infolge Reibung auf. Wie in Kostkanova und Herle [KH12] beschrieben, wirkt diese bei kontraktantem Verhalten, d.h. bei Setzung der Probe, entgegen der Auflast und verringert somit die Normalspannung in der Scherfläche. Die Relativverschiebung entsteht, wenn der obere Scherrahmen fixiert ist und die Bodenprobe sich verdichtet oder wenn die Setzung der Bodenprobe größer ist als der voreingestellte Scherspalt zwischen dem oberen und dem unteren Scherrahmen.

Wie in Bild B.33 zu erkennen, kam es während der Scherung (hier beispielsweise bei einer Auflast von  $\sigma = 1000 \text{ kPa}$ ) bei allen Proben zu kontraktantem Verhalten. Die bei einer Verschiebung von 3-4 mm (Bereich der maximalen Schubspannung) gemessenen Setzungen lagen dabei etwa bei 0,4 mm bis 0,7 mm. Der für die Versuchsdurchführung vorgegebene Scherspalt lag bei 0,6 mm. Dieser wurde nach einer Umfrage unter den Teilnehmern auch von den meisten eingestellt. Abweichungen gab es bei Labor\_1, Labor\_3 und Labor\_7. Diese stellten für die Scherung einen kleineren Scherspalt ein. Außerdem gaben alle Teilnehmer (außer Labor\_4) an, den Scherspalt während der Scherung zu fixieren, d.h. der Scherspalt konnte sich während der Scherung nicht ändern. Demzufolge kommt es während der Scherung zur Relativbewegung zwischen der Probe und der Kastenwand und somit zum Auftreten von Kontaktspannungen. Die Verringerung der Normalspannung in der Scherzone, siehe Kostkanova und Herle [KH12], verursacht dann einen niedrigeren Scherwiderstand. Dies führt zu einem geringeren Reibungswinkel.

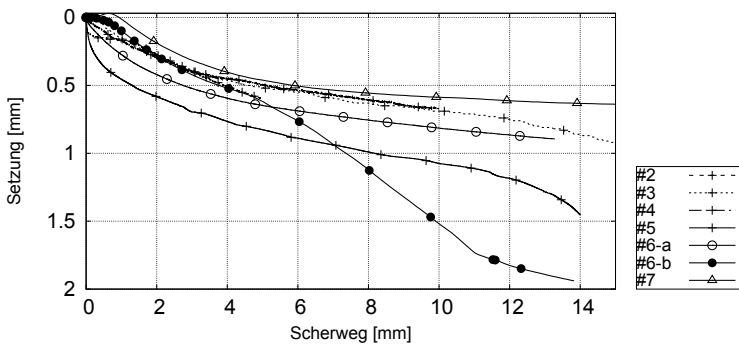


Abbildung B.33: Schersetzungen bei den Versuchen mit einer Auflast  $\sigma' = 1000 \text{ kPa}$



Diese Analyse zeigt, wie die Versuchsergebnisse durch kleine Details in der Versuchsdurchführung beeinflusst werden. Deshalb wurde im Anschluss an die Versuche eine Umfrage zu näheren Gerätespezifikationen und Abläufen während der Versuchsdurchführung durchgeführt. Daraus wurde z.B. deutlich, dass das Einstellen des Scherspalt es nicht bei allen Teilnehmern nach der Konsolidation erfolgte. Bei den Versuchen Labor\_6b und Labor\_7 wurde dies bereits vor der Konsolidation ausgeführt. Dadurch besteht die Möglichkeit, dass weiches Probenmaterial während der Konsolidation durch den Scherspalt austritt. Durch die begleitenden Bodenverformungen in der Scherspaltenebene können sich innerhalb der Probe bereits während der Konsolidation Scherflächen bilden, die dann in der Scherphase früher zum residualen Zustand in der Scherzone führen.

Die Umfrage hat also ergeben, dass die Versuche nicht immer vollständig normgerecht (und damit standardisiert) durchgeführt wurden. Dies könnte zur Erhöhung der Streuungen beitragen.

## B.6 Zusammenfassende Bewertung

Bei der Auswertung der hier beschriebenen Vergleichsuntersuchungen von Ödometer- und Rahmenscherversuchen zeigten sich zum Teil Abweichungen in den bestimmten Parametern zwischen 10% und 55%. Die größten Abweichungen ergaben sich bei den Kompressionsversuchen bei der untersuchten Steifigkeit  $E_{s,100}$ , also der Steifigkeit bei der Lasterhöhung von 100 kPa auf 200 kPa. Bei den Scherversuchen ergaben sich die größten Unterschiede bei der Definition der Kohäsion. Diese wurde mit Abweichungen von 55% bestimmt.

Die beobachteten Schwankungen konnten zum großen Teil auf die Versuchsgeräte zurückgeführt werden. Einen eindeutigen Einfluss des Bodenmaterials oder des Anfangszustandes der Proben gab es nicht.

Des Weiteren wurde deutlich, dass zustandsunabhängige Parameter, wie die Kompressibilitäten  $C_c$ ,  $C_s$  und  $C_c^*$  oder der Reibungswinkel bei höchster Belastung  $\varphi^*$ , deutlich weniger schwanken. Hier lagen die Abweichungen bei etwa 10%. Dies lässt darauf schließen, dass eine Beschreibung des Bodenverhaltens vor allem anhand dieser Parameter sinnvoll und redundant ist.

Außerdem stellte sich das Vergleichen mit Korrelationen der Ergebnisse als

zweckmäßig heraus. Die Ergebnisse konnten so besser eingeordnet und auf Plausibilität untersucht werden.

# C Vergleichsversuche

## C.1 Protokolle Ödometerversuche

# Ödometerversuch

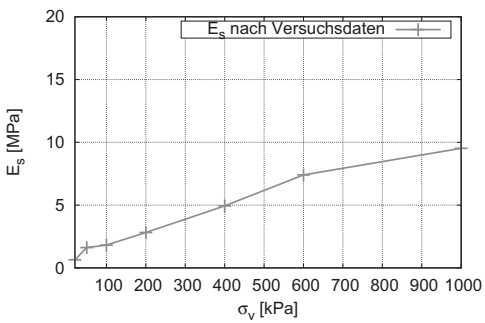
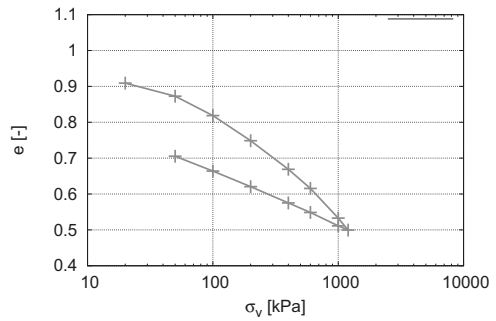
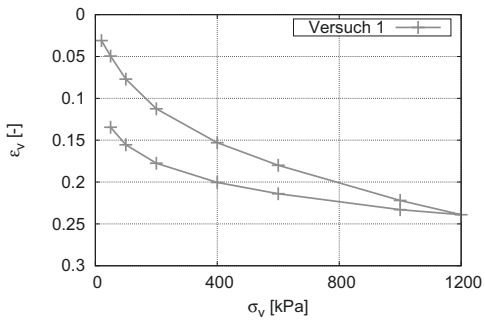
Bezeichnung des Labors: Labor\_1

Datum: –

Auftragsnummer: –

Probenr.: –

Anfangszustand			
Probendurchmesser [mm]	71,4	Feuchtmasse [g]	148.0
Probenhöhe [mm]	20,0	Feuchtdichte $\frac{g}{cm^3}$	1,850
Wassergehalt außen [%]	35,0	Trockendichte $\frac{g}{cm^3}$	1,370
Wassergehalt innen [%]	–	Porenzahl [-]	0,971



Bemerkungen:

# Ödometerversuch

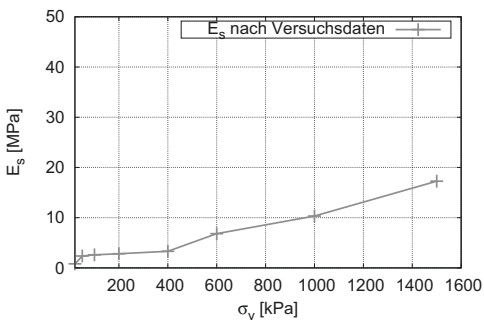
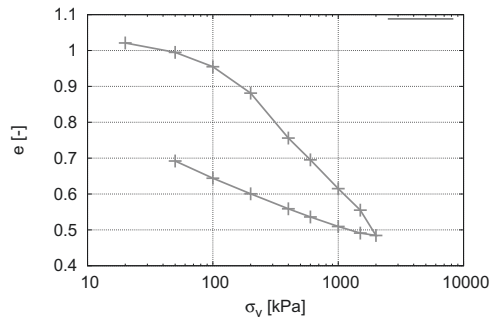
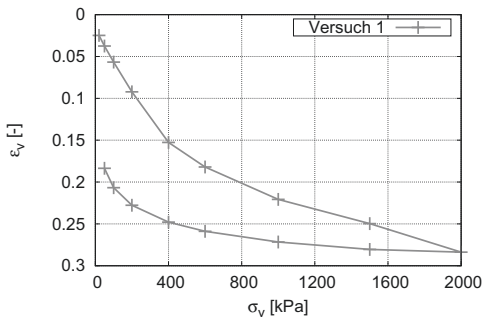
Bezeichnung des Labors: Labor 2

Datum: –

Auftragsnummer: –

Probenr.: –

Anfangszustand			
Probendurchmesser [mm]	71,1	Feuchtmasse [g]	141,80
Probenhöhe [mm]	20,0	Feuchtdichte $\frac{g}{cm^3}$	1,786
Wassergehalt außen [%]	35,70	Trockendichte $\frac{g}{cm^3}$	1,305
Wassergehalt innen [%]	37,80	Porenzahl [-]	1,061



**Bemerkungen:**

- Bei einer Belastung ab 1.000 kN/m<sup>2</sup> wurde ein Feststoffaustritt an der Unterkante des schwebenden Ringes beobachtet

# Ödometerversuch

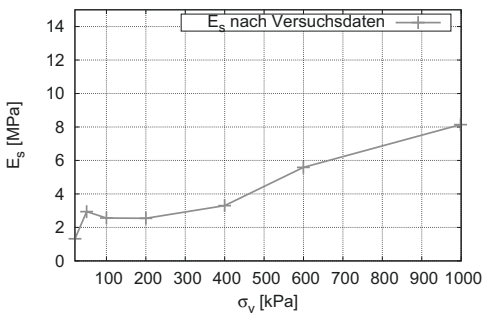
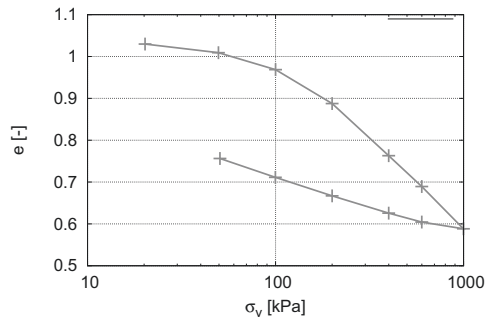
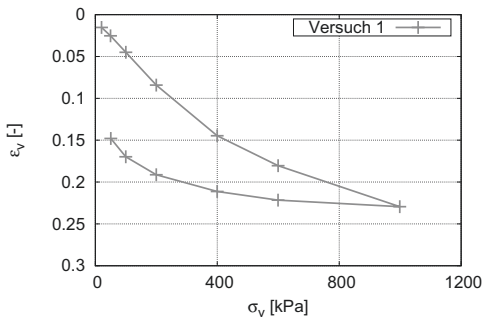
Bezeichnung des Labors: Labor\_3

Datum: –

Auftragsnummer: –

Probenr.: –

Anfangszustand			
Probendurchmesser [mm]	71,4	Feuchtmasse [g]	141,80
Probenhöhe [mm]	20,0	Feuchtdichte $\frac{g}{cm^3}$	1,830
Wassergehalt außen [%]	38,40	Trockendichte $\frac{g}{cm^3}$	1,280
Wassergehalt innen [%]	41,20	Porenzahl [-]	1,100



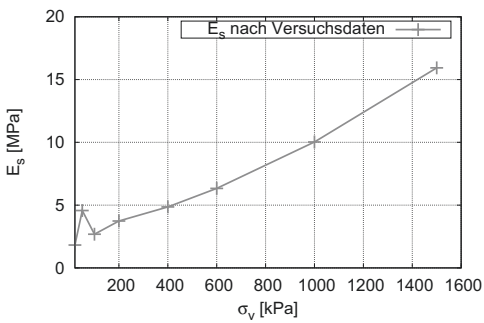
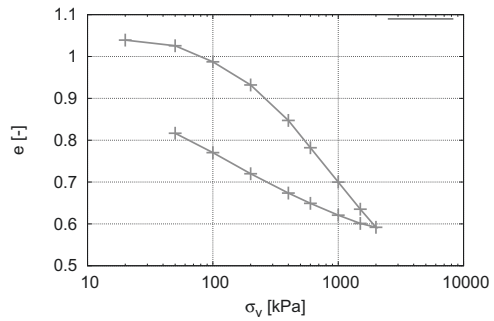
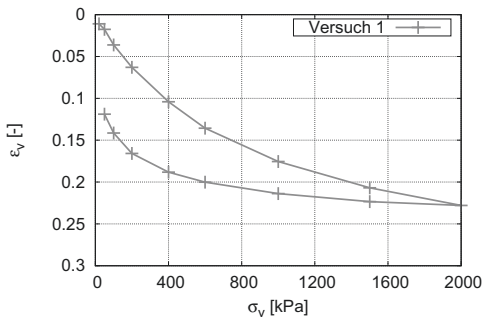
Bemerkungen:

# Ödometerversuch

Bezeichnung des Labors: Labor 4  
 Auftragsnummer: –  
 Probenr.: –

Datum: –

Anfangszustand			
Probendurchmesser [mm]	50,5	Feuchtmasse [g]	71,39
Probenhöhe [mm]	19,7	Feuchtdichte $\frac{g}{cm^3}$	1,819
Wassergehalt außen [%]	37,6	Trockendichte $\frac{g}{cm^3}$	1,313
Wassergehalt innen [%]	39,5	Porenzahl [-]	1,056



Bemerkungen:

# Ödometerversuch

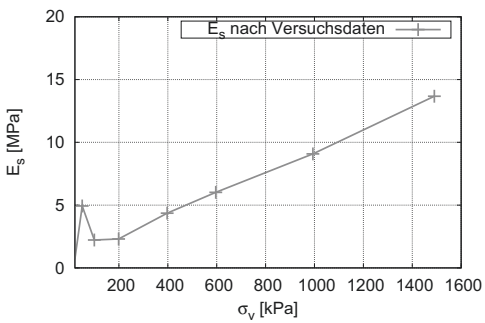
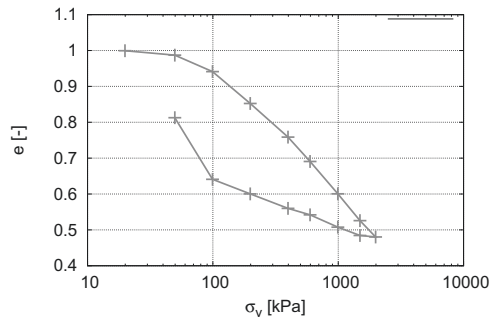
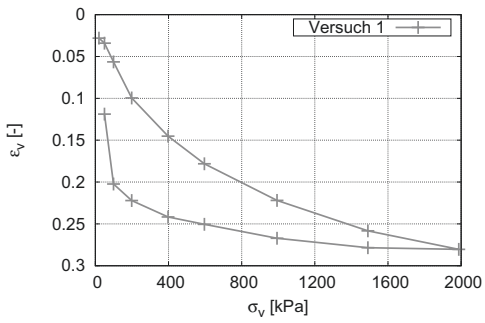
Bezeichnung des Labors: Labor.5

Datum: –

Auftragsnummer: –

Probenr.: –

Anfangszustand			
Probendurchmesser [mm]	71,6	Feuchtmasse [g]	102,52
Probenhöhe [mm]	13,9	Feuchtdichte $\frac{g}{cm^3}$	1,830
Wassergehalt außen [%]	37,15	Trockendichte $\frac{g}{cm^3}$	1,310
Wassergehalt innen [%]	39,57	Porenzahl [-]	1,046



Bemerkungen:



# Ödometerversuch

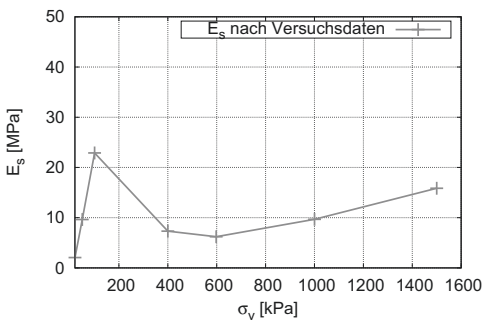
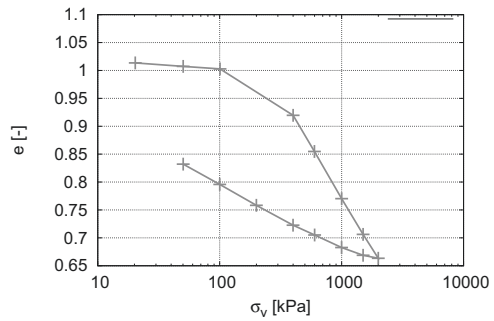
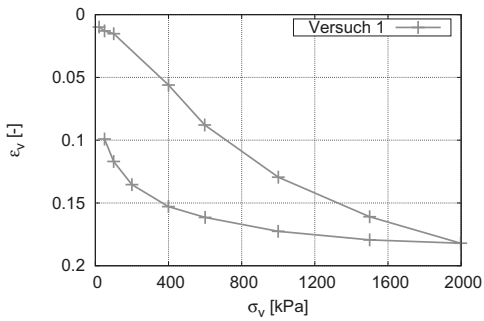
Bezeichnung des Labors: Labor.6

Datum: –

Auftragsnummer: –

Probenr.: –

Anfangszustand			
Probendurchmesser [mm]	70,0	Feuchtmasse [g]	139,99
Probenhöhe [mm]	20,0	Feuchtdichte $\frac{g}{cm^3}$	1,820
Wassergehalt außen [%]	38,08	Trockendichte $\frac{g}{cm^3}$	1,378
Wassergehalt innen [%]	–	Porenzahl [-]	1,034



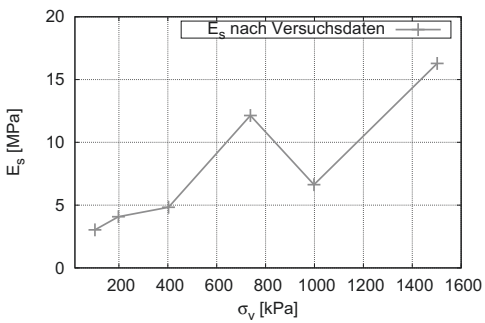
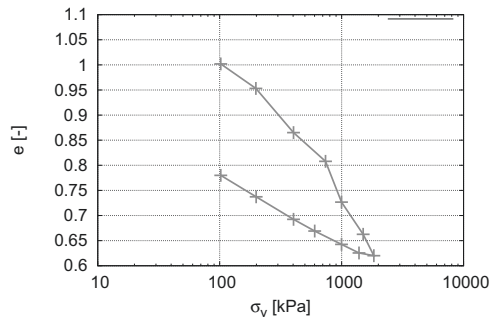
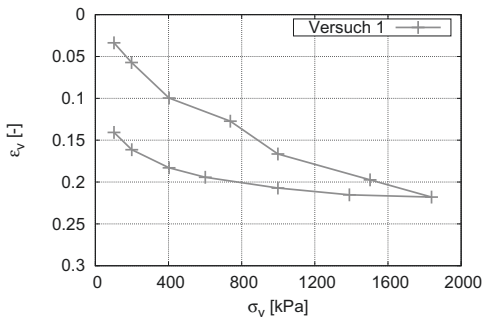
Bemerkungen:

# Ödometerversuch

Bezeichnung des Labors: Labor.7-a  
 Auftragsnummer: –  
 Probennr.: –

Datum: –

Anfangszustand			
Probendurchmesser [mm]	50,0	Feuchtmasse [g]	71,8
Probenhöhe [mm]	20,0	Feuchtdichte $\frac{g}{cm^3}$	1,829
Wassergehalt außen [%]	–	Trockendichte $\frac{g}{cm^3}$	1,299
Wassergehalt innen [%]	40,8	Porenzahl [-]	1,041



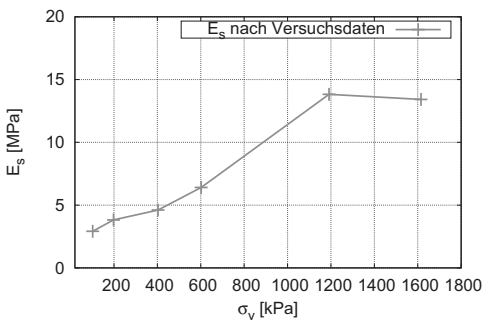
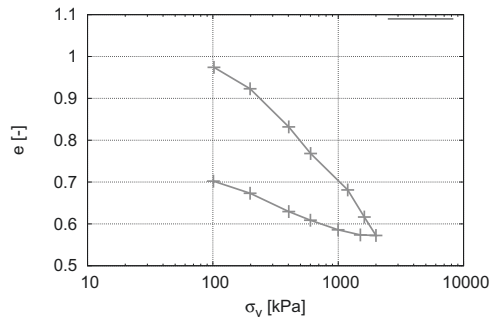
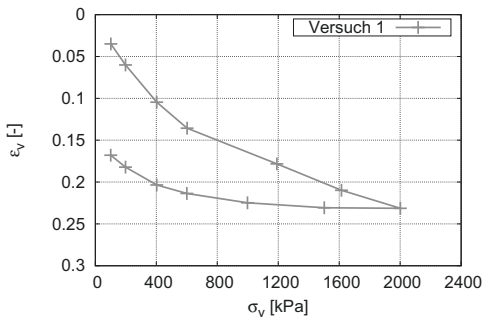
Bemerkungen:

# Ödometerversuch

Bezeichnung des Labors: Labor.7-b  
 Auftragsnummer: –  
 Probennr.: –

Datum: –

Anfangszustand			
Probendurchmesser [mm]	50,0	Feuchtmasse [g]	72,3
Probenhöhe [mm]	20,0	Feuchtdichte $\frac{g}{cm^3}$	1,841
Wassergehalt außen [%]	–	Trockendichte $\frac{g}{cm^3}$	1,319
Wassergehalt innen [%]	39,5	Porenzahl [-]	1,009



**Bemerkungen:**

## C.2 Protokolle Rahmenscherversuche

# Rahmenscherversuch

Bezeichnung des Labors: Labor\_1

Datum: –

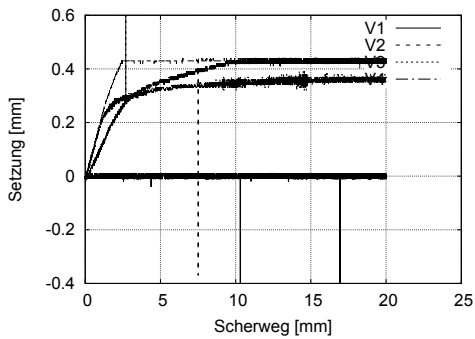
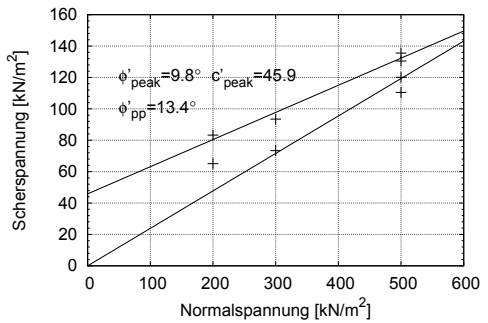
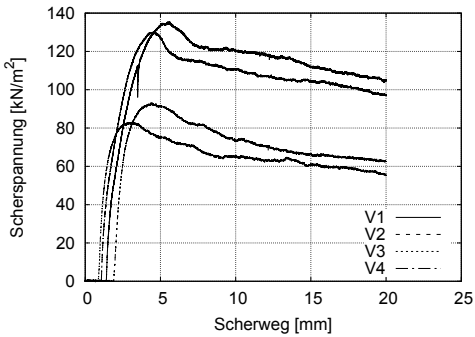
Auftragsnummer: –

Probennr.: –

Einbauzustand:

Vers. Nr.	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$m_f$ [g]	Wasserg. außen [%]	Wasserg. innen [%]	$\rho_f$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\rho_d$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]
1	2,00	9,44	–	35,3	–	1,77	1,308
2	2,00	9,44	–	35,3	–	1,77	1,308
3	2,00	9,44	–	35,3	–	1,77	1,308

## Versuchsauswertung:



## ermittelte Scherparameter:

- effektiver Reibungswinkel  $\phi' = 9,8^\circ$   
effektive Kohäsion  $c' = 45,9$  kPa

## Bemerkungen zum Versuchsablauf:

# Rahmenscherversuch

Bezeichnung des Labors: Labor.2

Datum: –

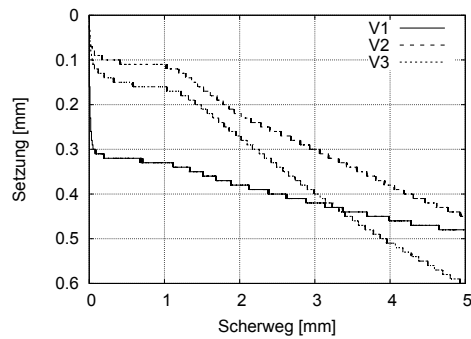
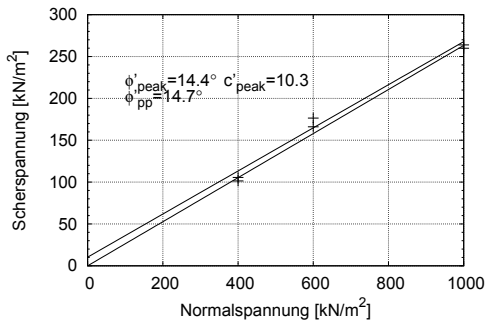
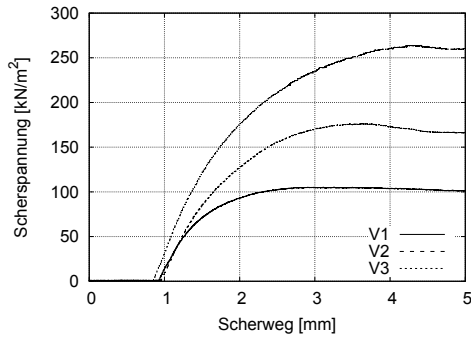
Auftragsnummer: –

Probennr.: –

Einbauzustand:

Vers. Nr.	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$m_f$ [g]	Wasserg. außen [%]	Wasserg. innen [%]	$\rho_f$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\rho_d$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]
1	2,00	7,10	–	37,0	40,1	–	–
2	2,00	7,10	–	36,9	40,0	–	–
3	2,00	7,10	–	36,0	38,8	–	–

## Versuchsauswertung:



## ermittelte Scherparameter:

- effektiver Reibungswinkel  $\phi' = 14,4^\circ$   
effektive Kohäsion  $c' = 10,3\text{kPa}$

## Bemerkungen zum Versuchsablauf:

# Rahmenscherversuch

Bezeichnung des Labors: Labor.3

Datum: –

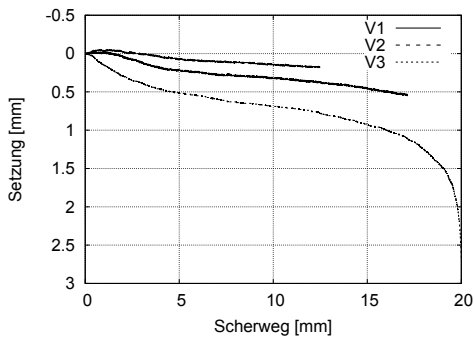
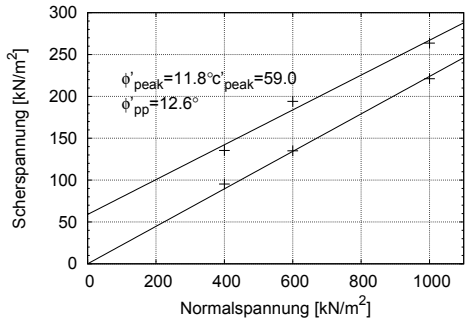
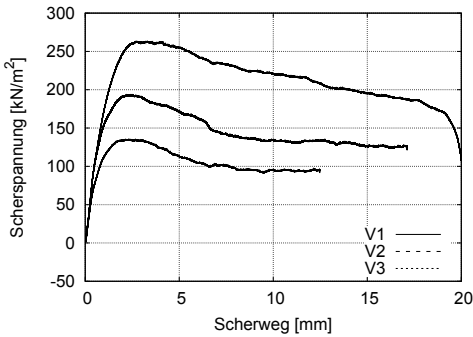
Auftragsnummer: –

Probennr.: –

Einbauzustand:

Vers. Nr.	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$m_f$ [g]	Wasserg. außen [%]	Wasserg. innen [%]	$\rho_f$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\rho_d$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]
1	2,00	7,14	147,84	37,4	40,5	1,850	1,306
2	2,00	7,14	148,11	38,5	41,7	1,850	1,317
3	2,00	7,14	148,15	37,0	39,8	1,850	1,323

## Versuchsauswertung:



## ermittelte Scherparameter:

- effektiver Reibungswinkel  $\phi' = 11,8^\circ$   
effektive Kohäsion  $c' = 59,0$  kPa

## Bemerkungen zum Versuchsablauf:

# Rahmenscherversuch

Bezeichnung des Labors: Labor\_4

Datum: –

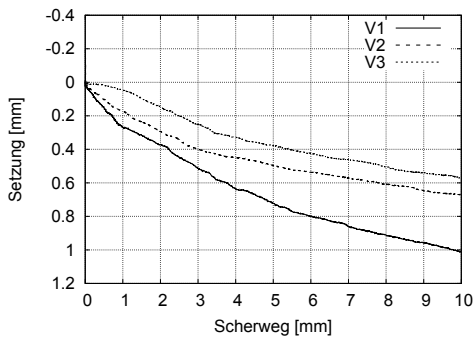
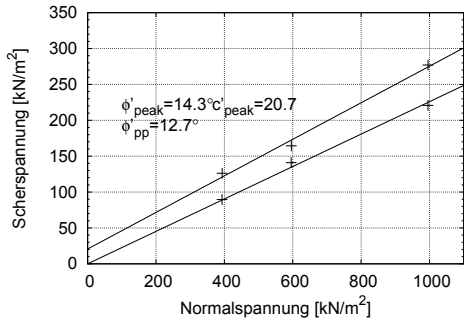
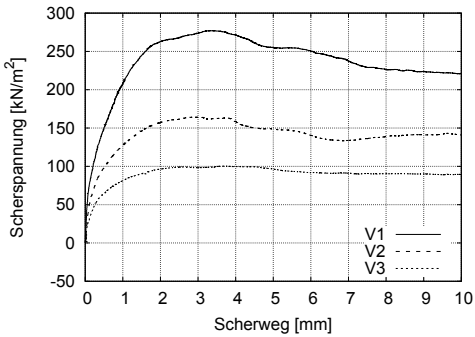
Auftragsnummer: –

Probennr.: –

Einbauzustand:

Vers. Nr.	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$m_f$ [g]	Wasserg. außen [%]	Wasserg. innen [%]	$\rho_f$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\rho_d$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]
1	3,00	7,11	215,51	30,8	34,0	1,802	1,345
2	3,00	7,11	216,00	32,3	35,3	1,806	1,335
3	3,00	7,11	217,80	33,8	34,8	1,821	1,351

## Versuchsauswertung:



## ermittelte Scherparameter:

- effektiver Reibungswinkel  $\phi' = 14,3^\circ$   
effektive Kohäsion  $c' = 20,7 \text{ kPa}$

## Bemerkungen zum Versuchsablauf:



# Rahmenscherversuch

Bezeichnung des Labors: Labor\_6-a

Datum: –

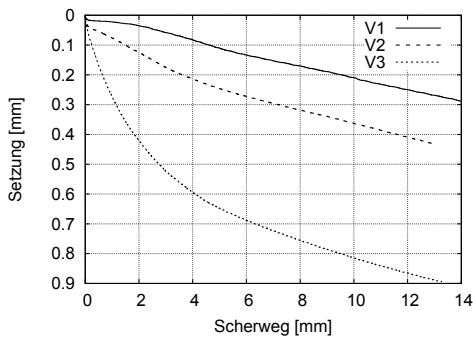
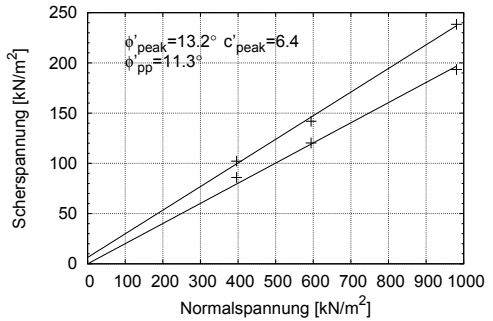
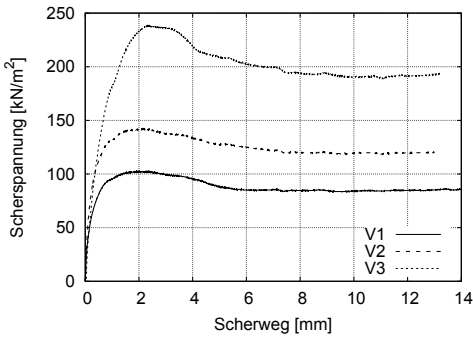
Auftragsnummer: –

Probennr.: –

Einbauzustand:

Vers. Nr.	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$m_f$ [g]	Wasserg. außen [%]	Wasserg. innen [%]	$\rho_f$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\rho_d$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]
1	2,053	7,12	147,8	33,5	35,8	1,844	1,358
2	2,031	7,12	146,6	35,6	37,6	1,841	1,338
3	2,053	7,12	146,8	35,6	38,3	1,824	1,319

## Versuchsauswertung:



## ermittelte Scherparameter:

- effektiver Reibungswinkel  $\phi' = 13,2^\circ$   
effektive Kohäsion  $c' = 6,4$  kPa

## Bemerkungen zum Versuchsablauf:

# Rahmenscherversuch

Bezeichnung des Labors: Labor\_6-b

Datum: –

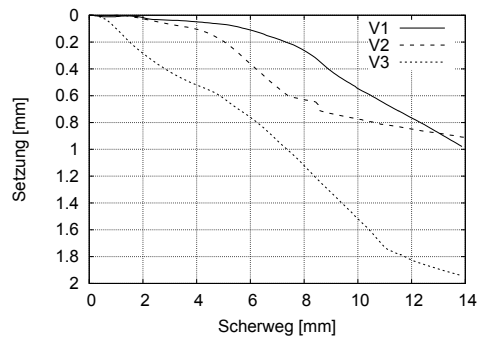
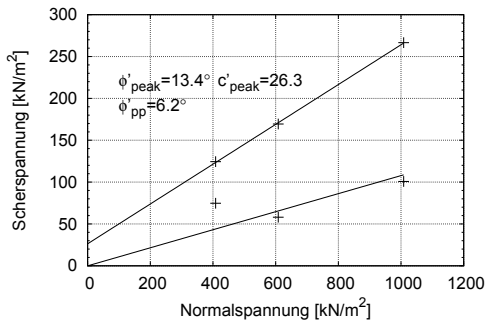
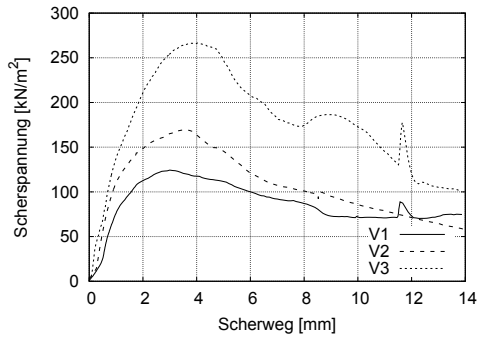
Auftragsnummer: –

Probennr.: –

Einbauzustand:

Vers. Nr.	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$m_f$ [g]	Wasserg. außen [%]	Wasserg. innen [%]	$\rho_f$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\rho_d$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]
1	2,025	6,98	134,6	37,7	38,1	1,788	1,295
2	1,980	6,98	134,6	37,1	38,0	1,830	1,326
3	2,025	6,98	138,2	36,1	36,8	1,811	1,324

## Versuchsauswertung:



## ermittelte Scherparameter:

- effektiver Reibungswinkel  $\phi' = 13,4^\circ$   
effektive Kohäsion  $c' = 26,3$  kPa

## Bemerkungen zum Versuchsablauf:

# Rahmenscherversuch

Bezeichnung des Labors: Labor\_7

Datum: –

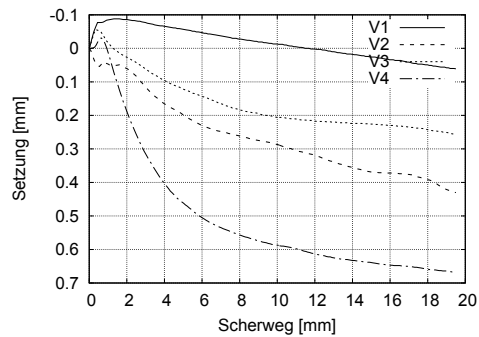
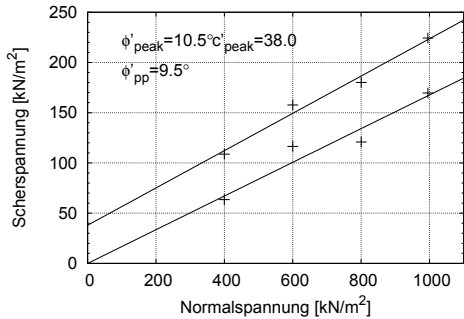
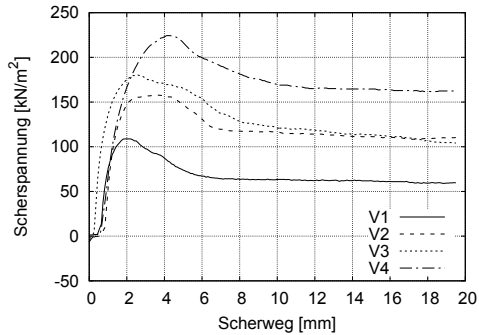
Auftragsnummer: –

Probennr.: –

Einbauzustand:

Vers. Nr.	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$m_f$ [g]	Wasserg. außen [%]	Wasserg. innen [%]	$\rho_f$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]	$\rho_d$ [ $\frac{g}{cm^3}$ ]
1	2,03	6,00	133,75	–	41,0	1,830	1,271
2	2,03	6,00	133,83	–	41,0	1,831	1,277
3	2,03	6,00	133,06	–	42,0	1,821	1,255
4	2,03	6,00	133,09	–	43,0	1,821	1,254

## Versuchsauswertung:



## ermittelte Scherparameter:

- effektiver Reibungswinkel  $\phi' = 10,5^\circ$   
effektive Kohäsion  $c' = 38,0$  kPa

## Bemerkungen zum Versuchsablauf:

### C.3 Ergebnisse Ödometerversuche - Tabellen

Spannungsintervall [kPa]	Labor_1	Labor_2	Labor_3	Labor_4	Labor_5	Labor_6	Labor_7-a	Labor_7-b
20-50	1571	2372	3000	4572	4931	9640	—	—
50-100	1728	2597	2540	2686	2224	22898	—	—
100-200	2600	2813	2550	3738	2303	—	4076	3825
200-400	4383	3311	3310	4860	4356	7322	4829	4607
400-600	6274	6814	5590	6332	6017	6214	12138	6409
600-1000	7810	10323	8160	10031	9083	9677	6633	13826
1000-1500	9153	17271	—	15932	13674	15856	16284	13418
1500-2000	—	14684	—	23801	22416	23627	16350	17912
2000-1500	—	153846	—	110449	246576	187680	169434	767692
1500-1000	25366	56497	—	52287	43984	73522	47683	84706
1000-600	16147	31250	50960	29126	23907	36127	30895	35536
600-400	11644	18182	19420	16803	22639	23179	17600	19505
400-200	6952	9926	9980	8936	10117	11411	9423	9602
200-100	3739	4773	4673	4096	5024	5421	4697	6831
100-50	2011	2155	2249	2224	594	2786	—	—

Tabelle C.1: spannungsbezogener Steifemodul  $E_s$  [kPa]

Spannungsintervall [kPa]	Labor_1	Labor_2	Labor_3	Labor_4	Labor_5	Labor_6	Labor_7-a	Labor_7b
20-50	0,0916	0,0659	0,0528	0,0340	0,0313	0,0161	—	—
50-100	0,1800	0,1325	0,1333	0,1275	0,1526	0,0149	—	—
100-200	0,2324	0,2447	0,2688	0,1832	0,2948	0,1393	0,1694	0,1783
200-400	0,2651	0,4158	0,4144	0,2818	0,3117	—	0,2849	0,2950
400-600	0,3021	0,3454	0,4187	0,3698	0,3858	0,3725	0,2176	0,3645
600-1000	0,3730	0,3620	0,4560	0,3706	0,4057	0,3797	0,6195	0,2941
1000-1500	0,4230	0,3407	—	0,3675	0,4244	0,3656	0,3611	0,4888
1500-2000	—	0,5648	—	0,3467	0,3649	0,3455	0,4855	0,4737
2000-1500	—	0,0539	—	0,0747	0,0332	0,0435	0,0451	0,0107
1500-1000	0,1493	0,1042	—	0,1120	0,1319	0,0788	0,1183	0,0686
1000-600	0,1687	0,1196	0,0730	0,1276	0,1541	0,1019	0,1209	0,1037
600-400	0,1510	0,1295	0,1206	0,1394	0,1025	0,1000	0,1343	0,1195
400-200	0,1505	0,1387	0,1374	0,1533	0,1342	0,1188	0,1463	0,1415
200-100	0,1440	0,1442	0,1463	0,1672	0,1351	0,1251	0,1474	0,0994
100-50	0,1374	0,1597	0,1528	0,1540	0,5711	0,1220	—	—

Tabelle C.2: spannungsbezogener Kompressions- bzw. Schwellbeiwert  $C_c$  bzw.  $C_s$  [-]

## C.4 Rahmenscherversuche - Anfangsbedingungen der Scherversuchsproben

Teilnehmer	Normalspannung $\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Einbauwasser- gehalt $w_E$ [%]	Proben- höhe $h_0$ [mm]	Probendurchm. bzw. Kantenl. $d$ [mm]	Dichte $\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Trocken- dichte $\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]
Labor_1	500	35,3	20,0	94,4	1,770	1,308
	300	35,3	20,0	94,4	1,770	1,308
	200	35,3	20,0	94,4	1,770	1,308
	500	35,3	20,0	94,4	1,770	1,308
Labor_2	400	40,1	16,0	71,0	–	–
	600	40,0	16,3	71,0	–	–
	1000	38,8	20,0	71,0	–	–
Labor_3	400	41,7	20,0	71,4	1,850	1,306
	600	40,5	20,0	71,4	1,850	1,317
	1000	39,8	20,0	71,4	1,850	1,323
Labor_4	400	34,0	30,1	71,2	1,821	1,345
	600	35,3	30,1	71,2	1,806	1,335
	1000	33,8	30,1	71,2	1,802	1,351
Labor_5	400	40,8	24,9	71,6	1,812	1,296
	600	40,6	24,9	71,6	1,818	1,300
	1000	39,1	24,9	71,6	1,834	1,325
Labor_6-a	400	35,8	20,5	71,2	1,844	1,358
	600	37,6	20,3	71,2	1,841	1,338
	1000	38,8	20,5	71,2	1,824	1,319
Labor_6-b	400	38,1	20,3	69,8	1,788	1,295
	600	38,0	19,8	69,8	1,830	1,326
	1000	36,8	20,5	69,8	1,811	1,324
Labor_7	400	41,0	20,3	60,0	1,830	1,271
	600	41,0	20,3	60,0	1,830	1,277
	800	42,0	20,3	60,0	1,820	1,255
	1000	43,0	20,3	60,0	1,820	1,254

Tabelle C.3: Anfangsbedingungen der Scherversuchsproben

## C.5 Rahmenscherversuche - Maximale und Post-peak-Schubspannungen

## C.6 Rahmenscherversuche - Angaben zu den Geräten

Teilnehmer	Normalspannung $\sigma$	Max. Schubspannung $\tau_{max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Postpeakschubspannung $\tau_{pp}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Labor_1	500	135,5	120,7
	300	93,48	73,4
	200	83,26	65,1
	500	130,5	110,5
Labor_2	400	105,6	101,5
	600	176,5	166,1
	1000	263,9	259,9
Labor_3	400	135,4	95,3
	600	194,0	135,0
	1000	263,7	221,1
Labor_4	400	126,2	89,6
	600	164,4	141,0
	1000	277,0	220,8
Labor_5	400	108,2	79,6
	600	140,0	105,5
	1000	207,4	166,9
Labor_6-a	400	102,2	84,1
	600	141,9	119,6
	1000	238,4	190,7
Labor_6-b	400	124,4	71,3
	600	169,4	85,4
	1000	266,5	171,8
Labor_7	400	108,8	63,5
	600	157,7	116,4
	800	180,1	120,8
	1000	224,3	169,6

Tabelle C.4: Ermittelte Maximale- und Postpeakschubspannungen



Teilnehmer	Form des Scherkastens	Wann Scherspalt eingestellt?	Scherspalt [mm]	exzentrischer Scherspalt?
Labor_1	rund	Einstellung eines definierten Scherspalt		nicht möglich
Labor_2	rund	vor Scherung	0,6	nein
Labor_3	rund	vor Scherung	0,2	nein
Labor_4	rund	vor Scherung	0,6	ja
Labor_5	rund	vor Scherung	0,6	ja
Labor_6-a	rund	vor Scherung	0,6	-
Labor_6-b	rund	Einstellung eines definierten Scherspalt		nicht möglich
Labor_7	eckig	vor Konsolidation	0,05	nein

Tabelle C.5: Gerätespezifische Angaben zu den Versuchsbedingungen

Teilnehmer	fester Scherspalt?	geführte Kopfplatte?
Labor_1	Einstellung eines definierten Scherspalt	nein
Labor_2	ja	ja
Labor_3	ja	ja
Labor_4	nein	ja
Labor_5	ja	ja
Labor_6-a	ja	ja
Labor_6-b	oberer Scherkasten kann sich heben	ja
Labor_7	ja	ja

Tabelle C.6: Gerätespezifische Angaben zu den Versuchsbedingungen



## D Bewertungen der betrachteten Ver- suche

# Übersicht Ton 1

Auftragsnummer: –  
 Bohrung: –  
 Probenr.: –  
 Entn.-Tiefe: –  
 Probenart: aufbereitet

Datum: 01.09.15  
 Bearbeiter: ES

## 1. Indexeigenschaften

### Konsistenzgrenzen

$w_l$	$w_p$	$I_p$	Glühverlust	Aktivität
0,674	0,290	0,384	–	0,53

### Kornfaktoren

Korntyp	Ton	FSchluff	MSchluff	GSchluff	FSand	MSand	GSand	FKies	MKies	GKies
Kornanteil (%)	72,0	17,0	9,0	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

## 2. Scherkennwerte

ermittelte Scherkennwerte:

aus Normierung abgeleitete Scherkennwerte:

$$\varphi = 11,2^\circ$$

$$\varphi = 13,9^\circ$$

$$c = 130,4 \text{ kPa}$$

$$c = 40,5 \text{ kPa}$$

$$\varphi_c = 22^\circ$$

$$\varphi_c = 16,1^\circ$$

## 3. Gesamtbewertung

Kriterium	Teilversuch			Übereinstimmung [%]
	1	2	3	
Anfangszustand	1a Kompressionsk. aus Laborversuch			67
	1b Kompressionsk. aus Korrelationen			67
Festigkeit	2a Peakfestigkeit			67
	2b Endfestigkeit			100
Porenwasserdrücke	3 Spannungsabh. der max. PWD			100
Spannungsnormierung	4a Parameter aus Laborversuchen			100
	4b Parameter aus Korrelation			100
Hyperbelparameter	5a Spannungsabh. von $E_0$			100
	5b Spannungsabh. von $q_{max}$			67
Gesamtwertung				33

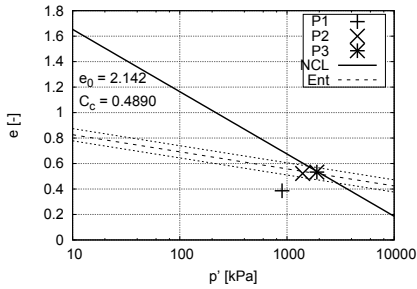
Fehlende Übereinstimmung in einem Kriterium führt zur Abwertung des Teilversuches.

(x –> Kriterium ist erfüllt, o –> Kriterium ist nicht erfüllt)

**Checkliste zur Versuchsauswertung für einzelne Teilproben**

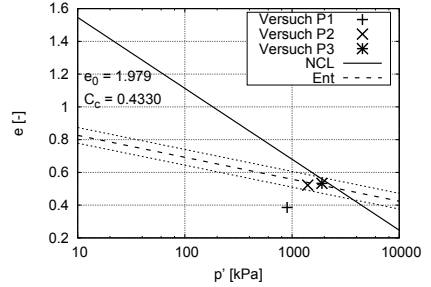
**1. Anfangszustand liegt auf einer Kompressionskurve (10% Bereich)**

**a. NCL aus Versuchsergebnissen**



Bewertung: 67%

**b. NCL aus Korrelationen**



Bewertung: 67%

ja => OK

nein => oberhalb => niedriges  $q_{max}$  zu erwarten  
 unterhalb => höheres  $q_{max}$  zu erwarten

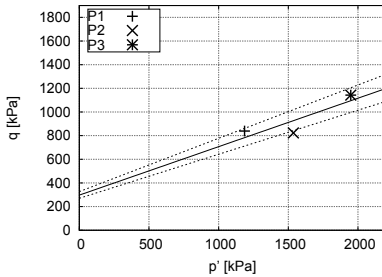
Zustände oberhalb der NCL nicht zulässig, ggf. Definition der NCL überprüfen

**2. Peakfestigkeitszustand, Endfestigkeitszustand**

Liegen die Ergebnisse in dem markierten Bereich?

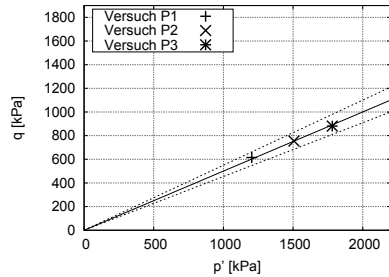
- 10% Abweichungen bei  $q$  noch akzeptabel

**a. Peak-Festigkeit**



Bewertung: 67%

**b. End-Festigkeit**



Bewertung: 100%

$$q = M \cdot p' + b$$

$$q_1 = \eta \cdot q$$

$$q_2 = \eta/q$$

$$\eta = 1.10$$

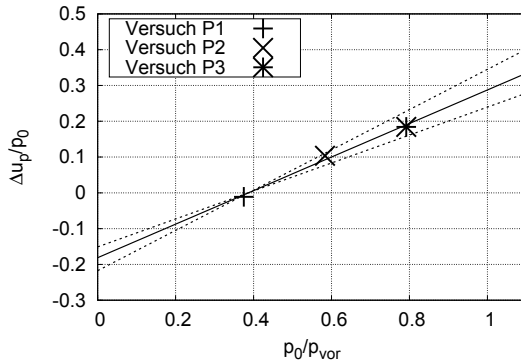
$$q = M \cdot p'$$

$$q_1 = \eta \cdot q$$

$$q_2 = \eta/q$$

$$\eta = 1.10$$

### 3. Porenwasserdrücke

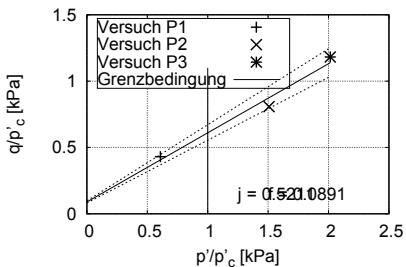


Bewertung: 100%

- Bandbreite +/- 20%

### 4. Normierung mit kritischer Spannung

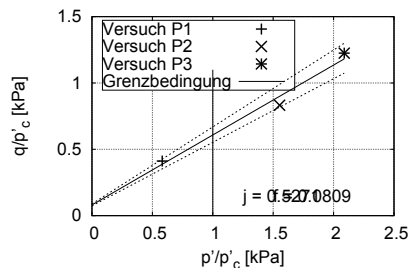
a. mit Parametern aus Versuchsergebnissen



Bewertung: 100%

10% Abweichung bei  $q/p_c$

b. mit Parametern aus Korrelationen

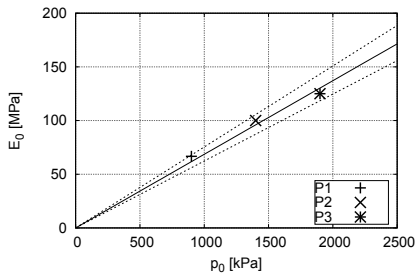


Bewertung: 100%

10% Abweichung bei  $q/p_c$

## 5. Abgeleitet aus Hyperbelparametern

### a. Anfangssteifigkeit

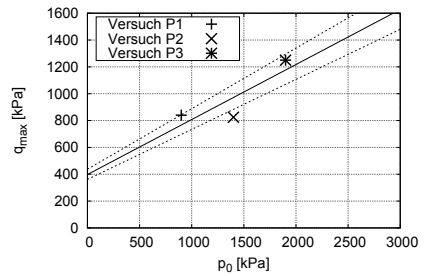


Bewertung: 100%

Ansteigen über Spannung:

$$E_{0,i-1} \leq E_{0,i} \leq E_{0,i+1}$$

### b. maximale Deviatorspannung



Bewertung: 67%

Ansteigen über Spannung:

$$q_{max,i-1} \leq q_{max,i} \leq q_{max,i+1}$$

$$q = M \cdot p' + b$$

$$q_1 = \eta \cdot q$$

$$q_2 = \eta / q$$

$$\eta = 1.10$$

# Übersicht Schluff 1 Rahmenscherversuch

Auftragsnummer: Schluff  
 Bohrung: -  
 Probenr.: -  
 Entn.-Tiefe: -  
 Probenart: aufbereitet

Datum: 26.11.15  
 Bearbeiter: ES

## 1. Indexeigenschaften

### Konsistenzgrenzen

$w_L$	$w_p$	$I_p$	Glühverlust	Aktivität
0,332	0,194	0,138	0,02	0,72

### Kornfaktoren

Korntyp	Ton	FSchluff	MSchluff	GSchluff	FSand	MSand	GSand	FKies	MKies	GKies
<b>Kornanteil (%)</b>	19,0	9,0	25,0	33,0	9,0	3,0	2,0	0,0	0,0	0,0

## 2. Scherkennwerte

ermittelte Scherkennwerte:

$$\varphi = 31^\circ$$

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$\varphi_c = 31^\circ$$

aus Normierung abgeleitete Scherkennwerte:

$$\varphi = -$$

$$c = -$$

$$\varphi_c = -$$

## 3. Gesamtbewertung

Kriterium	Teilversuch			Übereinstimmung [%]			
	1	2	3				
Anfangszustand	1a Kompressionsk. aus Laborversuch	x	x	x	100		
	1b Kompressionsk. aus Korrelationen	o	o	o	0		
Festigkeit	2a Peakfestigkeit	x	x	x	100		
	2b Endfestigkeit	x	x	x	100		
Spannungsverhältnis	3 Spannungsabh. von $\tau/\sigma'$	x	x	x	100		
Spannungsnormierung	4a Parameter aus Laborversuchen	o	o	o	0		
	4b Parameter aus Korrelation	x	x	x	100		
Volum. Verhalten	5 Spannungsabh. von $\Delta h/\Delta s$	x	x	x	100		
Gesamtbewertung				x	x	x	100

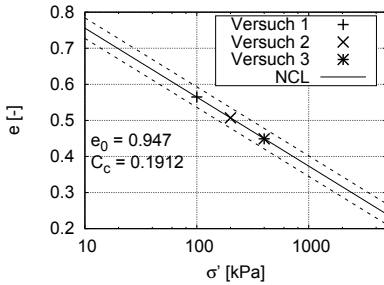
Fehlende Übereinstimmung in einem Kriterium führt zur Abwertung des Teilversuches.



**Checkliste zur Versuchsauswertung für einzelne Teilproben**

**1. Anfangszustand liegt auf einer Kompressionskurve (10% Bereich)**

**a. NCL aus Versuchsergebnissen**



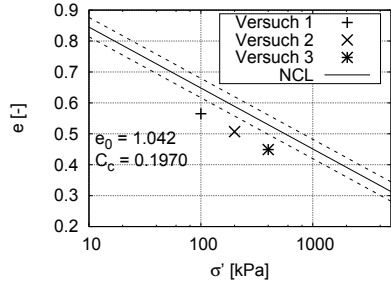
Bewertung: 100%

ja => OK

nein => oberhalb => niedriges  $\tau_{max}$  zu erwarten  
 unterhalb => höheres  $\tau_{max}$  zu erwarten

Zustände oberhalb der NCL nicht zulässig, ggf. Definition der NCL überprüfen

**b. NCL aus Korrelationen**



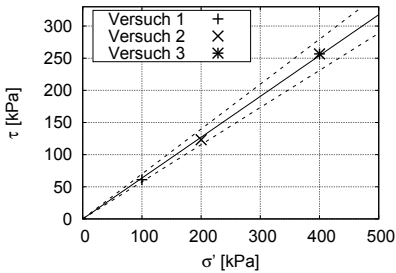
Bewertung: 0%

**2. Peakfestigkeitszustand, Endfestigkeitszustand**

Liegen die Ergebnisse in dem markierten Bereich?

- 10% Abweichungen bei  $\tau$  noch akzeptabel

**a. Peak-Festigkeit**



Bewertung: 100%

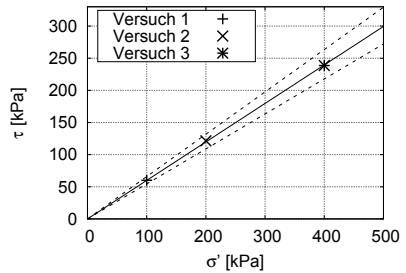
$$\tau = \phi \cdot \sigma' + c$$

$$\tau_1 = \eta \cdot \tau$$

$$\tau_2 = \eta / \tau$$

$$\eta = 1.10$$

**b. End-Festigkeit**



Bewertung: 100%

$$\tau_{End} = \phi_{End} \cdot \sigma'$$

$$\tau_1 = \eta \cdot \tau_{End}$$

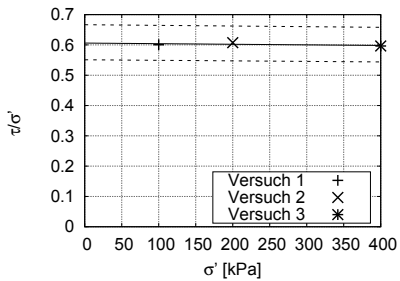
$$\tau_2 = \eta / \tau_{End}$$

$$\eta = 1.10$$

### 3. Spannungsverhältnis

- 10% Abweichungen bei  $\tau/\sigma$  noch akzeptabel

#### a. Peak-Festigkeit



Bewertung: 100%

$$\left(\frac{\tau}{\sigma}\right) = a \cdot \sigma' + b$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_1 = \eta \cdot \frac{\tau}{\sigma}$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_2 = \frac{1}{\eta} \cdot \frac{\tau}{\sigma}$$

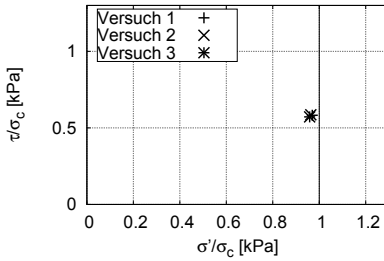
$$\eta = 1.10$$

Abfallen über Spannung:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_{i-1} \leq \left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_i \leq \left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_{i+1}$$

4. Normierung mit Spannung im kritischen Zustand

a. mit Parametern aus Versuchsergebnissen



Bewertung: 100%

10% Abweichung bei  $\frac{\tau}{\sigma_c}$

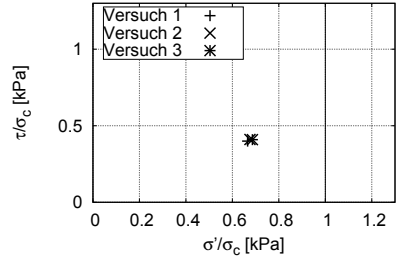
$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right) = a \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_c}\right) + b$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)_1 = \eta \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)_2 = \frac{1}{\eta} \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$$

$$\eta = 1.10$$

b. mit Parametern aus Korrelationen



Bewertung: 0%

10% Abweichung bei  $\frac{\tau}{\sigma_c}$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right) = a \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_c}\right) + b$$

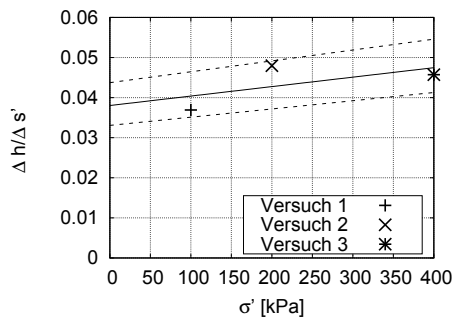
$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)_1 = \eta \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)_2 = \frac{1}{\eta} \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)$$

$$\eta = 1.10$$

5. Volumetrisches Verhalten

- Beurteilung der maximalen Gradiente  $\left(\frac{\Delta h}{\Delta s}\right)_{max}$  in Abhängigkeit der Spannung
- 10% Abweichungen noch akzeptabel



Bewertung: 100%

Abfallen über Spannung:

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta s'}\right)_{max,i-1} \geq \left(\frac{\Delta h}{\Delta s'}\right)_{max,i} \geq \left(\frac{\Delta h}{\Delta s'}\right)_{max,i+1}$$

# Übersicht Schluff 1 Triaxialversuch

Auftragsnummer: –  
 Bohrung: –  
 Probennr.: –  
 Entn.-Tiefe: –  
 Probenart: aufbereitet

Datum: 01.09.15  
 Bearbeiter: ES

## 1. Indexeigenschaften

### Konsistenzgrenzen

$w_l$	$w_p$	$I_p$	Glühverlust	Aktivität
0,332	0,194	0,138	0,02	0,72

### Kornfaktoren

Korntyp	Ton	FSchluff	MSchluff	GSchluff	FSand	MSand	GSand	FKies	MKies	GKies
Kornanteil (%)	19,0	9,0	25,0	33,0	9,0	3,0	2,0	0,0	0,0	0,0

## 2. Scherkennwerte

ermittelte Scherkennwerte:

aus Normierung abgeleitete Scherkennwerte:

$$\varphi = 35^\circ$$

$$\varphi = -$$

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$c = -$$

$$\varphi_c = 35^\circ$$

$$\varphi_c = -$$

## 3. Gesamtbewertung

Kriterium	Teilversuch				Übereinstimmung [%]
	1	2	3	4	
Anfangszustand	1a Kompressionsk. aus Laborversuch				100
	1b Kompressionsk. aus Korrelationen				100
Festigkeit	2a Peakfestigkeit				100
	2b Endfestigkeit				100
Porenwasserdrücke	3 Spannungsabh. der max. PWD				100
Spannungsnormierung	4a Parameter aus Laborversuchen				100
	4b Parameter aus Korrelation				100
Hyperbelparameter	5a Spannungsabh. von $E_0$				75
	5b Spannungsabh. von $q_{max}$				25
Gesamtwertung					100

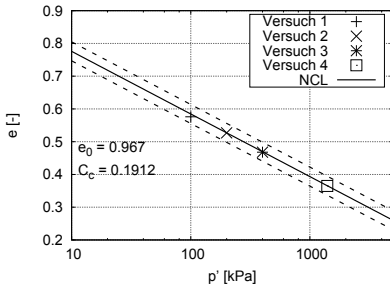
Fehlende Übereinstimmung in einem Kriterium führt zur Abwertung des Teilversuches.

(x –> Kriterium ist erfüllt, o –> Kriterium ist nicht erfüllt)

**Checkliste zur Versuchsauswertung für einzelne Teilproben**

**1. Anfangszustand liegt auf einer Kompressionskurve (10% Bereich)**

**a. NCL aus Versuchsergebnissen**



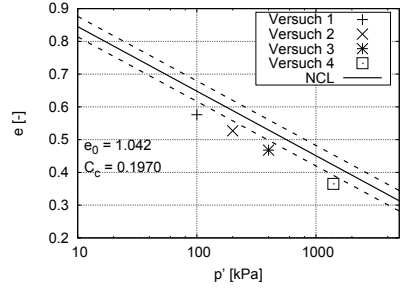
Bewertung: 100%

ja => OK

nein => oberhalb => niedriges  $q_{max}$  zu erwarten  
 unterhalb => höheres  $q_{max}$  zu erwarten

Zustände oberhalb der NCL nicht zulässig, ggf. Definition der NCL überprüfen

**b. NCL aus Korrelationen**



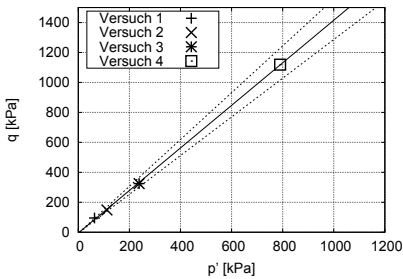
Bewertung: 0%

**2. Peakfestigkeitszustand, Endfestigkeitszustand**

Liegen die Ergebnisse in dem markierten Bereich?

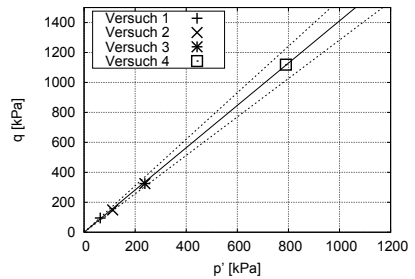
- 10% Abweichungen bei  $q$  noch akzeptabel

**a. Peak-Festigkeit**



Bewertung: 100%

**b. End-Festigkeit**



Bewertung: 100%

$$q = M \cdot p' + b$$

$$q_1 = \eta \cdot q$$

$$q_2 = \eta / q$$

$$\eta = 1.10$$

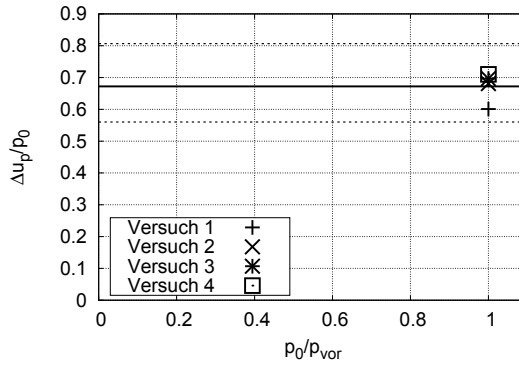
$$q = M \cdot p'$$

$$q_1 = \eta \cdot q$$

$$q_2 = \eta / q$$

$$\eta = 1.10$$

### 3. Porenwasserdrücke

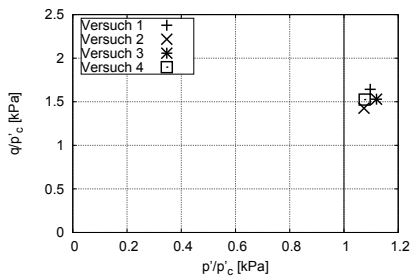


Bewertung: 100%

- Bandbreite +/- 20%

### 4. Normierung mit kritischer Spannung

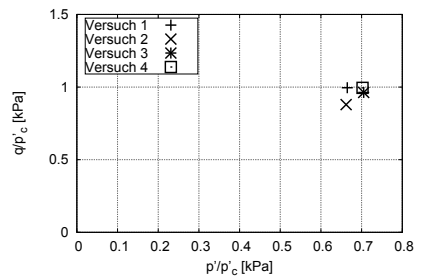
a. mit Parametern aus Versuchsergebnissen



Bewertung: 100%

10% Abweichung bei  $q/M * p_e$

b. mit Parametern aus Korrelationen

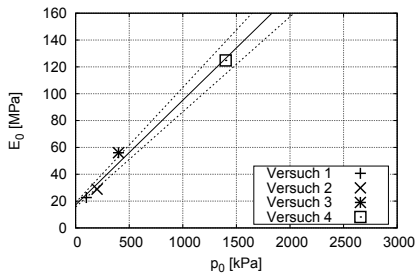


Bewertung: 0%

10% Abweichung bei  $q/M * p_e$

## 5. Abgeleitet aus Hyperbelparametern

### a. Anfangssteifigkeit

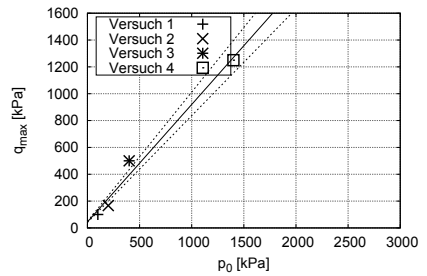


Bewertung: 75%

Ansteigen über Spannung:

$$E_{0,i-1} \leq E_{0,i} \leq E_{0,i+1}$$

### b. maximale Deviatorspannung



Bewertung: 25%

Ansteigen über Spannung:

$$q_{max,i-1} \leq q_{max,i} \leq q_{max,i+1}$$

$$q = M \cdot p' + b$$

$$q_1 = \eta \cdot q$$

$$q_2 = \eta / q$$

$$\eta = 1.10$$

## Übersicht Ton 2

Auftragsnummer: –  
 Bohrung: –  
 Probennr.: –  
 Entn.-Tiefe: –  
 Probenart: aufbereitet

Datum: 01.09.15  
 Bearbeiter: ES

### 1. Indexeigenschaften

#### Konsistenzgrenzen

$w_l$	$w_p$	$I_p$	Glühverlust	Aktivität
0,614	0,255	0,359	–	0,40

#### Kornfaktoren

Korntyp	Ton	FSchluff	MSchluff	GSchluff	FSand	MSand	GSand	FKies	MKies	GKies
Kornanteil (%)	88,0	6,0	4,0	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

### 2. Scherkennwerte

ermittelte Scherkennwerte:

aus Normierung abgeleitete Scherkennwerte:

$$\varphi = 13,5^\circ$$

$$\varphi = -$$

$$c = 54,1 \text{ kPa}$$

$$c = -$$

$$\varphi_c = -$$

$$\varphi_c = -$$

### 3. Gesamtbewertung

Kriterium	Teilversuch					Übereinstimmung [%]
	1	2	3	4	4	
Anfangszustand	1a Kompressionsk. aus Laborversuch					100
	(1b Kompressionsk. aus Korrelationen)					60)
Festigkeit	2a Peakfestigkeit					100
	2b Endfestigkeit					40
Porenwasserdrücke	3 Spannungsabh. der max. PWD					100
Spannungsnormierung	4a Parameter aus Laborversuchen					40
	(4b Parameter aus Korrelation					0 )
Hyperbelparameter	5a Spannungsabh. von $E_0$					0
	5b Spannungsabh. von $q_{max}$					80
Gesamtwertung						60

Fehlende Übereinstimmung in einem Kriterium führt zur Abwertung des Teilversuches.

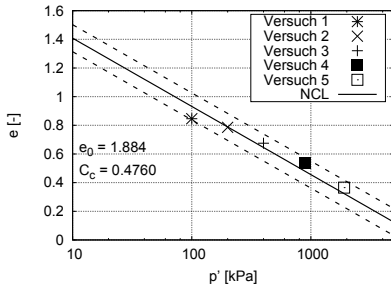
(x –> Kriterium ist erfüllt, o –> Kriterium ist nicht erfüllt)



**Checkliste zur Versuchsauswertung für einzelne Teilproben**

**1. Anfangszustand liegt auf einer Kompressionskurve (10% Bereich)**

**a. NCL aus Versuchsergebnissen**



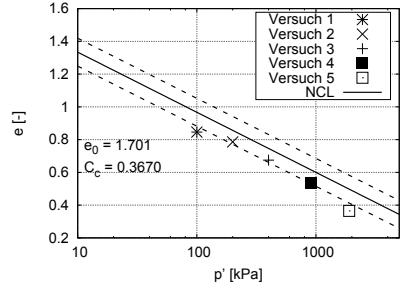
Bewertung: 100%

ja => OK

nein => oberhalb => niedriges  $q_{max}$  zu erwarten  
 unterhalb => höheres  $q_{max}$  zu erwarten

Zustände oberhalb der NCL nicht zulässig, ggf. Definition der NCL überprüfen

**b. NCL aus Korrelationen**



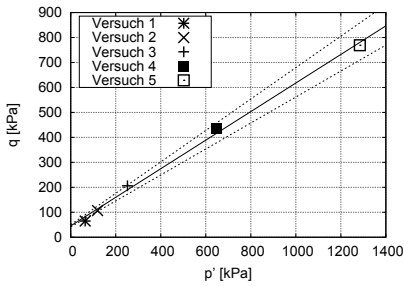
Bewertung: 60%

**2. Peakfestigkeitszustand, Endfestigkeitszustand**

Liegen die Ergebnisse in dem markierten Bereich?

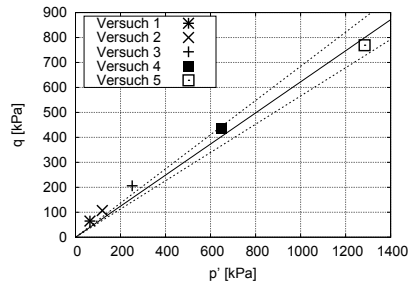
- 10% Abweichungen bei  $q$  noch akzeptabel

**a. Peak-Festigkeit**



Bewertung: 100%

**b. End-Festigkeit**



Bewertung: 40%

$$q = M \cdot p' + b$$

$$q_1 = \eta \cdot q$$

$$q_2 = \eta/q$$

$$\eta = 1.10$$

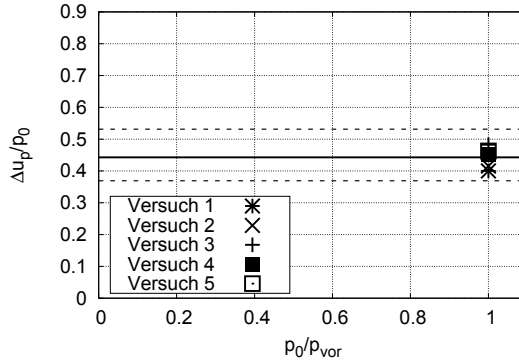
$$q = M \cdot p'$$

$$q_1 = \eta \cdot q$$

$$q_2 = \eta/q$$

$$\eta = 1.10$$

### 3. Porenwasserdrücke

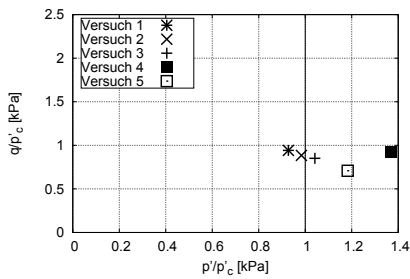


Bewertung: 100%

- Bandbreite +/- 20%

### 4. Normierung mit kritischer Spannung

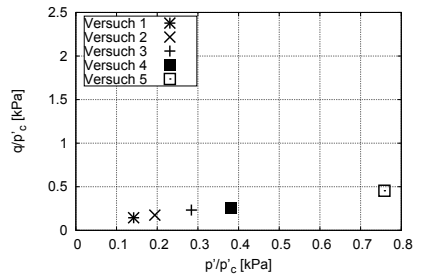
a. mit Parametern aus Versuchsergebnissen



Bewertung: 40%

10% Abweichung bei  $q/p_c$

b. mit Parametern aus Korrelationen

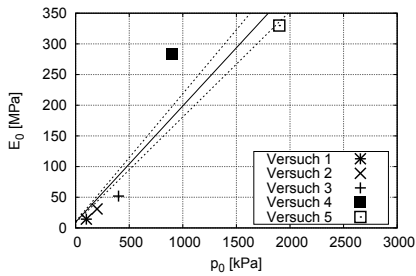


Bewertung: 0%

10% Abweichung bei  $q/p_c$

## 5. Abgeleitet aus Hyperbelparametern

### a. Anfangssteifigkeit

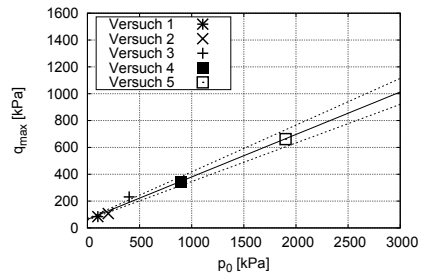


Bewertung: 0%

Ansteigen über Spannung:

$$E_{0,i-1} \leq E_{0,i} \leq E_{0,i+1}$$

### b. maximale Deviatorspannung



Bewertung: 80%

Ansteigen über Spannung:

$$q_{max,i-1} \leq q_{max,i} \leq q_{max,i+1}$$

$$q = M \cdot p' + b$$

$$q_1 = \eta \cdot q$$

$$q_2 = \eta / q$$

$$\eta = 1.10$$



# Symbolverzeichnis

Einige Symbole werden für mehrere Variablen verwendet. Es sollten keine Verwechslungen auftreten, da diese in unterschiedlichen Kontexten vorkommen.

Symbol	Bedeutung
$C_c$	Kompressionsbeiwert für Erstbelastung im $e$ -log $\sigma'$ -Raum
$C_s$	Kompressionsbeiwert für Ent- und Wiederbelastung im $e$ -log $\sigma'$ -Raum
$CF$	Tonanteil (Clay Fraction)
$E$	Elastizitätsmodul
$E_s$	Steifemodul bei behinderter Seitendehnung $\varepsilon_h = 0$
$E_{s0}$	Referenzsteifigkeit der Ohde-Gleichung
$E_0$	Anfangssteifemodul bei Scherungsbeginn
$I_c$	Konsistenzzahl
$I_p$	Plastizitätszahl
$I_L$	Liquiditätszahl
$K_0$	Erdruhrdruckbeiwert, Spannungsverhältnis $\sigma_h/\sigma_v$
$M$	Neigung der Critical State Line im $q$ - $p'$ -Diagramm
$M_p$	Neigung der Spannungsgrenzbedingung im Peakzustand im $q$ - $p'$ -Diagramm
$OCR$	Überkonsolidierungsgrad
$PWD$	Porenwasserdruck
$S_r$	Sättigungsgrad
$V$	Volumen
$a$	Parameter der Hyperbelgleichung
$b$	Parameter der Hyperbelgleichung
$b'$	Parameter der Spannungsgrenzbedingung im $((\sigma_1 - \sigma_3)/2)$ - $((\sigma'_1 + \sigma'_3)/2)$ -Diagramm
$c$	Parameter der Spannungsgrenzbedingung im $q/(Mp_e)$ - $p'/p_e$ -Diagramm

Symbol	Bedeutung
$c'$	Kohäsion (effektiver Scherparameter)
$c_u$	undrainierte Scherfestigkeit
$d$	Parameter der Spannungsgrenzbedingung im $q/(Mp_e)-p'/p_e$ -Diagramm
$e$	Porenzahl
$e_{Ausbau}$	Porenzahl bei Ausbau der Probe aus dem Versuchsgerät
$e_c$	kritische Porenzahl
$e_l$	Porenzahl an der Fließgrenze $w_l$
$e_p$	Porenzahl an der Ausrollgrenze $w_p$
$e_{c0}$	kritische Porenzahl bei $p' = 1$ kPa
$e_{Einbau}$	Porenzahl bei Einbau der Probe in das Versuchsgerät
$e_{init}$	Porenzahl bei Belastungsbeginn
$e_0$	Porenzahl bei $\sigma'_v = 1$ kPa für Erstbelastung
$e_0^*$	Porenzahl bei $\sigma'_v = 1$ kPa für Ent- und Wiederbelastung
$e_{0p}$	Porenzahl bei $p' = 1$ kPa
$e_\Gamma$	Referenzporenzahl der Critical State Line bei $p' = 1$ kPa
$e_{NCL}$	Porenzahl auf der Normal Consolidation Line
$f$	Parameter der Spannungsgrenzbedingung im $q/p_c-p'/p_c$ -Diagramm
$g$	Erdbeschleunigung
$h$	Probenhöhe
$h_0$	Probenhöhe zu Versuchsbeginn
$j$	Parameter der Spannungsgrenzbedingung im $q/p_c-p'/p_c$ -Diagramm
$m$	Masse
$p'$	mittlere effektive Spannung
$p_e$	äquivalente Spannung
$p_c$	mittlere effektive Spannung im kritischen Zustand
$q$	Deviatorspannung
$q_{max}$	maximale Deviatorspannung im Verlauf der Scherung
$q_b$	Deviatorspannung zur Berechnung der Kohäsion aus der $p_c$ normierten Ansicht
$q_c$	Deviatorspannung zur Berechnung der Kohäsion aus der $p_c$ normierten Ansicht
$q_0$	Parameter der Spannungsgrenzbedingung im Peakzustand im $q-p'$ -Diagramm
$s$	Scherweg im Rahmenscherversuch
$u$	Porenwasserdruck
$w$	Wassergehalt
$w_l$	Wassergehalt an der Fließgrenze
$w_p$	Wassergehalt an der Ausrollgrenze

Symbol	Bedeutung
$\alpha$	Winkel der Gleitfläche im Triaxialversuch
$\alpha'$	Winkel der Spannungsgrenzbedingung im $((\sigma_1 - \sigma_3)/2)-((\sigma'_1 + \sigma'_3)/2)$ -Diagramm
$\alpha_{theo}$	theoretischer Winkel der Gleitfläche im Triaxialversuch nach dem Mohr'schen Spannungskreis
$\gamma$	Bodenwichte
$\gamma'$	Bodenwichte unter Auftrieb
$\gamma_s$	Kornwichte
$\gamma_w$	Wichte des Wassers
$\varepsilon_i$	( $i=1,2,3$ ) Hauptdehnungskomponente
$\varepsilon_h$	horizontale Dehnung eines Bodenelementes
$\varepsilon_v$	volumetrische Dehnung eines Bodenelementes
$\varepsilon_v$	vertikale Dehnung eines Bodenelementes
$\kappa$	Kompressionsbeiwert für Erstbelastung im $e$ - $\ln \sigma'$ -Raum
$\lambda$	Kompressionsbeiwert für Ent- und Wiederbelastung im $e$ - $\ln \sigma'$ -Raum
$\rho$	Dichte
$\rho_d$	Trockendichte
$\rho_f$	Feuchtdichte
$\rho_s$	Korndichte
$\sigma$	Normalspannung
$\sigma_0$	Referenzspannung der Ohde-Gleichung
$\sigma_c$	Normalspannung im kritischen Zustand
$\sigma'_h$	effektive Horizontalspannung
$\sigma_i$	( $i=1, 2, 3$ ) Hauptspannungskomponente
$\sigma'_v$	effektive Vertikalspannung
$\sigma'_{v0}$	Referenzspannung zur Porenzahldefinition
$\sigma_{vor}$	Vorbelastungsspannung
$\tau$	Schubspannung
$\tau_f$	Schubspannung auf der Gleitfläche im Triaxialversuch
$\tau_{max}$	maximale Schubspannung im Verlauf einer Scherung
$\tau_{end}$	asymptotischer Wert der Schubspannung
$\varphi'$	Reibungswinkel (effektiver Scherparameter)
$\varphi_c$	kritischer Reibungswinkel
$\varphi'_p$	Peakreibungswinkel
$\varphi^*$	Gesamtreibungswinkel

Symbol	Bedeutung
$\varphi_r$	Restreibungswinkel
$\varphi_{end}$	Reibungswinkel definiert aus $\tau_{end}$
$\nu$	Parameter der Ohde-Gleichung
$\omega$	Parameter der Ohde-Gleichung



## Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke

- |         |                       |      |  |
|---------|-----------------------|------|--|
| Heft 1  | Franke, D.<br>(Hrsg.) | 1992 | Das Institut für Geotechnik an der TU Dresden<br>+ Die Veröffentlichungen Johann Ohdes   |
| Heft 2  | Franke, D.<br>(Hrsg.) | 1995 | OHDE-Kolloquium 1993   |
| Heft 3  | Franke, D.<br>(Hrsg.) | 1995 | Festschrift zum 60. Geburtstag von<br>Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke  |
| Heft 4  | Franke, D.<br>(Hrsg.) | 1997 | OHDE-Kolloquium 1997   |
| Heft 5  | Engel, J.             | 1998 | Entwicklung von Datenstrukturen<br>für bodenmechanische Anwendungen  |
| Heft 6  | Vogt, L.              | 1998 | Untersuchungen zum Tragverhalten und<br>zur Verbesserung der Standsicherheit<br>von Stützmauern                                      |
| Heft 7  | al Diban, I.          | 2000 | Das Tragverhalten horizontal belasteter, in<br>nichtbindigem Boden eingespannter starrer<br>Träger, in ebenem und geböschtem Gelände |
| Heft 8  | Winkler, A.           | 2001 | Ermittlung des Erddrucks im Bruchzustand bei<br>Drehung einer Wand um den Kopfpunkt  |
| Heft 9  | Franke, D.<br>(Hrsg.) | 2001 | OHDE-Kolloquium 2001   |
| Heft 10 | Engel, J.             | 2002 | Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für<br>bodenmechanische Nachweise  |
| Heft 11 | Neuberg, C.           | 2002 | Ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen<br>passiven Erddrucks vor parallel verschobenen<br>Trägern                               |

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle

- |         |                      |      |   |
|---------|----------------------|------|---|
| Heft 12 | Bartl, U.            | 2004 | Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden  |
| Heft 13 | Arnold, M.           | 2004 | Zur Berechnung des Erd- und Auflastdrucks auf Winkelstützwände im Gebrauchszustand                        |
| Heft 14 | Al-Akel, S.          | 2005 | Beitrag zur Berechnung von eingespannten starren Stützkonstruktionen in kohäsionslosem Boden              |
| Heft 15 | Herle, I.<br>(Hrsg.) | 2005 | OHDE-Kolloquium 2005  |
| Heft 16 | Herle, I.<br>(Hrsg.) | 2009 | OHDE-Kolloquium 2009  |
| Heft 17 | Wegener, D.          | 2013 | Ermittlung bleibender Bodenverformungen infolge dynamischer Belastung mittels numerischer Verfahren       |
| Heft 18 | Gajári, G.           | 2013 | Modellierung bleibender Verformungen des Asphalts mit einem hypoplastischen Stoffmodell der Bodenmechanik |
| Heft 19 | Herle, I.<br>(Hrsg.) | 2014 | OHDE-Kolloquium 2014  |
| Heft 20 | Shi, X.              | 2016 | Verformungsverhalten von Kippenböden mit Multiporosität   |
| Heft 21 | Nitzsche, K.         | 2016 | Verschiebungsmuster in Böschungen während Aushubvorgängen   |
| Heft 22 | Hleibieh, J.         | 2017 | Anwendung der Hypoplastizität bei numerischen Berechnungen von bodendynamischen Problemen                 |
| Heft 23 | Schwiteilo, E.       | 2018 | Bestimmung bodenmechanischer Parameter nach fortgeschrittenen Methoden                                    |