

---

# Bewertung von Scherversuchen aus Vergleichsuntersuchungen an feinkörnigem Boden

**Erik Schwiteilo, Ivo Herle**

*Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden*

---

*Es werden Ergebnisse von Rahmenscherversuchen vorgestellt, bei welchen das gleiche Probenmaterial in unterschiedlichen Laboren untersucht wurde. Um möglichst homogenes Material für diese Untersuchung zu erhalten, wurden die Proben aus einem tonigem Boden aufbereitet und vorkonsolidiert. Die Handhabung des Probenmaterials sowie die Durchführung der Versuche wurden jedem Labor in einer detaillierten Beschreibung mitgeteilt. Die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Scherkennwerte  $\phi'$  und  $c'$  streuten in einem relativ breiten Bereich. Aus diesem Grund werden die einzelnen Teilversuche anhand eines Bewertungsschemas analysiert und auf Plausibilität untersucht. Dazu wird u.a. der Bodenzustand in die Bewertung einbezogen. Für die Bewertung werden die Ergebnisse in Bezug zu Referenzzuständen ausgewertet. Des Weiteren wird auch eine Spannungsnormierung genutzt, um Einflüsse aus einem variierenden Anfangszustand zu minimieren.*

## **1 Einleitung**

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 vom Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden eine Vergleichsuntersuchung in sieben unterschiedlichen Laboren veranstaltet. Für den Vergleich wurden Ödometer- und Rahmenscherversuche festgelegt, da diese Versuche direkt die mechanischen Eigenschaften der untersuchten Böden liefern. Die Durchführung der Versuche wurde in einer detaillierten Beschreibung der einzelnen Versuchsschritte definiert. Die Ergebnisse dieser Vergleichsuntersuchung sind in [SH17] detailliert veröffentlicht. Die vorliegende Veröffentlichung konzentriert sich hauptsächlich auf die durchgeführten Rahmenscherversuche.

Für die Vergleichsuntersuchung wurde jedem teilnehmenden 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 ausgestochen.

Wie sich gezeigt hat, schwanken die von den Teilnehmern bestimmten Scherkennwerte  $\varphi'$  und  $c'$  relativ stark. Aus diesem Grund wird im Folgenden versucht, über das in [Sch18] beschriebene Bewertungsschema für Scherversuche eine Ursache dieser Schwankungen zu identifizieren. Ziel ist, das charakteristische Bodenverhalten von abnormalen Effekten, wie z.B. Einflüssen aus der Probenvorbereitung oder des Versuchsgerätes, zu unterscheiden. Dabei wird gezeigt, wie die Betrachtung von asymptotischen Zuständen die Interpretation der Ergebnisse vereinfacht. Es werden die asymptotischen Zustände der „Critical States Soil Mechanics“ verwendet. Im einfachsten Fall ist der Zustand im Boden eine Momentaufnahme der aktuell auf ein Bodenelement wirkenden effektiven Spannungen sowie der Dichte. In der Theorie werden vor allem zustandsunabhängige Parameter, wie der kritischer Reibungswinkel ( $\varphi_c$ ) oder der Kompressions- bzw. Schwellbeiwert ( $C_c$ ,  $C_s$ ), verwendet.

## 2 Probenmaterial und Probenherstellung

Für die Vergleichsversuche wurde ein natürlicher feinkörniger Boden verwendet. Um eine Vergleichbarkeit des Probenmaterials zu gewährleisten, wurden die Korngrößenverteilung nach DIN 18123 sowie die Konsistenzgrenzen nach DIN 18122-1 im Labor der Technischen Universität Dresden, vor dem verschicken von allen Proben, bestimmt. Wie in Abbildung 1 zu sehen, liegt der Anteil an Ton bei etwas über 70%.

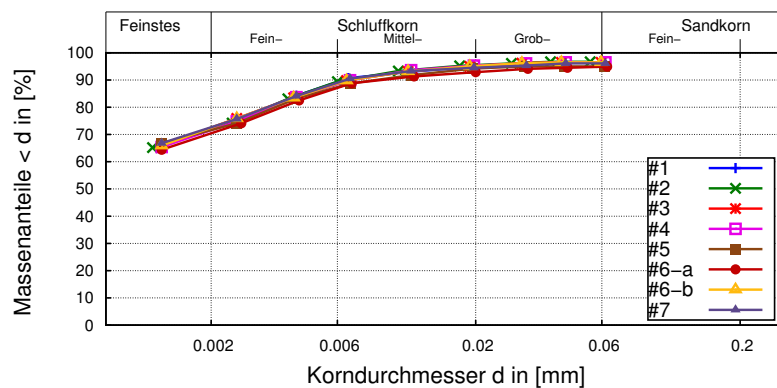


Abbildung 1: Korngrößenverteilungen der Proben

Wie in Abbildung 2 zu erkennen liegen alle klassifizierten Proben im Bereich eines

ausgeprägt plastischen Tones. Die mittlere Plastizität liegt bei 39,6%. Die Plastizität der Proben für Labor\_5 und Labor\_6-b liegt etwas höher als bei den anderen Proben.

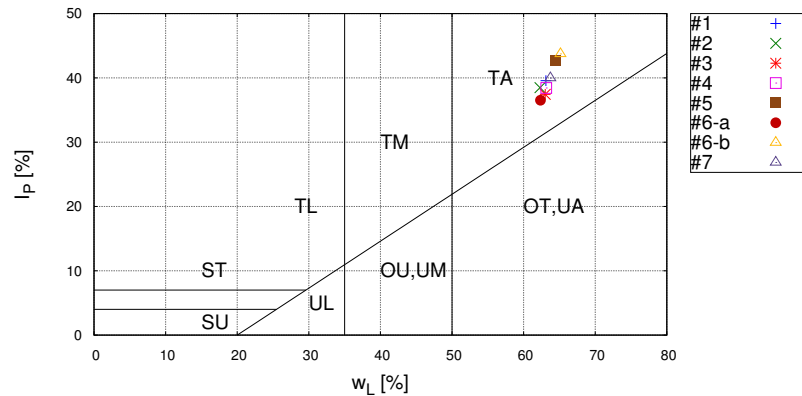


Abbildung 2: Plastizitätsdiagramm der Proben

Die in Bild 2 erkenntlichen Streuungen sind vor allem 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 auf eine leichte Variation der mineralogischen Eigenschaften zwischen den einzelnen Proben hindeuten. Aus dem Verhältnis von  $I_P$ /Tonanteil [SH53] ergibt sich eine Aktivitätszahl, welche einem Kaolinit entspricht.

Für die Herstellung der Probekörper wurde der feinkörnige Boden mit Wasser unter Vakuum vermischt, bis eine Suspension entstand. Das resultierende Verhältnis des Wassergehaltes zum Wassergehalt an der Fließgrenze  $w/w_L$  war größer als 2,0. Für die Aufbereitung wurde entionisiertes Wasser verwendet. Die Suspension wurde in einer Röhre mit einer Auflast von etwa 250 kPa stufenweise konsolidiert, um eine standfeste Probe zu erhalten. Die Entwässerung während der Konsolidation erfolgte in radialer Richtung über ein permeables Rohr. Durch die Entwässerung in horizontaler Richtung konnte, auf Grund des kürzeren Konsolidationsweges, die benötigte Konsolidationszeit auf etwa drei Wochen verkürzt werden. Die Proben wurden in zwei Chargen hergestellt, wobei die Belastungs- und Konsolidationszeiten der jeweiligen Chargen identisch waren.

### 3 Grundlagen der Bewertung - Definition von Referenzzuständen

Die Grundlage der Bewertung bildet der Vergleich zu Referenzzuständen. Diese Referenzzustände, wie der normalkonsolidierte Zustand oder der kritische Zustand, basieren auf dem Konzept der kritischen Zustände. Die grundlegende Herangehensweise wurde bereits in [SH16] vorgestellt. Sie soll hier verwendet werden, um einen Einfluss der großen Schwankungen bei den ermittelten Scherkennwerten  $\varphi'$  und  $c'$  zu identifizieren.

Grundlegend erfolgt eine Kombination der Auswertung von Kompressions- und Scherereigenschaften. 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. Es erfolgt eine Bewertung jedes Einzelversuches innerhalb einer Scherversuchs-Serie. Voraussetzung ist die Kenntnis der Kompressionseigenschaften des untersuchten Bodens.

Da hier Rahmenscherversuche betrachtet werden, erfolgt die Bestimmung der Referenzzustände über die effektive Vertikalspannung  $\sigma'$ . Üblicherweise werden diese über die mittlere effektive Spannung  $p'$  definiert.

#### 3.1 Normalkonsolidierter Zustand

Ein Referenzzustand ist der normalkonsolidierte Zustand. Normalkonsolidiert bedeutet, dass das Bodenelement, welches eine Zunahme der effektiven Spannung  $\sigma'$  erfährt, diese noch nie zuvor erfahren hatte. Charakteristisch für diesen Zustand ist das Kompressionsverhalten. Für feinkörnige Böden verläuft die Kompressionsgerade im normalkonsolidierten Zustand im  $e$ - $\log \sigma'$ -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

$$e = e_0 - C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'}{1 \text{ kPa}} \right) \quad (1)$$

abgebildet werden. Wenn der Zustand (Porenzahl und Spannung) eines Bodenelementes auf der NCL-Geraden liegt, ist das Bodenelement normalkonsolidiert. Befindet sich der Zustand unterhalb der Referenzgeraden, ist der Boden überkonsolidiert (siehe Abb. 3). Im überkonsolidierten Bereich folgt die Kompressionskurve eines Bodenelements im  $e$ - $\log \sigma'$ -Diagramm i.d.R. einer Geraden mit der konstanten Neigung  $C_s$ .

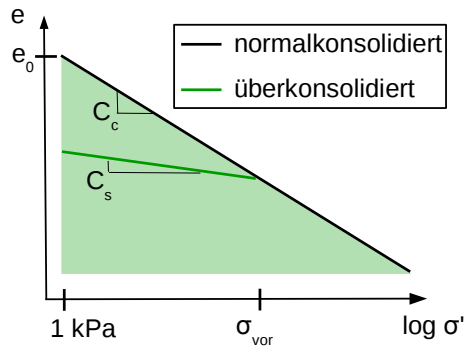


Abbildung 3: Skizze zur Definition der Normalkonsolidations-Linie (NCL)

### 3.2 Kritischer Zustand

Der kritische Zustand (CSL) bildet den zweiten in der Bewertung genutzten Referenzzustand. Das Konzept des kritischen Zustandes ist in [SW68] und [Woo90] beschrieben. Es berücksichtigt den Einfluss des Spannungszustandes und der Dichte des Bodens auf das Bodenverhalten. Bei diesem Konzept wird davon ausgegangen, dass der Boden nach einer ausreichend großen Scherverformung einen stationären Zustand, den kritischen Zustand, erreicht. Charakteristisch für den kritischen Zustand ist die Spannungs- und Dichte-Konstanz bei fortgesetzter Scherung. Dieser stationäre Zustand ist sowohl spannungs- als auch porenzahlabhängig. Es ergeben sich für unterschiedliche effektive Spannungen  $\sigma'$  unterschiedliche maximale Schubspannungen  $\tau$  über:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan(\varphi_c) \quad (2)$$

In Abbildung 4 (a) ist dies skizziert.

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 Spannung  $\sigma'$  aufgetragen, stellt sich ein ähnlicher Verlauf wie die Erstbelastungskurve (NCL) ein (Abb. 4 (b)). Die CSL im  $e$ - $\log(\sigma')$ -Diagramm kann über

$$e_c(\sigma') = e_\Gamma - C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'}{1\text{kPa}}\right) \quad (3)$$

$$\text{mit } e_\Gamma = e_0 - (C_c - C_s) \cdot \log(2) \quad (4)$$

dargestellt werden. Die Abschätzung der Referenzporenzahl  $e_\Gamma$  geht auf das Stoffmodell Cam-Clay ([RS63]; [RB68]) zurück, welches das Bodenverhalten von feinkörnigen Böden in dieser Hinsicht realistisch wiedergeben kann.

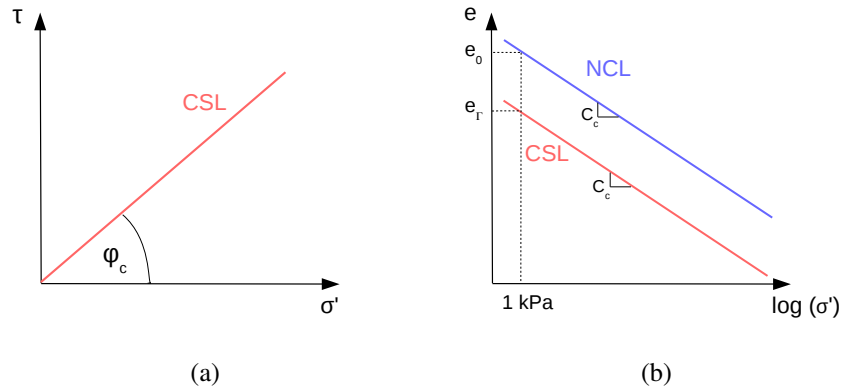


Abbildung 4: CSL im  $\tau$ - $\sigma'$ -Diagramm (a) und  $e$ - $\log(\sigma')$ -Diagramm

### 3.3 Normierungen über die kritische Spannung

Spannungsnormierungen bieten sich an, um Einflüsse aus der Dichte (Porenzahl) und der Konsolidationsspannung zu minimieren. Die kritische Spannung  $\sigma_c$  entspricht einer Projektion der aktuellen Porenzahl auf die CSL im  $e$ - $\sigma'$ -Diagramm (siehe Abb. 5) und kann über

$$\sigma_c = 10^{\frac{e_0 - e}{c_c}} \quad (5)$$

unter Anwendung der Gleichung 3 berechnet werden. Der kritische Zustand tritt entsprechend bei  $\sigma'/\sigma_c = 1,0$  ein. Da bei Rahmenscherversuchen die Porenzahlverteilung in der Probe während der Scherung nicht homogen ist, wird hier die Porenzahl nach der Konsolidation vor Beginn der Scherung verwendet.

Wie in Abbildung 6 skizziert, können die normierten maximalen Schubspannungen  $\tau_{max}$  über eine Geradengleichung

$$\left( \frac{\tau_{max}}{\sigma_c} \right) = j \cdot \left( \frac{\sigma'}{\sigma_c} \right) + f \quad (6)$$

approximiert werden. Die normierten Peak-Spannungen von Proben an normal-konsolidierten Böden liegen auf der gleichen Geraden und fallen in einem Punkt, dem kritischen Zustand, zusammen.

Mit Hilfe der Geradenparameter  $j$  und  $f$  kann der kritische Reibungswinkel bei  $\sigma'/\sigma_c = 1,0$  über

$$\tan(\varphi_c) = j \cdot \left( \frac{\sigma'}{\sigma_c} \right) + f = j + f \quad (7)$$

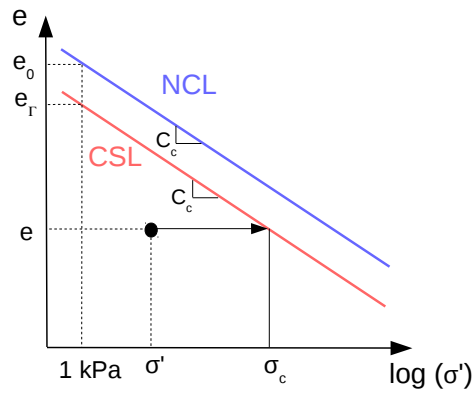


Abbildung 5: Skizze zur Bestimmung der Normierungsspannung  $p_c$

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

$$\tan(\varphi') = \frac{\Delta\tau}{\Delta\sigma'} = \frac{\Delta\tau/\sigma_c}{\Delta\sigma'/\sigma_c} = j \quad (8)$$

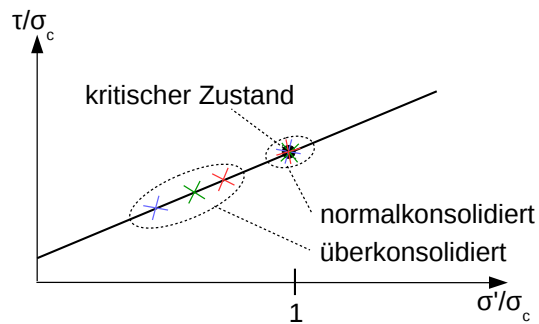


Abbildung 6: Normierung der maximalen Schubspannung  $\tau_{max}$  mit der kritischen Spannung  $\sigma_c$  für normal- und überkonsolidierten Boden

## 4 Rahmenscherversuche

### 4.1 Versuchsdurchführung

Die Proben für die Scherversuche wurden wie in Abschnitt 2 beschrieben hergestellt und an die Teilnehmer versendet. Die Durchführung der Rahmenscherversuche erfolgte in Anlehnung an die DIN 18137:2002 [DIN02]. Von jedem Teilnehmer wurden drei Einzelversuche bei unterschiedlichen Auflasten durchgeführt. Alle drei Proben der einzelnen Versuche wurden bis auf 1000 kPa vorkonsolidiert und anschließend zwei der Proben auf 400 und 600 kPa entlastet. Die Versuchsergebnisse von Labor\_1 werden hier zunächst nicht berücksichtigt, da hier die Normalspannungen während der Konsolidations und Scherphase, auf Grund der Versuchsgeräte, geändert werden mussten.

Die Scherung sollte mit einer Geschwindigkeit von 0,001 mm/min erfolgen. Außerdem sollte ein Scherspalt von 0,6 mm zu Beginn der Scherung eingestellt werden.

Von Labor\_6 wurden zwei Versuchsserien an unterschiedlichen Geräten durchgeführt. Aus diesem Grund werden im weiteren Verlauf die Versuchsserien mit Labor\_6a und Labor\_6b bezeichnet.

### 4.2 Ergebnisse der Rahmenscherversuche

Die Aufmerksamkeit konzentriert sich hier auf die ermittelten Scherkennwerte. Dabei erfolgt eine konventionelle Auswertung über die lineare Regression der maximal gemessenen Schubspannung  $\tau_{max}$  über die Normalspannung  $\sigma'$  (Abb. 7). Die so ermittelten Scherparameter für den Peak-Zustand sind in Tabelle 1 aufgeführt. Wie zu sehen ist, liegen die Reibungswinkel zwischen  $9,4^\circ$  und  $14,4^\circ$  (Mittelwert:  $12,1^\circ$ , Standardabw.: 15%). Bei den ermittelten Kohäsionen ergeben sich größere Schwankungen. Hier liegen die Werte zwischen 6,4 kPa und 59,5 kPa (Mittelwert: 31,0 kPa, Standardabw.: 55%).

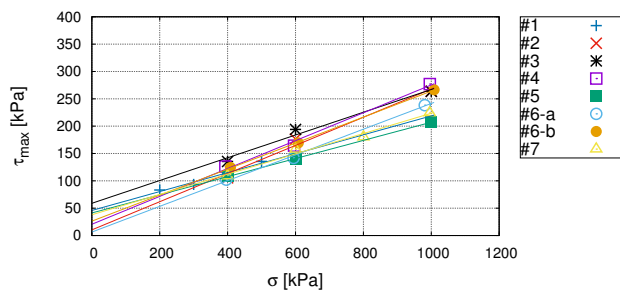


Abbildung 7: Schergeraden für die Ermittlung der Peak-Scherfestigkeiten



Zu bemerken ist, dass wenn die Ergebnisse der einzelnen Labore für sich betrachtet werden, die maximalen Schubspannungen  $\tau_{max}$  der Teilversuche immer fast auf einer Geraden liegen. Allerdings unterscheiden sich die Geraden zwischen den Laboren.

Des Weiteren wurde mit dem Spannungsverhältnis  $\tau_{max}/\sigma$  bei 1000 kPa ein Ersatzreibungswinkel über

$$\varphi^* = \arctan\left(\frac{\tau_{max,1000}}{1000 \text{ kPa}}\right) \quad (9)$$

definiert. Da die Proben bei  $\sigma = 1000 \text{ kPa}$  nicht vorbelastet sind, entspricht der Reibungswinkel  $\varphi^*$  einem Reibungswinkel für den normal konsolidierten Zustand. Die Resultate sind ebenfalls in Tabelle 1 aufgelistet und in Abbildung 8 dargestellt. Für den Ersatzreibungswinkel  $\varphi^*$  ergab sich ein Mittelwert von  $14,0^\circ$ .

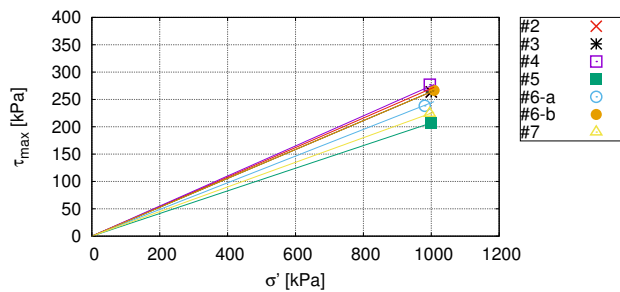


Abbildung 8: Ermittlung des Reibungswinkels aus dem Scherwiderstand bei  $\sigma = 1000 \text{ kPa}$

Tabelle 1: Peak-Scherparameter sowie Postpeakreibungswinkel

Teilnehmer	Reibungswinkel	Kohäsion	Ersatz-
	$\varphi$ [°]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel $\varphi^*$ [°]
Labor_1	9,8	45,9	–
Labor_2	14,4	10,5	14,8
Labor_3	11,7	59,5	14,8
Labor_4	14,3	20,7	15,4
Labor_5	9,4	41,3	11,7
Labor_6-a	13,2	6,4	13,7
Labor_6-b	13,4	26,3	14,8
Labor_7	10,5	37,8	12,7

Für eine weitere Interpretation der Ergebnisse sind die ermittelten Scherkennwerte  $\varphi'$  und  $c'$  in Abbildung 9 gegenübergestellt. Es können hier zwei Gruppen identifiziert werden. Eine mit einer höheren Kohäsion und einem geringeren Reibungswinkel und eine mit einem höheren Reibungswinkel und einer geringeren Kohäsion.

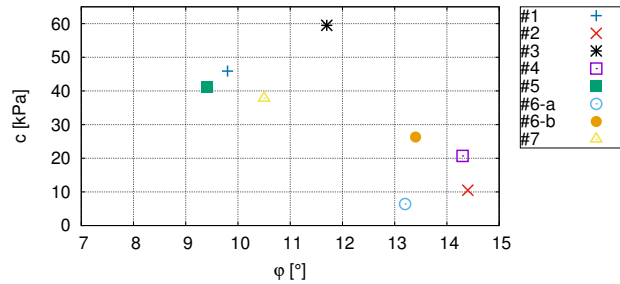


Abbildung 9: Ermittelte Scherkennwerte  $\phi'$  und  $c'$

## 5 Bewertung der Versuche

Eine Bewertung kann über zwei Arten erfolgen. Zum einen durch einen Vergleich mit Korrelationen zu Indexeigenschaften, wie es bereits in [SH17] durchgeführt wurde. Hier soll jetzt eine Bewertung der einzelnen Teilversuche, anhand der in Abschnitt 3 beschriebenen Grundlagen, erfolgen.

Es werden die Kriterien:

- Anfangszustand
- Scherfestigkeit
- Normierung über kritische Spannung

betrachtet. In [Sch18] sind auch noch weitere Kriterien beschrieben, welche hier allerdings nicht verwendet werden. Über die festgelegten Kriterien wird sichergestellt, dass die einzelnen Teilversuche, welche zur Bestimmung der Scherparameter  $\phi'$  und  $c'$  zusammenhängend betrachtet werden müssen, in den Rahmen des angenommenen mechanischen Modells passen. Dafür werden zusätzliche Plausibilitätskontrollen benötigt, um eine objektive Einschätzung zu gewährleisten.

Die Grundlage für die Kriterien 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  $\phi'$  und  $c'$  herangezogen werden.

Zur Bewertung der Scherversuche werden auch die Kompressionseigenschaften benötigt. Die hier verwendeten Parameter stammen aus den in den Vergleichsuntersuchungen ebenfalls durchgeführten Ödometerversuchen. Auch hier traten Unterschiede in den Ergebnissen auf. Für die weitere Betrachtung werden die Parameter  $C_c = 0,4492$ ,  $C_s = 0,1212$  und  $e_0 = 2,116$  verwendet. Diese entsprechen den Mittelwerten aus der Vergleichsuntersuchung.

## 5.1 Anfangszustand

Wie Abschnitt 3.1 beschrieben, sollte zunächst eine Bewertung des Anfangszustandes der einzelnen Teilversuche erfolgen. Die Proben wurden mit einer Vorbelastung von 250 kPa verschickt und anschließend im Versuchsgerät auf 1000 kPa weiter belastet. Im weiteren Verlauf wurden zwei der drei Proben auf 600 bzw. 400 kPa entlastet. Diese Belastungsgeschichte sollte sich bei der Betrachtung des Anfangszustandes widerspiegeln. Demnach sollten die Anfangszustände der Teilproben auf einer Entlastungskurve liegen.

In Abbildung 10 ist die über  $C_c = 0,4492$  und  $e_0 = 2,116$  definiert NCL, nach Gleichung 1, sowie eine Entlastungskurve ( $C_s = 0,1212$ ), welche durch die Anfangszustände im  $e-\sigma'$ -Diagramm gelegt wurde, dargestellt. Da bei der Porenzahlbestimmung Ungenauigkeiten auftreten können, zum einen durch die Bestimmung der Korndichte zum anderen durch die Bestimmung der Trockendichte, ist ebenfalls eine Bandbreite für die zu erwartenden Porenzahlen von  $\pm 5\%$  eingezeichnet.

Es zeigt sich, dass die meisten Anfangszustände über eine entsprechende Entlastungskurve charakterisiert werden können (siehe Abb. 10).

Es lassen sich Auffälligkeiten bei Teilversuchen von Labor\_3 und Labor\_7 erkennen. Hier liegen Anfangszustände oberhalb der NCL und außerhalb des definierten Bereiches. Dies würde bedeuten, dass die Proben nicht auskonsolidiert waren. Aufgrund der Belastungszeit scheint dies allerdings wenig plausibel. Der abweichende Anfangszustand würde bedeuten, dass die Ergebnisse von Labor\_3 und Labor\_7 nicht berücksichtigt werden dürften.

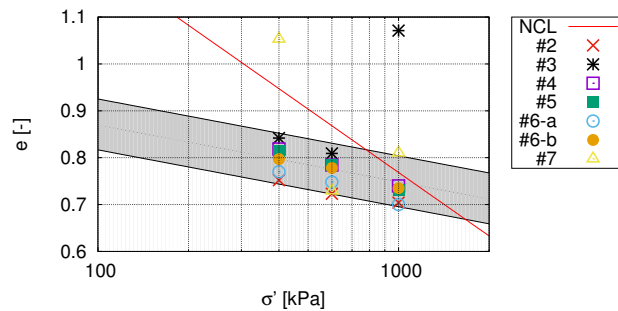


Abbildung 10: Überprüfung des Anfangszustandes der einzelnen Proben

## 5.2 Scherfestigkeit

Das nächste Kriterium der Checkliste ist die ermittelte Scherfestigkeit in den einzelnen Teilversuchen. Betrachtet wird hier der Peak-Zustand, also die maximale im

Versuch bestimmte Schubspannung  $\tau_{max}$ . Da die Bodenproben in den einzelnen Teilversuchen auskonsolidiert sind, sollte es bei der ermittelten Scherfestigkeit einen erkennbaren ansteigenden Trend mit der Zunahme der effektiven Spannung geben. Des Weiteren sollten die Ergebnisse der Scherfestigkeit, wenn sie für die Bestimmung des Reibungswinkels bzw. der Kohäsion herangezogen werden, in einer gewissen Bandbreite liegen. Kleinere Abweichungen können dabei auftreten, z. B. durch geometrische Imperfektionen der Proben. Größere Abweichungen hingegen sind ein Hinweis auf Störungen oder Fehler in diesen Proben, sodass diese nicht in die Definition der Scherfestigkeit einbezogen werden sollten.

Bei den gemessenen maximalen Schubspannungen  $\tau_{max}$  für die einzelnen Auflasten 400, 600 und 1000 kPa ergeben sich Schwankungen von etwa  $\pm 15\%$  für  $\tau_{max}$ . Um einen engeren Bereich zu definieren, wurde eine Schwankung der einzelnen gemessenen Festigkeiten von  $\pm 10\%$  als akzeptabel erachtet. Die so definierten Grenzen bilden dabei einen mit steigenden effektiven Spannungen sich öffnenden Kegelstumpf (siehe Abb. 11).

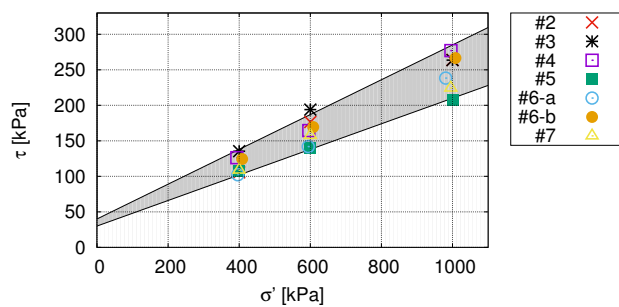


Abbildung 11: Überprüfung der maximalen Scherspannung  $\tau_{max}$

Bei der Bewertung der Festigkeit der Vergleichsversuche zeigt sich in Abbildung 11, dass die Ergebnisse der einzelnen Teilversuche weitestgehend innerhalb des definierten Bereiches liegen. Die Ergebnisse von Labor\_3 und Labor\_5 liegen teilweise auf bzw. dicht hinter den Grenzen des Kegelstumpfes.

### 5.3 Spannungsnormierung

Wie in Abschnitt 3 eingeführt, können Normierungen genutzt werden, um Einflüsse aus der Porenzahl und Spannung zusammenzuführen. Der Vorteil der Normierung über die kritische Spannung liegt darin, dass der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  sowie die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  aus der normierten Darstellung abgeleitet werden können. Es bietet sich somit eine redundante Überprüfung der Ergebnisse.

Die für die Normierung benötigte CSL wurde über Gleichung 5 aus den Kompressi-

onswerten abgeleitet. Dabei ergibt sich  $e_{\Gamma} = 2,017$ .

Sieht man sich die mit der kritischen Spannung  $\sigma_c$  normierten maximalen Schubspannungen  $\tau_{max}$  der einzelnen Teilversuche an, zeigt sich in Abbildung 12, dass die normierten Schubspannungen den erwarteten ansteigenden Trend zeigen. Es lässt sich auch hier ein Bereich definieren, welcher Abweichungen von bis zu 10% beinhaltet. Leicht oberhalb dieses Bereiches liegen die normierten Ergebnisse von Labor\_3. Ein Teilversuch von Labor\_5 liegt leicht unter dem definierten Bereich. Außerdem ist in Abbildung 12 ein Teilergebnis von Labor\_3 nicht dargestellt. Bei diesem Teilversuch wurde eine sehr hohe Anfangsporenzahl festgestellt, weshalb der normierte Punkt weit außerhalb des Bereiches der anderen Ergebnisse liegt. Was die Darstellung verzerren würde.

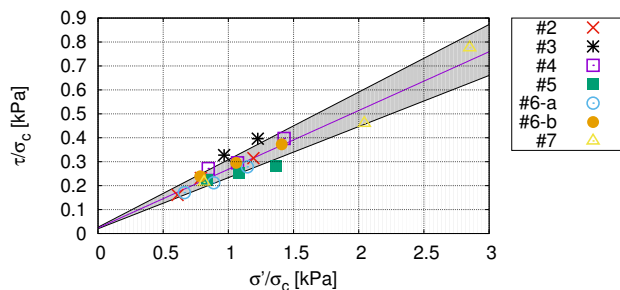


Abbildung 12: Überprüfung der normierten Spannungen

Wie in Abschnitt 3.3 beschrieben, kann aus der normierten Darstellung auch der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  sowie der Peak-Reibungswinkel  $\varphi'$  abgeleitet werden. Es ergeben sich die Reibungswinkel:

$$\varphi_c = 15,5^\circ \quad (10)$$

$$\varphi' = 13,7^\circ \quad (11)$$

Diese sind beide etwas höher, als die Mittelwerte welche über die Standauswertung in Abschnitt 4.2 bestimmt wurden. Der ermittelte Ersatzreibungswinkel  $\varphi^*$  wird hier mit dem kritischen Reibungswinkel  $\varphi_c$  gleichgesetzt.

In Abbildung 12 ist zu erkennen, dass einige normierte Ergebnisse oberhalb von  $\sigma'/\sigma_c > 1$  liegen. Dies ist der Fall, wenn der betrachtete Zustand oberhalb der CSL liegt. Wie in Abschnitt 3.3 beschrieben, ist es bei Rahmenscherversuchen nicht möglich die genauer Porenzahl in der Scherfuge zu ermitteln. Deshalb wurde hier die Porenzahl zu Beginn der Scherung verwendet. Diese sind, vor allem bei den Versuchen mit  $\sigma = 1000$  kPa größer als die Porenzahl im kritischen Zustand. Aus diesem Grund ergeben sich für diese Teilergebnisse Spannungsverhältnisse  $\sigma'/\sigma_c > 1$ .

## 6 Zusammenfassung

Es wurden Ergebnisse einer Vergleichsuntersuchung von Rahmenscherversuchen vorgestellt. Eine detaillierte Darstellung der Ergebnisse findet sich in [SH17]. Die aus den Laborversuchen hergeleiteten Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  streuen in einem relativ breiten Bereich. Unter Annahme einer statistischen Normalverteilung der Ergebnisse beträgt die Standardabweichung des Reibungswinkels etwa 16%, die der Kohäsion liegt bei 55%. Um die Ursache dieser großen Schwankungen näher zu untersuchen, wurden die Versuche anhand des in [Sch18] beschriebenen Bewertungskonzeptes analysiert.

Bei dem hier beschriebenen Vorgehen wird gezeigt, wie die Resultate von Rahmenscherversuchen feinkörnigen Bodenproben durch die Betrachtung von asymptotischen Grenzzuständen aus der Theorie der kritischen Zustände auf Plausibilität überprüft werden können.

Durch die Betrachtung des normierten Bodenverhaltens mit Hilfe der kritischen Spannung wird eine Grenzbedingung für die überkonsolidierten Proben definiert. Diese ermöglicht eine Überprüfung der Scherfestigkeit weitestgehend unabhängig von Spannung und Porenzahl bzw. Überkonsolidierung. Mit Hilfe der angewendeten Bewertung können einzelne Teilversuche identifiziert werden, welche bei der Bestimmung der Scherkennwerte nicht dem mechanischen Modell entsprechen.

Die Bewertung zeigt Abweichungen im Anfangszustand bei den Versuchen von Labor\_3 bzw. Labor\_7. Vor allem die Ergebnisse von Labor\_3 fallen bei allen hier untersuchten Kriterien auf. Von Labor\_3 wurde auch der mit Abstand größte Wert für die Kohäsion ( $c = 59,5$  kPa, siehe Abb. 9) bestimmt. Durch die Bewertung konnte allerdings kein allgemeiner Trend erkannt werden, welcher die relativ großen Abweichungen bei den ausgewerteten Scherkennwerten als Folge des Bodenzustandes erklären würde. Eine Ursache für die Schwankungen der Ergebnisse ist somit eher auf Seite der Versuchstechnik zu suchen. Werden die Ergebnisse von Labor\_3 nicht mit berücksichtigt, ändert sich der im Mittel bestimmte Reibungswinkel auf  $\varphi' = 12,1^\circ$  bei einer Standardabweichung von 16% und mittlere Kohäsion auf  $c' = 27,0$  kPa bei einer Standardabweichung von 52%. Das heißt, beim Reibungswinkel ist die Standardabweichung um 1% gestiegen und bei der Kohäsion um 3% gefallen.

## Literatur

- [DIN02] *DIN 18137: Soil, investigation and testing, Determination of shear strength, Direct shear test.* 2002
- [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

- [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*
- [Sch18] SCHWITEILO, E.: *Bestimmung bodenmechanischer Parameter nach fortgeschrittenen Methoden*. Bd. 23. Technische Universität Dresden, 2018
- [SH53] SKEMPTON, A.W. ; HENKEL, D.J.: The post-glacial clays of the Thames Estuary at Tilbury and Shellhaven. In: *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Bd. 1, 1953, S. 302–308
- [SH16] SCHWITEILO, E. ; HERLE, I.: Plausibilitätsbewertung von Laborversuchen zur Bestimmung von Scherkennwerten. In: "*Johann-Ohde-Kolloquium*". *Bundesanstalt für Wasserbau Technische Universität Dresden in Karlsruhe am 1./2. Juni 2016*, 2016, S. 67–78
- [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
- [SW68] SCOFIELD, A.N. ; WROTH, C.P.: *Critical State Soil Mechanics*. (1968)
- [Woo90] WOOD, D.M.: *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press, 1990