Plausibilitätsbewertung von Laborversuchen zur Bestimmung von Scherkennwerten

Evaluation of Laboratory Test Results for the Determination of Shear Strength Parameters

Dipl.-Ing. Erik Schwiteilo, Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle, Institut für Geotechnik, TU Dresden

Die effektiven Scherkennwerte des Bodens, φ^{i} und cⁱ, werden im geotechnischen Labor über Triaxial- oder Rahmenscherversuche ermittelt. Die Bestimmung ist dabei in Normen geregelt, allerdings liefern diese keine Bewertung der Versuchsergebnisse. Es wird verdeutlicht, wie Einzelversuche zur Bestimmung der Scherkennwerte, vor allem von Triaxialversuchen, mit Hilfe einer Checkliste bewertet und auf Plausibilität untersucht werden können. Dabei wird u. a. der Bodenzustand in die Bewertung einbezogen. Die Aussagekraft und Überprüfbarkeit der ermittelten φ^{i} und cⁱ Werte wird somit gestärkt. Anhand einer Beispielauswertung von ungestörten Proben wird das Vorgehen erläutert.

The effective shear strength parameters φ' and c' are determined in geotechnical laboratories by triaxial or direct shear tests. The procedure for determining these parameters is standardised but the standards do not include any assessment of the test results. It is shown how particular tests for the determination of shear strength parameters, especially triaxial tests, can be evaluated and checked for plausibility using different criteria, with the soil state being included in the rating. The reliability and confidence of the identified shear strength parameters φ' and c' are thus increased. The procedure is described in one example of the evaluation of undisturbed samples.

1 Einführung Introduction

Bei manchen Versuchsergebnissen in der Geotechnik ist es schwierig, das charakteristische Bodenverhalten von abnormalen Effekten, wie z. B. Einflüsse aus der Probennahme 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 erwartete Verhalten eintritt. Meistens sind jedoch das Probenmaterial oder die Laborressourcen und somit auch die Anzahl der Versuche begrenzt.

Im Folgenden wird gezeigt, wie die Betrachtung von asymptotischen Zuständen die Interpretation der Ergebnisse von Triaxialversuchen an feinkörnigen Bodenproben vereinfacht. Dazu 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 Spannungen sowie der Dichte. In der Theorie werden vor allem zustandsunabhängige Parameter wie der kritischer Reibungswinkel (ϕ_c) oder der Kompressions- bzw. Schwellbeiwert (C_c, C_s) verwendet.

Es wird ein Bewertungsschema für Scherversuche vorgestellt. Kern dieses Bewertungsverfahrens ist eine Checkliste, welche eine Evaluation jedes Teilversuches über verschiedene Bewertungskriterien ermöglicht. Die einzelnen Bewertungskriterien werden anhand eines Beispiels ausführlich beschrieben und erläutert. Es wird eine Empfehlung gegeben, welche Teilversuche für die Bestimmung der Scherkennwerte ϕ ^c und c^c herangezogen werden sollten. Diese Empfehlung basiert auf der Bewertung gemäß der Checkliste.

2 Boden- und Versuchsdaten Soil and test data

Die folgenden Betrachtungen werden anhand von Ödometer- und triaxialen Scherversuchen an einem feinkörnigen Boden beschrieben. Dafür liegen Versuchsergebnisse von ungestörten Proben vor. Die Versuche wurden von einem externen Labor durchgeführt und die Ergebnisse dem Institut für Geotechnik zur Verfügung gestellt. Die Indexeigenschaften des Bodens sind in Tabelle 1 aufgeführt.

WL	Wp	l _P	Glüh- verlust	Aktivität
0,610	0,239	0,371	0,06	0,66

Tabelle 1:Indexeigenschaften des analysierten BodensTable 1:Index properties of the analysed soil

Die Proben stammen aus einer Entnahmetiefe von 166,1 m bis 166,7 m. Die Ergebnisse von zwei Ödometerversuchen sind in Bild 1 in einem $e-log(\sigma)$ -Diagramm dargestellt.



Bild 1:Ödometrische Kompressionskurve für den
analysierten BodenFigure 1:Oedometric compression curve for the analysed

soil

Anhand dieser Darstellung der Kompressionskurve konnte ein Kompressionsbeiwert

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma_{v})} = 0,309$$

und ein Schwellbeiwert von

$$C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma_v)} = 0,0905$$

ermittelt werden. Des Weiteren wurde eine Referenzporenzahl $e_0 = 1,654$, bei einer Vertikalspannung $\sigma'v = 1$ kPa, bestimmt.

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit wurden vier konsolidierte undrainierte triaxiale Scherversuche durchgeführt. Die Konsolidation der Proben erfolgte dabei für alle Teilversuche bis zur abgeschätzten mittleren effektiven Spannung in der Entnahmetiefe:

$$p_0 = 0, 8 \cdot \gamma \cdot h = 0, 8 \cdot 19 \frac{kN}{m^3} \cdot 166m$$
$$= 2523 \frac{kN}{m^3}$$

Der konstante Faktor von 0,8 entspricht dem Wert (1+2*K₀)/3 und dient dabei zur Abschätzung der mittleren effektiven Spannung p₀ aus der Überlagerungsspannung. Drei der Proben wurden im Anschluss auf 80, 60 und 40% der geostatischen Spannung entlastet. Die Ergebnisse der Triaxialversuche sind in Bild 2 dargestellt. Es sind die Zustände mit q_{max} markiert, welche der Bestimmung der Scherkennwerte zugrunde liegen. Es wurde ein Reibungswinkel φ [']=9,5° und eine Kohäsion c[']=219,4 kPa bestimmt.



Bild 2:Ergebnisse der Triaxialversuche an dem analysierten BodenFigure 2:Triaxial test results for the analysed soil

(2)

3 Grundlagen Basics

Im Folgenden beziehen sich die Angaben von Spannungen immer auf effektive Spannungen. Die bei der Auswertung genutzten Spannungsinvarianten p' als mittlere effektive Spannung sowie q als Deviatorspannung ergeben sich, für triaxiale Bedingungen, aus:

$$p' = \frac{1}{3} \left(\sigma_1' + 2 \cdot \sigma_3' \right) \tag{1}$$

 $q = \sigma_1 - \sigma_3$

3.1 Normal-konsolidierter Zustand Normal Compression Line (NCL)

Einer der vorgeschlagenen Referenzzustände ist der normalkonsolidierte Zustand. Normalkonsolidiert bedeutet, dass das Bodenelement, welches eine Zunahme der mittleren effektiven Spannung erfährt, diese noch nie zuvor erfahren hatte. Rateneffekte werden hier vernachlässigt.

Für Tone und Schluffe verläuft die Kompressionsgerade im normalkonsolidierten Zustand im e-log(σ)-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

$$e = e_0 - C_c \cdot log\left(\frac{\sigma'}{\sigma_{ref}}\right) \tag{3}$$

abgebildet werden. Wenn der Zustand (Porenzahl und Spannung) eines Bodenelementes sich auf dieser Geraden befindet, ist das Bodenelement normalkonsolidiert. Verläuft die Kompressionsgerade mit einer geringeren Neigung unterhalb der Referenzgeraden, ist der Boden überkonsolidiert. Für Tone und Schluffe verläuft die Kompressionsgerade im überkonsolidierten Zustand im e-log(σ)-Diagramm i. d. R. als eine Gerade mit der konstanten Neigung C_s.

Das bedeutet, egal von welchem Ausgangszustand aus das Bodenelement ödometrisch belastet wird, sobald es normalkonsolidiert ist, wird es entlang der NCL komprimiert. Nach diesem Muster verhält sich ein überkonsolidierter Boden bei Wieder- und Entlastung (siehe Bild 1). Somit ist es möglich, die Parameter C₀ und C_s unabhängig vom Ausgangszustand zu bestimmen. Für den gleichen Boden ergeben sich immer ähnliche Werte für C_c und C_s , hier bietet sich die Möglichkeit im Versuch ermittelte Werte zu vergleichen oder Werte auf andere Spannungsniveaus zu extrapolieren.

Für eine Betrachtung der NCL in der e-p-Ebene muss die Referenzporenzahl e_0 bei $\sigma'_v=1$ kPa in die Referenzporenzahl e_{0p} bei p'=1 kPa für eine isotrope Kompression umgerechnet werden:

$$e_{0p} = e_0 - C_c \cdot log\left(\frac{3}{1 + 2 \cdot K_0}\right)$$
(4)

Wobei K₀ über den Ansatz von Jaky (1944)

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \tag{5}$$

abgeschätzt werden kann.

3.2 Kritischer Zustand Critical State Line (CSL)

Der kritische Zustand (CSL) bildet den zweiten in der Bewertung genutzten Referenzzustand. Das Konzept des kritischen Zustandes ist in Schofield & Wroth (1968) und Wood (1990) 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. Es wird ein stationärer Zustand erreicht, welcher sowohl spannungs- als auch porenzahlabhängig ist. Es ergeben sich für unterschiedliche mittlere effektive Spannungen p' unterschiedliche maximale Deviatorspannungen q über

$$q = M \cdot p' \tag{6}$$

$$\varphi_c = \frac{3 \cdot M}{6 + M} \tag{7}$$

Diese Spannungsgrenzbedingung entspricht der Grenzbedingung nach Drucker-Prager, und ist in der Kompressionebene vergleichbar mit der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung mit einer Kohäsion c'



Bild 3:CSL im q-p'-DiagrammFigure 3:CSL in the q-p'-diagram

gleich Null (GI (7)). Wie in Bild 3 dargestellt, sollte der aus den Endpunkten der Spannungspfade im q-p'-Diagramm bestimmte Reibungswinkel im Idealfall in etwa dem des kritischen Reibungswinkel entsprechen.

Die im kritischen Zustand erreichte Porenzahl ist ein charakteristisches Bodenmerkmal und hängt von der effektiven Spannung p' 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 (Bild 4). Die CSL im e-log(p')-Diagramm kann über

$$e_c = e_{\Gamma} - C_c \cdot \log\left(\frac{p'}{p_{ref}}\right) \tag{8}$$

(9)

mit

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



Bild 4:CSL im e-log p'-DiagrammFigure 4:CSL in the e-log p'-diagram

dargestellt werden. Die Abschätzung der Referenzporenzahl e_{Γ} geht auf das Stoffmodell Cam-Clay (Roscoe, 1963; Roscoe und Burland, 1968) zurück, welches das Bodenverhalten von feinkörnigen Böden in dieser Hinsicht realistisch wiedergeben kann.

Wie in Bild 4 zu sehen, liegen die markierten Endpunkte der Versuchskurven im e-p'-Diagramm unter der über Gleichung 7 abgeschätzten CSL. Wahrscheinlich ist die abgeschätzte Referenzporenzahl e_{Γ} etwas zu hoch, ein Trend zum kritischen Zustand ist allerdings erkennbar.

3.3 Spannungsnormierung über die kritische Spannung p_c Stress normalisation using the critical stress p_c

Um den Einfluss der Porenzahl und der Konsolidationsspannung zu eliminieren, kann die Normierung über die kritische Spannung pc, wie in Atkinson (1993) beschrieben, genutzt werden. Sie kann über

$$p_c = 10^{\frac{\rho_c - \rho}{C_c}} \tag{10}$$

berechnet werden. Sie entspricht, wie in Bild 5 zu sehen, einer Projektion der aktuellen Porenzahl auf die CSL. Die kritische Spannung pc bietet sich vor allem an, um den kritischen Zustand und die Scherkennwerte aus einer normierten Ansicht abzuleiten. Dies ist im nächsten Abschnitt näher erläutert.



Bild 5:Skizze zur Bestimmung der Normierungspannung pcFigure 5:Sketch for the determination of pc

Die normierten maximalen Deviatorspannungen, welche in Bild 2 mit einem Punkt markiert wurden, können über eine Geradengleichung

$$\frac{q}{p_c} = a \cdot \frac{p'}{p_c} + b \tag{11}$$

approximiert werden.

3.3.1 Ableiten der Scherkennwerte aus der normierten Ansicht Determination of shear parameters from the normalised stresses

Der Vorteil bei der Normierung über die kritische Spannung p_c besteht darin, dass bei p'/p_c = 1,0 der kritische Zustand eintritt. Somit kann, mit Hilfe der Geradenparameter a und b aus Gleichung 10, der kritische Reibungswinkel φ_c aus

$$M = a \cdot \frac{p'}{p_c} + b = a + b \tag{12}$$

berechnet werden. Des Weiteren kann über den Anstieg a der Geraden ein Peak-Reibungswinkel ϕ ' des vorbelasteten Bodens aus der normierten Ansicht hergeleitet werden, da der Anstieg durch die Normierung nicht verändert wird. Somit ergibt sich:

$$M_{p} = \frac{\Delta q}{\Delta p'} = \frac{\Delta q'_{p_{c}}}{\Delta p'_{p_{c}}} = a \tag{13}$$

Es ist ebenfalls möglich, die durch die Vorbelastung entstehende Kohäsion 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 Konsolidationspannung p_0 normalkonsolidiert ist. Dies kann man nutzen, um die Porenzahl

$$e_{NC} = e_{0p} - C_c \cdot \log\left(\frac{p_0}{1kPa}\right) \tag{14}$$

im normalkonsolidierten Zustand dieser Probe zu berechnen (siehe Bild 6). Über Gleichung 9 kann danach die Spannung pc entsprechend der Porenzahl $e_{\rm NC}$ berechnet werden.







Figure 7: Sketch to determine the cohesion from equation 16

Wie in Bild 7 dargestellt, kann über das so berechnete pc und den in Gleichung 13 ermittelten Reibungswinkel eine Kohäsion hergeleitet werden. Die Bestimmungsgleichungen ergeben sich dabei zu:

$$c = q_b \cdot \frac{\tan(\varphi')}{M_p} \tag{15}$$

mit

$$q_b = q_c - M_p \cdot p_c \tag{16}$$

$$q_c = M \cdot p_c \tag{17}$$

71

4 Checkliste Check list

Um eine Vorgehensweis bei der Auswertung von Scherversuchen vorzustellen, wird in diesem Abschnitt eine Abfolge von Bewertungskriterien zur Bewertung von triaxialen Scherversuchen vorgestellt. Voraussetzung ist die Kenntnis der Kompressionseigenschaften des untersuchten Bodens. Die Bewertung kann als eine Art Checkliste verstanden werden. Dabei werden vor allem triaxiale Scherversuche, auf Basis der zuvor eingeführten Grundlagen, betrachtet. Allerdings lässt sich die Checkliste auch bei Rahmenscherversuchen anwenden. Mit Hilfe dieser Checkliste werden verschiedene Kriterien abgefragt und es erfolgt eine Bewertung jedes Einzelversuches innerhalb einer Scherversuchs-Serie.

Die einzelnen Kriterien lauten

- 1 Anfangszustand
- 2 Scherfestigkeit
- 3 Porenwasserdrücke
- 4 Normierung über kritische Spannung
- 5 Hyperbelmodell

und werden im Folgenden genauer beschrieben.

4.1 Anfangszustand Initial state

Je nach der Konsolidationsspannung der Proben, sollten die Anfangsporenzahlen für normalkonsolidierte Proben auf der NCL und für überkonsolidierte Proben unterhalb dieser liegen. Bei ungestörten Proben sollten diese alle aus einer annähernd gleichen Entnahmetiefe kommen, damit eine Vergleichbarkeit des Bodens gegeben ist. Es ergeben sich demnach Anfangsporenzahlen, welche nach der Konsolidation auf einer Entlastungskurve des Materials liegen. Diese Porenzahlen können, wie in Bild 8 beispielhaft dargestellt, überprüft werden. In diesem Bild liegen die Anfangsporenzahlen in etwa auf der orange dargestellten Entlastungskurve. Außerdem ist in Bild 8 die in den Ödometerversuchen bestimmte Linie des normalkonsolidierten Zustandes (NCL) in blau zu sehen. Diese kann mit den im Ödometerversuch bestimmten Parametern C_c und e_{0p} nach Gleichung 4 beschrieben werden.





Da es bei der Porenzahlbestimmung immer wieder zu Schwankungen kommen kann, ist es sinnvoll, einen Bereich zu definieren, in welchem die zu erwartenden Porenzahlen e liegen sollten. Als Vorschlag wird hier eine Abweichung von \pm 5 % angegeben. Wie in Vaid (1997) und Schwiteilo (2015) beschrieben, ist ein Bereich kleiner als 3 % nicht sinnvoll, da die Bestimmung der Porenzahl e, auf Grund von Messungenauigkeiten bei der Volumenbestimmung, nicht viel genauer erfolgen kann.

Die in Bild 8 eingezeichnete Entlastungskurve wird über die Gleichung

$$e = e_0^* - C_s \cdot \log\left(\frac{p'}{1kPa}\right) \tag{18}$$

beschrieben. Der Parameter C_s wird in Ödometerversuchen bestimmt. Die Referenzporenzahl e_0^* erhält man aus dem Anpassen der Gleichung 18 an die spannungsabhängigen Anfangsporenzahlen der Teilversuche. Die Bandbreite kann über eine Erhöhung bzw. Verringerung dieser Referenzporenzahl definiert werden. Die Grenzen können somit über

$$e_{uG} = e_0^* \cdot 0,95 - C_s \cdot \log\left(\frac{p'}{1kPa}\right) \tag{19}$$

$$e_{uG} = e_0^* \cdot 1,05 - C_s \cdot \log\left(\frac{p'}{1kPa}\right) \tag{20}$$

angegeben werden.

Die Bestimmung der NCL aus Ödometerversuchen an ungestörten Proben kann, vor allem bei stark überkonsolidiertem Boden, problematisch werden. Da die gemessene Kompressionskurve nur allmählich vom überkonsolidierten Bereich in den normal-konsolidierten Bereich übergeht, muss eine entsprechend hohe Spannung im normalkonsolidierten Bereich erreicht werden. Sonst kann die Neigung der Kompressionsgerade im normalkonsolidierten Bereich nicht ausreichend genau ermittelt werden. Aus diesem Grund wurde in die Checkliste ebenfalls ein Punkt (1b) eingeführt, bei dem die Definition der NCL aus den Korrelationen für eo und C_c in Abhängigkeit der Indexeigenschaften, z. B. nach Burland (1990), erfolgt. Die Definition der Ent- bzw. Wiederbelastungsbereiches erfolgt weiterhin über die im Versuch bestimmte Kompressionskurve.

Zur Bewertung des Anfangszustandes der Beispieltriaxialversuche lässt sich sagen, dass die Anfangsporenzahlen zwischen 0,555 und 0,521 liegen und somit relativ dicht beieinander sind. Wie in Bild 8 zu sehen ist, liegen die Anfangsporenzahlen der Teilversuche unter der NCL, was aufgrund der Belastungsgeschichte zu erwarten ist. Die Porenzahlen der Teilversuche 1 bis 3 liegen genau auf einer Entlastungskurve und sind somit plausibel. Die Porenzahl von Teilversuch 4 ist etwas größer als die der anderen Teilversuche und weicht von der Entlastungskurve ab. Sie liegt aber noch innerhalb der definierten Grenzen, weshalb der Teilversuch nicht abgewertet wird. Aufgrund der etwas höheren Porenzahl von Teilversuch 4 könnte die maximale Deviatorspannung q_{max} bei diesem Teilversuch etwas geringer ausfallen.

4.2 Scherfestigkeit Shear strength

Das nächste Kriterium der Checkliste ist die ermittelte Scherfestigkeit in den einzelnen Teilversuchen. Betrachtet wird hier unter 2a) einmal der Peak-Zustand, also die maximale Festigkeit, und unter Punkt 2b) der End-Zustand. 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 eine 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 den abweichenden Proben, sodass diese nicht mit in die Definition der Scherfestigkeit einbezogen werden sollten.

Eine Abweichung zu einem niedrigeren Scherwiderstand ist i. d. R. ein Indiz für eine Störung der Probe. Ein höherer Scherwiderstand kann z. B. durch eine in situ lokale Verfestigung (Zementierung) des Bodens entstehen. In einem solchen Fall ist das Einbeziehen der Teilprobe in die Bestimmung der Festigkeitsparameter ϕ' und c' problematisch.



Bild 9:Bewertung der ermittelten Peak-Scherfestigkeit.Figure 9:Evaluation of the determined peak strength.

Die spannungsabhängige Festigkeit für den Peak-Zustand kann über

$$q = M_p \cdot p' + q_0 \tag{21}$$

und die für den End-Zustand über

$$q = M \cdot p' \tag{22}$$

beschrieben werden. Um einen Bereich zu definieren, wurde eine Schwankung der einzelnen gemessenen Festigkeiten von \pm 10 % als akzeptabel erachtet. Somit kann eine untere und obere Grenze für die Festigkeit jedes einzelnen Teilversuches über

 $q_{oG} = 1, 1 \cdot q \tag{23}$

(24)

$$q_{\scriptscriptstyle uG}=0,9\cdot q$$

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.

Bei der Bewertung der Festigkeit der Beispielversuche zeigt sich in den Bildern 9 und 10, dass sich sowohl bei der Peak-Festigkeit als auch bei der End-Festigkeit Teilversuch 3 etwas von den anderen Teilversuchen unterscheidet. Der gemessene Scherwiderstand ist in beiden Fällen etwas geringer als der bei Teilversuch 2, welche bei einer geringeren Konsolidationsspannung abgeschert wurde. Dies ist auffällig, aber da die Festigkeit von Teilversuch 3 trotzdem noch innerhalb der definierten Grenzen liegt, erfolgt keine Abwertung des Teilversuches.



Bild 10:Bewertung der ermittelten End-ScherfestigkeitFigure 10:Evaluation of the determined final strength

4.3 Porenwasserdrücke Pore water pressures

Ein weiteres Kriterium der Checkliste ist die Änderung des Porenwasserdruck Δu_p bei maximaler Deviatorspannung q. Da dieser ebenfalls vom Zelldruck p₀ abhängt, wird bei diesem Kriterium ein mit dem Zelldruck p₀ normierter Wert betrachtet. Bezogen wird dieser normierte Porenwasserdruck Δu_p /p₀ auf das Verhältnis von Zelldruck zur Vorbelastungsspannung p₀/p_{vor}. Hier sollte sich ein ansteigender Trend zeigen. Wie in Bild 11 zu sehen, kann dieser Trend über eine Gerade bewertet werden.





 $\Delta u_{\rm p}/p_{\rm 0}$.

Um geringe Schwankungen mit berücksichtigen zu können, wird auch hier ein Bereich definiert, in welchem die Versuchsergebnisse liegen sollten. Dabei wird eine $\pm 5\%$ ige Schwankung des normierten Porenwasserdrucks $\Delta u_p / p_0$ angesetzt.

Die Grenzen ergeben sich aus der Approximation der variierten Porenwasserdrücke als Geraden.

Ein abweichender Porenwasserdruck gibt Hinweise auf ein unerwartetes volumetrisches Verhalten, bzw. eine nicht 100%ige Sättigung.

Bei der Bewertung der Porenwasserdrücke im Peak-Zustand für die Beispielversuche zeigen sich keine Auffälligkeiten. Die gemessenen Porenwasserdrücke zeigen den erwarteten Spannungseinfluss und liegen fast auf der approximierten Geraden und somit auch innerhalb der definierten Grenzen.

4.4 Normierung über kritische Spannung Normalisation with the critical stress

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 φ_c sowie die Scherparameter φ' und c' für den Peak-Zustand aus der normierten Darstellung abgeleitet werden können. Es bietet sich somit eine redundante Überprüfung der Ergebnisse. Analog zur Bewertung der Scherfestigkeit kann auch bei der Betrachtung der normierten Spannungen ein Bereich über

$$\left(\frac{q}{p_c}\right)_{uG} = 0,9 \cdot \left(\frac{q}{p_c}\right) \tag{25}$$

$$\left(\frac{q}{p_c}\right)_{oG} = 1, 1 \cdot \left(\frac{q}{p_c}\right) \tag{26}$$

angegeben werden. Dabei wird eine 10%ige Abweichung als akzeptabel angesehen.

Die Normierung über die kritische Spannung 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 Ödometerversuche für Proben aus großen Tiefen nicht immer ausreichend genau möglich. Aus diesem Grund werden, wie auch beim Kriterium 1 der Checkliste, die Kompressionseigenschaften aus Korrelation der Kompressionseigenschaften zu Indexeigenschaften in der Bewertung betrachtet. Somit ergibt sich hier eine weitere Möglichkeit die Ergebnisse der Laborversuche einzuschätzen und zu überprüfen.

Sieht man sich die mit der kritischen Spannung p_c normierten Peak-Festigkeiten der Beispielversuche an, zeigt sich in Bild 12, dass die geringere Festigkeit von Teilversuch 3 auch bei der normierten Ansicht auftritt. Dies führt zu einer Abwertung des Teilversuches 3 bei diesem Kriterium.



Bild 12: Normierung von q_{max} mit der kritischen Spannung p_c Figure 12: Normalising of q_{max} with the critical stress p_c

Bei der Bestimmung der Scherkennwerte für den Peak-Zustand aus der Normierung ergeben sich φ° =12,6° und c[•]=88,3 kPa. Die direkt für den Peak-Zustand bestimmten Scherkennwerte aus dem q-p'-Diagramm ergeben sich zu φ° =9,5° und c[•]=219,4 kPa (siehe Bild 2). Die mit der Normierung bestimmten Werte liefern also einen etwas höheren Reibungswinkel und eine niedrigere Kohäsion. Die geringere Kohäsion ist plausibel, da die Versuche bei relativ hohen Spannungen nicht weit vom normalkonsolidierten Zustand durchgeführt wurden.

4.5 Hyperbelmodell Hyperbolic model

Als letztes Kriterium wird das durch das Hyperbelmodell, nach Kondner (1963) und Duncan, J. M. & Chang, C.-Y. (1970), beschriebene Spannungs-Dehnungs-Verhalten analysiert. Dabei wird die Spannungs-Dehnungs-Kurve über eine Hyperbel

$$q = \frac{\varepsilon_1}{(f + g \cdot \varepsilon_1)} \tag{27}$$

approximiert. Bei der Definition der Hyperbel wird vor allem Wert auf eine Abschätzung der Anfangssteifigkeit und des maximalen Spannungsdeviators gelegt. Der Hyperbelparameter f gibt dabei den Kehrwert der Steifigkeit zu Beginn der Scherung wieder und der Parameter g den Kehrwert der maximalen Deviatorspannung qmax.

Wie in Bild 13 angedeutet, sollte sich bei der aus dem Parameter f abgeleiteten Anfangssteifigkeit

$$E_0 = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1} \tag{28}$$

ein klarer Trend über die Konsolidationsspannung po zeigen. Dabei soll die Steifigkeit mit steigender Spannung po ebenfalls steigen. Auch hier kann ein Bereich definiert werden, in welchem die ermittelten Steifigkeiten liegen sollten. Es zeigt sich in Bild 13, dass die Steifigkeit von Teilversuch 3 genauso groß wie die von Teilversuch 2 obwohl Teilversuch 3 zu einer höheren Spannung konsolidiert wurde. Da die Steifigkeit von Teilversuch 3 außerhalb des zu erwartenden Bereiches liegt, wird Teilversuch 3 bei diesem Kriterium abgewertet.



Bild 13: E₀ abgeleitet aus Hyperbelparameter f in Abhängigkeit des Zelldrucks p₀
Figure 13: E₀ determined from the hyperbolic parameter f over the cell pressure p₀

Wie zuvor erwähnt, lässt sich aus dem Hyperbelparameter g die maximale Deviatorspannung q_{max} bzw. der asymptotische Wert für q der Hyperbel ableiten. Werden diese approximierten Werte ebenfalls in Abhängigkeit des Zelldruckes p_0 aufgetragen, sollten diese wieder über eine lineare Regression abbildbar sein. In Bild 14 ist dies dargestellt. Um geringe Abweichungen mit berücksichtigen zu können, wird auch hier ein Bereich definiert, in welchem die Versuchsergebnisse liegen sollten.

Wie auch bei der Steifigkeit, zeigt sich bei Betrachtung des q_{max}, abgeleitet aus Hyperbelparameter g, der zu erwartende ansteigende Trend für die Teilversuche 1, 2 und 4. Eine gewisse Abweichung gibt es wieder beim



Bild 14: q_{max} abgeleitet aus Hyperbelparameter g in Abhängigkeit des Zelldrucks p₀

Figure 14: q_{max} determined from the hyperbolic parameter g over the cell pressure p_0 Teilversuch 3. Da dieser aber noch innerhalb der definierten Grenzen liegt, erfolgt noch keine Abwertung des Versuches.

4.6 Übersicht zur Checkliste Check list summary

Um die Bewertung mit Hilfe der Checkliste zusammenzufassen und eine Übersicht über die Eigenschaften des untersuchten Bodens zu erstellen, wird zusätzlich noch eine Übersicht in Form einer Checkliste vorgeschlagen.

Hier sind zunächst die Indexeigenschaften wie Konsistenzgrenzen, Glühverlust und Aktivität vermerkt. Der Glühverlust ist ein Maß für den Anteil an organischem Material in der Bodenprobe. Die Aktivität

$$A = \frac{I_p}{C} \tag{29}$$

kann, über das Verhältnis der Plastizitätszahl I_p zum Tonanteil C, Hinweise auf die Mineralzusammensetzung bzw. die Quellfähigkeit des Bodens geben. Der Wert von Glühverlust bzw. Aktivität kann ein Hinweis auf unerwartetes Bodenverhalten sein.

Im nächsten Abschnitt der Übersicht sind die ausgewerteten Versuche und der Tiefenbereich, aus welchem die Proben stammen, vermerkt.

Im letzten Abschnitt folgt eine Übersicht der Bewertung aus der Checkliste. In einer Tabelle (siehe Tabelle 2) sind alle Bewertungskriterien aufgelistet. In weiteren Spalten erfolgt eine Übersicht, ob die einzelnen Teilversuche die Kriterien erfüllen. Ist das Kriterium erfüllt, wird es mit einem Kreuz (x) markiert, wenn nicht mit einem Kreis (o). So kann direkt abgelesen 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 herangezogen werden sollten. Hier werden die Teilversuche abgewertet, welche in den Kriterien Anfangszustand (1a, 1b), Peak-Festigkeit (2a), Porenwasserdrücke (3), Spannungsnormierung (4a, 4b), Steifigkeit aus Hyperbelmodell (5a) nicht genügen. Bei der Bewertung sind vor allem die Kriteri-

Kriterium		Teilversuch				Übereinstimmung
		1	2	3	4	[%]
Anfongerustand	1a aus Laborversuch	x	x	x	x	100
Aniangszüstanu	1b aus Korrelation	x	x	x	x	100
	2a Peakfestigkeit	x	x	x	x	100
Festigkeit	2b Endfestigkeit	x	x	x	x	100
Porenwasserdrücke	3 Spannungsabh. max. PWD	x	x	x	x	100
Championantianing	4a aus Laborversuch	x	x	0	х	75
Spannungsnormierung	4b aus Korrelationen	x	x	0	x	75
Llunorholporomotor	5a Spannnungsabh. von E_0	x	x	0	x	75
пурегреграгатер	5b Spannnungsabh. von q _{max}	х	x	x	x	100
Gesamtwertung		x	x	0	x	75

Tabelle 2:Bewertungstabelle für die untersuchten TeilversucheTable 2:Evaluation table for the tested samples

en (2a), (3) und (4) ausschlaggebend. Eine Abwertung in diesen Kriterien sollte zum Ausschluss der Teilprobe aus der Bewertung der Scherfestigkeit führen. Die Kriterien (1), (2b) und (5) bewerten Abweichungen des Anfangszustandes bzw. aus dem Bodenverhalten ableitbare Zustände (z. B. kritischer Zustand). Diese können Hinweise auf ein abnormales mechanisches Verhalten der Bodenprobe geben.

Wie in Tabelle 2 zu sehen, sind die Kriterien 4a, 4b und 5a für die Teilprobe 3 nicht erfüllt. Außerdem war Teilprobe 3 auch bei anderen Kriterien auffällig. Aus diesem Grund, würde die Empfehlung hier lauten, Teilprobe 3 bei der Bestimmung der Scherfestigkeit nicht mit zu berücksichtigen. Bei der konventionellen Auswertung der Teilversuche 1, 2 und 4 ergeben sich somit die Scherkennwerte φ ^c=10,4° und c^c=203,8 kPa. Diese nähern sich den Werten, die aus der Normierung über die kritischen Spannungen unter Einbeziehung der Kompressionseigenschaften aus Korrelationen bestimmt wurden.

5 Zusammenfassung Conclusions

Bei dem hier beschriebenen Vorgehen wird gezeigt, wie Unplausibilitäten bei den Resultaten von Triaxialversuchen an ungestörten überkonsolidierten Ton Proben durch die Betrachtung von asymptotischen Grenzzuständen aus der Theorie der kritischen Zustände erklärt 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.

Es wurde eine Prozedur für die Bewertung von Scherversuchen beschrieben. Dabei wurde eine Checkliste vorgestellt, mit welcher die analysierten Scherversuche bewertet werden können.

Mit Hilfe der Checkliste können einzelne Teilversuche identifiziert werden, welche bei der Bestimmung der Scherkennwerte nicht mit berücksichtigt werden sollten. Des Weiteren wurde ausführlich beschrieben, wie mit Hilfe einer Normierung über die kritische Spannung p_c die kritische Scherfestigkeit φ_c sowie die Scherparameter φ' und c' für den Peak-Zustand bestimmt werden können. Die Bewertung über die Checkliste kann für jeden Versuch auf einem Übersichtsblatt zusammengefasst werden.

6 Literatur References

Atkinson, J. (1993): An introduction to the mechanics of soils and foundations: through critical state soil mechanics. McGraw-Hill Book Company (UK) Ltd, London. Burland, J. B. (1990): On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, Nr. 3, S. 329-378.

Duncan, J. M. & Chang, C.-Y. (1970): Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the soil mechanics and foundations division 96, Nr. 5, S. 1629-1653.

Jaky, J. (1944): The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers 78, Nr. 22, S. 355-358.

Kondner, R. L. (1963): A hyperbolic stress-strain formulation for sands. Northwestern University.

Roscoe, K. H. (1963): Mechanical behaviour of an idealized'wet'clay. Proc. 3rd Eur. Conf. Soil Mech. Wiesbaden, S. 47-54.

Roscoe, K. H. & Burland, J. B. (1968): On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. Cambridge University Press, Cambridge.

Schofield, A. & Wroth, P. (1968): Critical state soil mechanics. McGraw-Hill Book Company (UK) Ltd, London.

Schwiteilo, E. (2015): Uncertainties in reference states in the determination and validation of soil parameters. Proc. of the 24th European Young Geotechnical Engineers Conference.

Vaid, Y. P. & Sivathayalan, S. (1997): Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens. Canadian Geotechnical Journal 33, Nr. 6, S. 1017-1020.

Wood, D. M. (1990): Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press, Cambridge.