



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN

Institut für Geotechnik

MITTEILUNGEN
HEFT 24

OHDE-Kolloquium 2018

**AKTUELLE THEMEN DER
GEOTECHNIK**

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.
Für die Inhalte der Beiträge sind die Autoren allein verantwortlich.

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

Vorwort des Herausgebers

Das Ohde-Kolloquium 2018 mit der traditionellen Überschrift — *Aktuelle Themen in der Geotechnik* – wird wieder in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Wasserbau an der Technischen Universität Dresden veranstaltet. Damit werden die beiden Wirkungsstätten von Professor Johann Ohde gewürdigt, mit denen er seine Lehr- und Forschungstätigkeit verknüpft hat.

Die Beiträge des diesjährigen Kolloquiums können grob in drei Themengruppen unterteilt werden:

- Bodenverhalten
- Feld- und Modellversuche
- Numerik und Anwendungen

Die meisten Themen sind eng mit der Komplexität des Bodenverhaltens verbunden. In Abhängigkeit ihres Zustandes und einer aufgetragenen Belastung können Böden verschiedene Zustandsformen – gasförmig, flüssig und fest. Insbesondere der Übergang vom Feststoff zur Flüssigkeit (Bodenverflüssigung, hydraulischer Grundbruch, usw.) ist mit einem hohen Schadenspotenzial für Bauwerke und Menschen verbunden. Modellversuche im Labor und Monitoring im Feld sind für das Verständnis und die rechtzeitige Erkennung der Gefahrenzustände unumgänglich. Inwieweit die jetzigen Prognosen ausgereift sind, zeigen die numerischen Berechnungen für ausgewählte Anwendungen.

Dresden, im Juni 2018

Ivo Herle

Inhaltsverzeichnis

Bodenverhalten

Bewertung von Scherversuchen aus Vergleichsuntersuchungen an feinkornigem Boden

Erik Schwiteilo, Ivo Herle 1

Experimentelle Untersuchungen zur Rissinitiation hydraulisch belasteter feinkörniger Böden

Helen Günther 17

Verdichtung und Zustandsbeschreibung gemischtkörniger Böden

Carsten Lauer, Jens Engel 33

Zur Strukturentwicklung granularer Materialien in Scherversuchen

Max Wiebicke, Edward Andò, Gioacchino Viggiani, Ivo Herle 49

Ein erweitertes Bounding Surface Modell für die Anwendung auf allgemeine Spannungspfade im Sand

Katharina Bergholz 67

Anwendung der Dimensionsanalyse zur Untersuchung des Erosionsdurchbruches in feinkornigen Boden

Johannes Welsch, Ivo Herle 83

Laborversuche und Berechnungen zur Ermittlung der wirksamen Wandschubspannungen im Hole-Erosion-Test zur Bestimmung der Erosionsparameter bindiger Böden

Manuel Hark 99

Beurteilung der Verflüssigungsneigung grobkörniger Böden

Bozana Bacic 115

Feld- und Modellversuche

Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit der Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen

Torsten Wichtmann 127

1g Modellversuche mit granularen Säulen in organischen Böden <i>Marcel Ney, Frank Rackwitz</i>	143
Bodenverdichtung - Experimentelle und numerische Untersuchungen <i>Holger Pankrath</i>	159
Numerik und Anwendungen	
Herausforderungen für die Spezialtiefbau-Forschung <i>Wolfgang Wehr</i>	175
Zur Prognose von Ersatzfedersteifigkeiten von Tiefgründungssystemen am Beispiel der Itztalbrücke <i>Thomas Meier</i>	187
Dynamische numerische Berechnungen zur Bewertung der Standsicherheit von Erd- dämmen unter Erdbebeneinwirkung <i>Jamal Hleibieh, Ivo Herle</i>	201
CFD Simulation von Fluidströmung in Gesteinskluft mit OpenFOAM <i>Maxim Finenko, Heinz Konietzky</i>	211

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 ϕ' 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 φ' 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 (φ_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%.

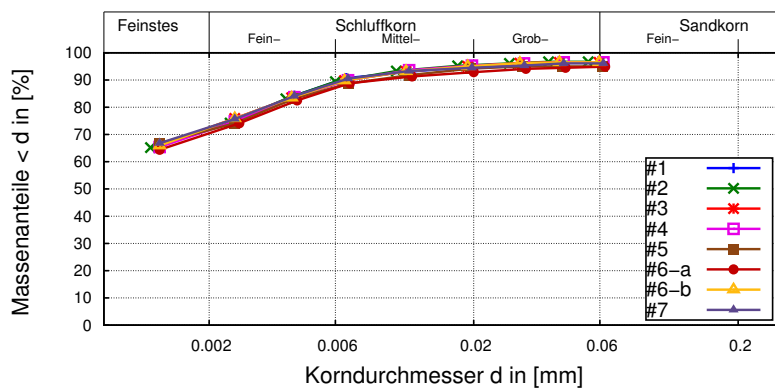


Abbildung 1: Korngrößenverteilungen der Proben

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.

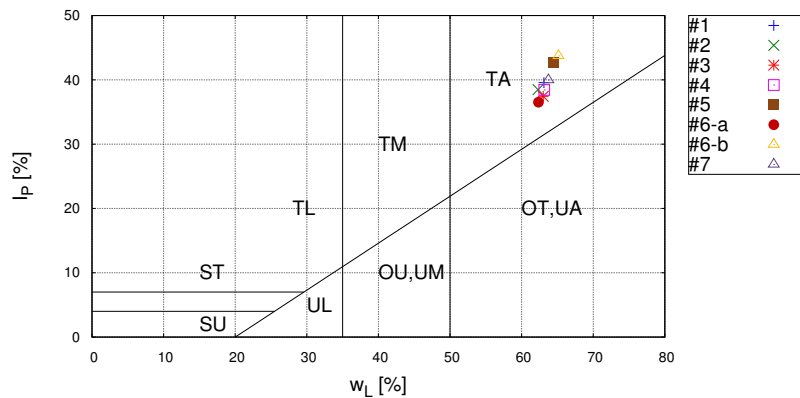


Abbildung 2: Plastizitätsdiagramm der Proben

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 φ' und c' zu identifizieren.

Grundlegend erfolgt eine Kombination der Auswertung von Kompressions- und Scheitungsversuchen. 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 σ' . 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 σ' 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 .

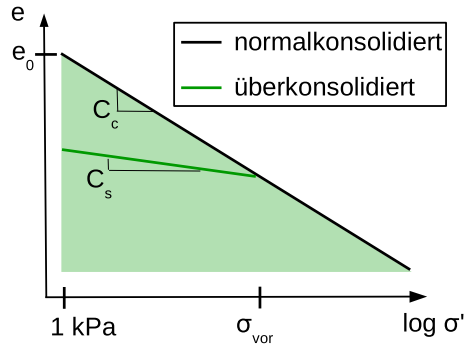


Abbildung 3: Skizze zur Definition der Normalkonsolidations-Linie (NCL)

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 σ' unterschiedliche maximale Schubspannungen τ über:

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

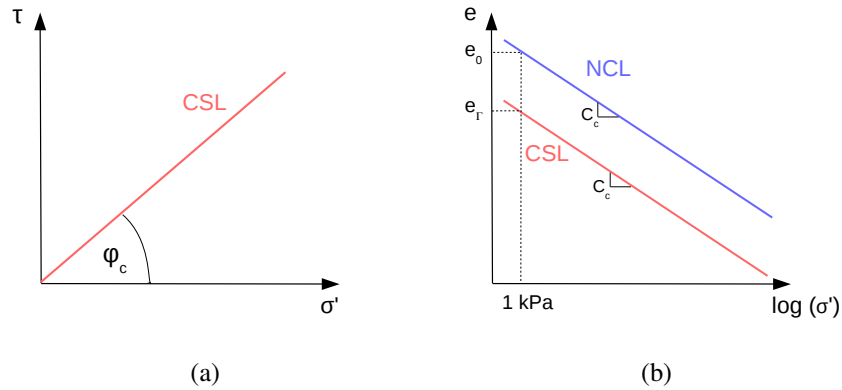
In Abbildung 4 (a) ist dies skizziert.

Die im kritischen Zustand erreichte Porenzahl ist ein charakteristisches Bodenmerkmal und hängt von der effektiven Spannung σ' ab. Werden die erreichten kritischen Porenzahlen e_c in Abhängigkeit der effektiven Spannung σ' 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_Γ 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 τ - σ' -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 σ_c entspricht einer Projektion der aktuellen Porenzahl auf die CSL im e - σ' -Diagramm (siehe Abb. 5) und kann über

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

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.

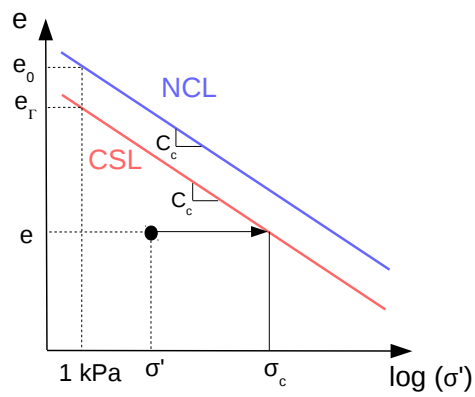
Wie in Abbildung 6 skizziert, können die normierten maximalen Schubspannungen τ_{max} über eine Geradengleichung

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

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.

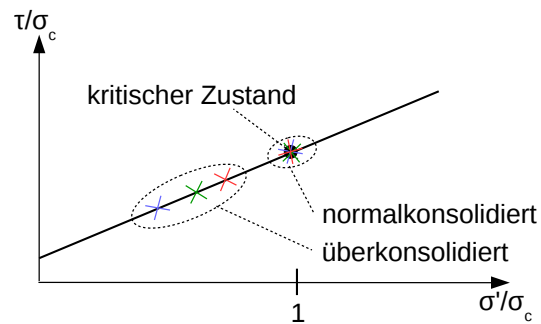
Mit Hilfe der Geradenparameter j und f kann der kritische Reibungswinkel bei $\sigma'/\sigma_c = 1,0$ über

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

Abbildung 5: Skizze zur Bestimmung der Normierungsspannung p_c

bestimmt werden. Des Weiteren kann über den Anstieg j der Geraden ein Peak-Reibungswinkel φ' 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 τ_{max} mit der kritischen Spannung σ_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 τ_{max} über die Normalspannung σ' (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%).

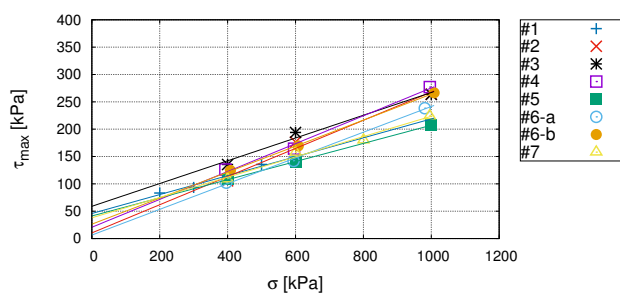


Abbildung 7: Schergeraden für die Ermittlung der Peak-Scherfestigkeiten

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

Des Weiteren wurde mit dem Spannungsverhältnis τ_{max}/σ 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 φ^* einem Reibungswinkel für den normal konsolidierten Zustand. Die Resultate sind ebenfalls in Tabelle 1 aufgelistet und in Abbildung 8 dargestellt. Für den Ersatzreibungswinkel φ^* ergab sich ein Mittelwert von $14,0^\circ$.

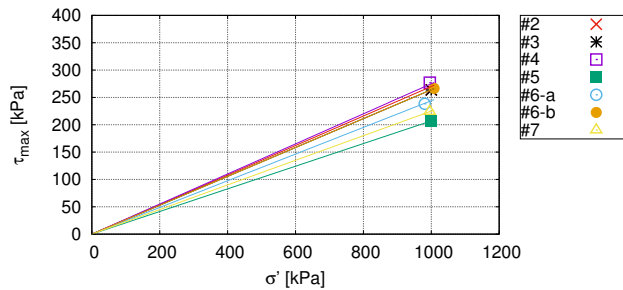
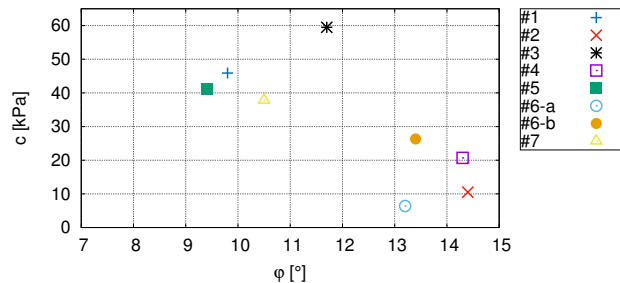


Abbildung 8: Ermittlung des Reibungswinkels aus dem Scherwiderstand bei $\sigma = 1000 \text{ kPa}$

Tabelle 1: Peak-Scherparameter sowie Postpeakreibungswinkel

Teilnehmer	Reibungswinkel	Kohäsion	Ersatz-
	φ [°]	c [kN/m ²]	Reibungswinkel φ^* [°]
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 φ' 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 ϕ' und c'

5 Bewertung der Versuche

Eine Bewertung kann über zwei Arten erfolgen. Zum einen durch einen Vergleich mit Korrelationen zu Indezeigenschaften, 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 ϕ' 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 ϕ' 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 - σ' -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.

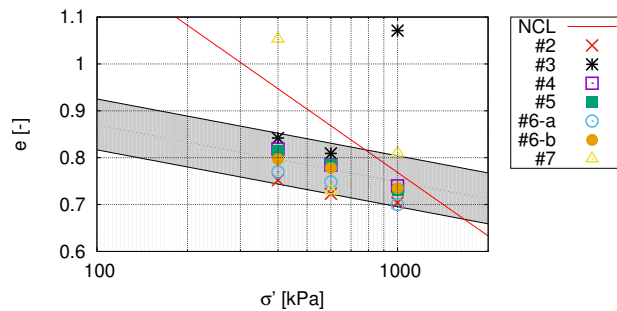


Abbildung 10: Überprüfung des Anfangszustandes der einzelnen Proben

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 τ_{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 mit in die Definition der Scherfestigkeit einbezogen werden sollten.

Bei den gemessenen maximalen Schubspannungen τ_{max} für die einzelnen Auflasten 400, 600 und 1000 kPa ergeben sich Schwankungen von etwa $\pm 15\%$ für τ_{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).

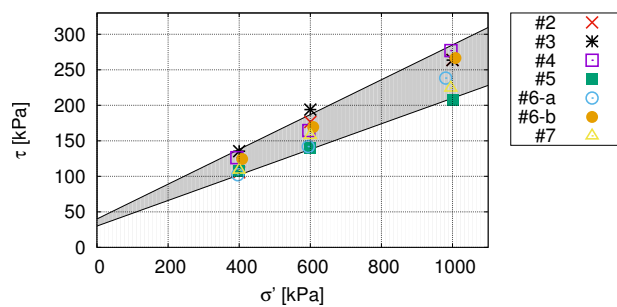


Abbildung 11: Überprüfung der maximalen Scherspannung τ_{max}

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 φ_c sowie die Scherparameter φ' 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 σ_c normierten maximalen Schubspannungen τ_{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.

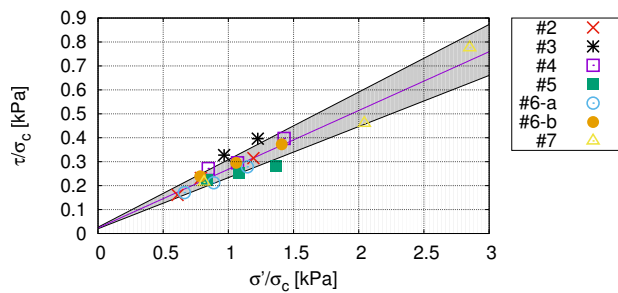


Abbildung 12: Überprüfung der normierten Spannungen

Wie in Abschnitt 3.3 beschrieben, kann aus der normierten Darstellung auch der kritische Reibungswinkel φ_c sowie der Peak-Reibungswinkel φ' 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 φ^* wird hier mit dem kritischen Reibungswinkel φ_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 φ' 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

Experimentelle Untersuchungen zur Rissinitiation hydraulisch belasteter feinkörniger Böden

Helen Günther

Bundesanstalt für Wasserbau

Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch ist nach Eurocode 7 und DIN 1054: 2010 bei der Bemessung von unter-, um- oder durchströmten Bauwerken kritisch zu betrachten, da der Versagensmechanismus oft mit vielen Unbekannten verbunden ist und im Gegensatz zu anderen Grenzzuständen der Tragfähigkeit meist ohne Vorankündigung sehr plötzlich eintritt. Vor allem für feinkörnige Böden wie Schluffe und Tone mangelt es an Versuchsdaten und Erfahrungswerten, um die Bemessungsverfahren, welche meist auf Beobachtungen und theoretischen Überlegungen für granulare Böden beruhen, anzupassen. Der Ansatz von zusätzlichen Bodenwiderständen wie Kohäsion oder Zugfestigkeit für eine wirtschaftlichere Dimensionierung ist oft gefordert, aber riskant. Einerseits entsprechen die eintretenden Versagensmechanismen im feinkörnigen Boden nicht zwingend den Modellvorstellungen, die den Bemessungskonzepten zugrunde liegen und andererseits spiegeln die Standardlaborversuche zur Ermittlung der Scherparameter nicht die insitu-Bedingungen wider, unter denen ein hydraulisches Versagen eintritt. Um den Widerstand feinkörniger Böden gegen hydraulische Belastung im Labor besser zu erfassen, wird ein modifizierter Triaxialversuch vorgestellt, der es ermöglicht, den Grenzzustand zu Beginn des hydraulischen Versagens in Abhängigkeit von Überkonsolidierungsgrad, Spannungszustand und Belastungsgeschwindigkeit in homogenen Böden zu bestimmen.

1 Einführung

1.1 Hydraulisches Versagen nach EC7 und DIN 1054

Im Eurocode 7-1 [EC714] wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit zwischen vier hydraulischen Versagensmechanismen unterschieden: Aufschwimmen, hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping. Während die Nachweise gegen Aufschwim-

men und hydraulischen Grundbruch anhand einer Grenzzustandsgleichung aus stabilisierenden und destabilisierenden Kräften geführt werden, erfolgt die Bemessung gegen Materialtransport durch Erosion und Piping anhand von Filterkriterien [Sch15]. Die drei hydraulischen Versagensmechanismen des Grenzzustandes HYD (hydraulischer Grundbruch, Erosion und Piping) werden durch Strömungskräfte im Boden verursacht, wobei auf der Widerstandsseite nur das Bodeneigengewicht anzusetzen ist. Beim Nachweis gegen Aufschwimmen (UPL) handelt es sich um eine Sonderform des Nachweises der Lagesicherheit (EQU), verursacht durch Porenwasserüberdruck unterhalb eines Bauwerks oder einer geringdurchlässigen Bodenschicht, wobei neben dem Eigengewicht zusätzliche stabilisierende Kräfte, z.B. aus Wandreibung oder Verankerung, berücksichtigt werden können. Nach DIN 1054:2010 [DIN10] wird der Grenzzustand des hydraulischen Grundbruchs durch die Bemessungswerte der Strömungs- und Auftriebskraft an einem maßgebenden Bodenprisma im Abstrombereich definiert:

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d}. \quad (1)$$

Die Grenzzustandsgleichung für den Nachweis gegen Aufschwimmen lautet:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d, \quad (2)$$

wobei unter $V_{dst,d}$ ständige und veränderliche, destabilisierende Vertikalkräfte zusammengefasst sind, $G_{stb,d}$ ständige, stabilisierende Vertikalkräfte darstellt und mit R_d zusätzliche Widerstände berücksichtigt werden können.

1.2 Berücksichtigung bindiger Böden

Im Regelfall müssen alle vier hydraulisch bedingten Versagensmechanismen für um- oder unterströmte Bauwerke im Grundwasser geprüft werden, obwohl das Auftreten der Versagensformen stark vom Baugrund und der Strömungsbelastung abhängt. Dieser unspezifischen Nachweisforderung geschuldet, sind die angegebenen Sicherheiten für verschiedene Randbedingungen sehr unterschiedlich zu beurteilen. Um zu berücksichtigen, dass die Vorgaben unter Umständen zu konservativ sind, wird der Ansatz „günstiger Effekte der Kohäsion oder der Zugfestigkeit“ beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch „bei mindestens steifen bindigen Böden“ erlaubt, wobei allerdings „besondere Sachkunde und Erfahrung“ erforderlich ist [DIN10]. Wie die Berücksichtigung günstiger Effekte erfolgen soll, wird allerdings nicht dargestellt. Die Nachweise im Grenzzustand HYD sind durch zahlreiche Versuche an nichtbindigen Böden und theoretischen Betrachtungen granularer Materialien aus kugelförmigen Partikeln entstanden. Das Kräftegleichgewicht für den hydraulischen Grundbruch geht auf Untersuchungen von Terzaghi [TP61] zurück und beruht auf der Beobachtung des Verlusts der effektiven Spannungen im Abstrombereich. Dieses Auflösen der Korn-zu-Korn-Kontakte ist bei bindigen Böden aufgrund der Bindungskräfte zwischen den Tonpartikeln nicht möglich. Daher ist ein Verzicht auf den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch nach DIN 1054: 2010 bei „mindestens steifem tonigem bindigen Boden“ möglich [DIN10].

Für eine ausreichende Sicherheit gegen Materialtransport im Boden wird in [DIN10] auf die Filterkriterien in den Merkblättern der BAW zu Kornfilter [MAK13], zur Standsicherheit von Böschungen [MSD11] und zum Materialtransport im Boden [MMB13] verwiesen. Unter den zahlreichen Empfehlungen für nichtkohäsive Böden finden sich nur wenige Anmerkungen zum Materialtransport in kohäsiven Böden, wobei Suffosion aufgrund der Kohäsionskräfte ausgeschlossen wird. Allein im MMB wird auf die Beobachtungen von Sherard [She89] eingegangen, der auf Schäden durch Kontakterosion an Staudämmen mit mineralischer Kerndichtung aufmerksam wurde. Den Beginn der Erosion im bindigen Boden konnte er auf Rissentstehung durch Spannungsumlagerungen zwischen Dichtung und Stützkörper zurückführen.

2 Untersuchungen an feinkörnigen Böden

2.1 Allgemeines

Versuche zum hydraulischen Versagen von Böden mit maßgebendem Feinkorn- oder Mineralanteil sind weitaus komplexer als Untersuchungen an nichtbindigem Bodenmaterial, auf denen ein Großteil der oben genannten Bemessungskonzepte basieren. Aufgrund der hydraulisch-mechanischen Eigenschaften bindiger Böden steigt die Anzahl der Einflussfaktoren auf das Bodenverhalten, welche bei der Versuchsplanung und -durchführung sowie der Auswertung der Versuchsdaten Eingang finden müssen. Gleichzeitig wird die Verwendung einfacher Modellvorstellungen für die Boden-Wasser-Interaktion durch die Mikrostruktur mineralhaltiger Böden und der kohäsiven Bindungskräfte erschwert.

Im Folgenden wird ein Überblick zu Beobachtungen an feinkörnigen Böden im Labor gegeben, die den Fragestellungen nach den hydraulischen Versagensmechanismen und den tatsächlichen Bodenfestigkeiten in einem gesättigten Untergrund zuzuordnen sind.

2.2 Hydraulisches Versagen

Die in der Literatur verwendeten Begrifflichkeiten für Materialtransport, der durch Strömung im Boden verursacht wird und zum hydraulischen Versagen führen kann, sind nicht einheitlich. Für die Zusammenstellung in diesem Kapitel sind nur die Phänomene Suffosion (Austrag der feineren Kornfraktion durch die gröbere Bodenmatrix), Kontakterosion (Beginn des Materialtransports in der Kontaktzone zweier Bodenschichten) und rückschreitende Erosion oder Piping (Bodenaustrag auf der Abstromseite, der sich entgegen der Strömungsrichtung fortpflanzt) neben dem totalen Verlust der effektiven Spannungen durch hydraulischen Grundbruch relevant. Schon Terzaghi [TP61] beschreibt den Versagensmechanismus des hydraulischen Grundbruchs in nichtbindigen Böden als eine Form des Piping an einer umströmten Spundwand eines

Fangedamms. Weitere Durchströmungsversuche an homogen eingebauten, granularen Materialien, wie von Fellin [FKW16] und [Sch13] beschrieben, zeigen, dass beim Erreichen des kritischen Gradienten nicht zwingend ein hydraulischer Grundbruch eintritt oder dieser zumindest durch die Bildung von Strömungskanälen angekündigt wird. Eine klare Abgrenzung der einzelnen Mechanismen ist meist schwierig.

Sind im Boden ausreichende kohäsive Kräfte vorhanden, kann ein Verlust der Korn-zu-Korn-Kontakte durch hydraulischen Grundbruch ausgeschlossen werden. Der klassische Versuchsaufbau, bei dem der Potentialunterschied an einer unterströmten Wand bis zum Versagen des Bodens gesteigert wird, ist daher im bindigen Material selten. Von Wudtke [Wud14] wurden solche Versuche mit lagenweise eingebautem Ton durchgeführt, bei denen der Versagensbeginn durch Rissbildung und Porenaufweitung am Wandfuß beobachtet wurde. Durch fortschreitende Erosionserscheinungen bildete sich ein parabelförmiger Bruchkörper, sodass es schließlich zu einem Versagen durch Aufschwimmen im Abstrombereich kam. Aus diesen Beobachtungen resultiert ein modifizierter Bemessungsansatz für den hydraulischen Grundbruch im bindigen Boden, der im ersten Schritt das Eintreten der Rissbildung durch Überschreiten der Zugfestigkeit durch den hohen hydraulischen Gradienten überprüft und im Anschluss das Aufschwimmen des parabelförmigen Bodenkörpers unter Ansatz von Kohäsion und Wandreibung betrachtet. Hierfür ist einerseits eine Methode zur Bestimmung der Zugfestigkeit kohäsiver Böden im gesättigten Zustand und andererseits eine genaue Untersuchung, welche Scherkräfte in der durch Materialtransport, Aufweichen und Porenaufweitung beeinflussten Scherfuge tatsächlich wirken, unabdingbar.

Andere Laboruntersuchungen zu hydraulischen Versagensmechanismen in Schluff und Ton sind oft durch Schadensfälle an Dämmen und Deichen motiviert. Nach Foster [FFS00] sind 46% der Schadensfälle an o.g. Erdbauwerken auf Erosionserscheinungen zurückzuführen, wobei kohäsive Materialien und die Kontaktzonen zwischen kohäsiven und nichtkohäsiven Schichten oft eine wesentliche Rolle spielen. Die aus Laborversuchen und theoretischen Modellen abgeleiteten Kriterien für Kontakt-erosion bei bindigen Böden basieren meist auf dem Konzept eines kritischen hydraulischen Gradienten oder einer kritischen Fließgeschwindigkeit, bei denen der Materialtransport beginnt. Diese werden in Abhängigkeit von der Porengröße einer angrenzenden Filterschicht, der undrännierten Kohäsion [Reh67, Mue91] oder weiterer Einflussgrößen wie des Spannungszustandes [Zou00] bestimmt.

Suffosion ist in stark bindigen Böden nicht zu erwarten [MSD11], doch Sato [SK15] vermutete aufgrund von insitu-Messungen in [Yok02] und [OMHO06], bei denen trübes Wasser auf den Austrag von Feinanteilen aus dem homogenen, bindigen Dammmaterial hinweisen, dass auch im kohäsivem Boden innere Erosion möglich ist. Entsprechende Durchströmungsversuche im Labor zur Untersuchung des Einflusses der Suffosion auf die Bodenfestigkeit wurden durchgeführt. Ähnliche Untersuchungen zur Veränderung der mechanischen Eigenschaften in Abhängigkeit des durch Kontakt-erosion oder Suffosion ausgetragenen Feinkornanteils zeigen in [YLS05] und [OMHO06], dass das Bodenverhalten anhand des vorhandenen Feinanteils in verschiedene Kategorien eingeteilt werden kann.

Die genannten Versuchsberichte belegen, dass die hydraulischen Versagensmechanismen in bindigen Böden sich von denen in nichtbindigen Böden stark unterschei-

den und gleichzeitig, dass die Versuchsparameter aufgrund der Vielzahl der Einflussgrößen den insitu-Randbedingungen der Problemstellung angepasst werden müssen. Eine Prognose des Versagensverlaufs ist schwierig. Stellt man allerdings den Versagensbeginn oder -auslöser in den Fokus, so ist nach [Wud14] die Rissentstehung durch die hydraulische Belastung von Interesse. Auch Sherard [She89] führte die Piping-Phänomene an Staudämmen auf Fehlstellen im kohäsiven Dichtungsmaterial zurück. Aus Laborversuchen an verschiedenen bindigen und nichtbindigen Materialien folgerte er, dass der Beginn von Erosion in bindigen Böden nur an spannungsfreien Oberflächen, die etwa durch Rissbildung entstehen, möglich ist. Ist der Widerstand eines feinkörnigen Baugrundes gegen hydraulisch induzierte Risse bekannt, ist eine Bemessung gegen den Versagensbeginn möglich. Untersuchungen zur Veränderung der hydraulischen und mechanischen Eigenschaften durch Erosionskanäle und an aufgeweichten Scherfugen sind nur notwendig, wenn wie in [Wud14] Kohäsion oder Zugfestigkeit als haltende Kräfte in ein Nachweisverfahren eingehen, das auf dem Versagensablauf basiert.

2.3 Bodenwiderstände

Eine Fehlstelle in Form eines Risses entsteht, wenn die Zugfestigkeit des Bodens lokal überschritten wird. Für bindige Böden existiert eine Vielzahl indirekter Zugversuche wie der einaxiale Druckversuch (nach [DIN03]), der Biegebalkenversuch (nach [DIN01]) oder Spaltzugversuche, wie sie von Schick [Sch05] an gemischtkörnigen Proben durchgeführt wurden, sowie direkte Zugversuche nach Niemeyer [Nie64], Brüggemann [Bru98], Junge [Jun99] und Zeh [Zeh07]. In diesen Versuchen wird die Zugbeanspruchung mechanisch aufgebracht und bei den Probekörpern handelt es sich meist um ungesättigte Tone, sodass ein wesentlicher Teil der ermittelten Zugfestigkeit auf Kapillarkräfte zurückzuführen ist. Bei den in [She89] oder [Wud14] beobachteten, hydraulisch induzierten Rissen ist jedoch die Festigkeit im gesättigten Boden von Interesse, die auf den elektro-chemischen Bindungen zwischen den Bodenpartikeln beruht.

Geht man zunächst von einem linear-elastischen, ideal-plastischen Materialverhalten bis zur Rissentstehung aus, so lässt sich die effektive Zugfestigkeit σ'_t eines Bodens aus dem Mohr-Coulomb-Grenzkriterium in effektiven Spannungen aus dem Reibungswinkel ϕ' und der effektiven Kohäsion c' ermitteln:

$$\sigma'_t = c' \cdot \cot \phi' \quad (3)$$

Dieses lineare Festigkeitskriterium basiert auf Scherversuchen im Bereich hoher effektiver Spannungen. Untersuchungen in [Bor53], [ZGL98] und [PN17] weisen eine deutliche Nichtlinearität des Bodenverhaltens bei geringen effektiven Spannungen auf und belegen, dass Festigkeitsparameter, ob bei Zug- oder Scherbeanspruchung, keine inhärenten Bodeneigenschaften sind.

Das Überschreiten der Zugfestigkeit von Boden oder Fels durch eine hydraulische Belastung kommt beim Fracking zur praktischen Anwendung. Für die Optimierung des Frackingvorgangs existieren viele Labor- und Feldversuche sowie numerische Simulationen, die sich meist auf das Verhalten von Festgestein konzentrieren. Bei den Fracking-Versuchen an feinkörnigem Boden ist vor allem auf Murdoch [Mur92], Andersen [ARL94] und Yu [YRA15] zu verweisen, die den Einfluss von Bodenstruktur, Überkonsolidierungsgrad und Spannungszustand auf den erforderlichen Porenwasserdruck für das Aufbrechen des Bodens und das Rissbild dokumentieren. Eine Ableitung von Festigkeitsparametern für den Boden erfolgte in diesen Arbeiten nicht.

3 Triaxialversuch zum hydraulischen Widerstand feinkörniger Böden

3.1 Versuchsmethode

Die in Kapitel 2 genannten Untersuchungen beschreiben einen Versagensbeginn bei hydraulischer Belastung durch Risse, die starke Abhängigkeit des Verhaltens feinkörniger Böden von Bodenstruktur und -zustandsgrößen und belegen die Nichtlinearität der Bodenfestigkeit im Bereich kleiner Spannungen. In den experimentellen Untersuchungen zum hydraulischen Versagensbeginn an um- und unterströmten Bauwerken in feinkörnigen Böden, soll basierend auf diesen Beobachtungen die Bodenfestigkeit in Abhängigkeit ausgewählter Einflussgrößen beurteilt werden. Ziel ist es, unter definierten Anfangs- und Randbedingungen den Widerstand homogen aufbereiteter, gesättigter Proben aus feinkörnigen Böden gegen einen lokal induzierten hydraulischen Gradienten zu beurteilen. Der Versuchsaufbau ist so konzipiert, dass lokal ein Porenwasserüberdruck in die Bodenprobe eingebracht werden kann, welcher den hohen hydraulischen Gradienten innerhalb einer Bodeninhomogenität abbildet, und hierbei maßgebende Einflussparameter während des Versuchsablaufs genau geregelt und gemessen werden können. Für diesen Zweck wird ein Triaxialgerät mit einer Kanüle an der Kopfplatte und vier unabhängig voneinander geregelten Druck-Volumen-Reglern für den Zeldruck und die Porenwasserdrücke an der Kopf- und Fußplatte sowie an der Kanülenspitze ausgestattet. Der Aufbau des Triaxialgeräts, der im Prinzip den in Kapitel 2.3 genannten Fracking-Versuchen entspricht, ist links in Abbildung 1 skizziert. Die verwendete Kanüle mit einem porösen Filter an der Spitze ist rechts dargestellt.

3.2 Probenmaterial und Probenherstellung

Die Interpretation der Versuchsergebnisse soll durch die Verwendung von Materialien mit eindeutiger Mineralzusammensetzung und die Herstellung reproduzierbarer,

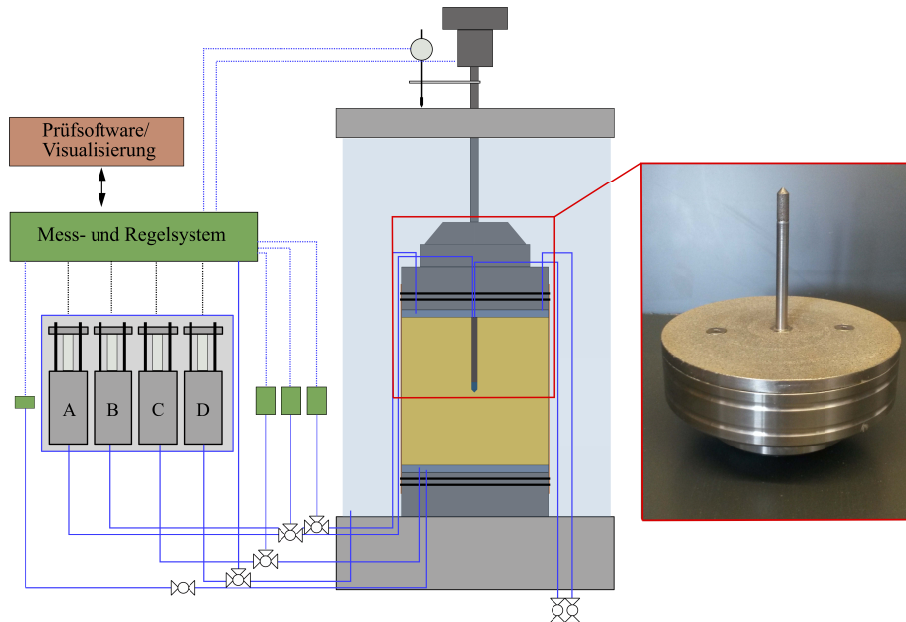


Abbildung 1: Skizze des Versuchsaufbaus „hydraulische Beanspruchung im Triaxialgerät“ (links) und Kopfplatte mit Kanüle für die lokale Porenwasserdruckerhöhung (rechts)

homogener Probekörper vereinfacht werden. Daher werden die Versuche an einem reinen Schluff, einem Kaolin und einem Bentonit durchgeführt, womit ein feinkörniger Boden ohne maßgebenden Tonanteil, ein Ton mit nichtquellenden Eigenschaften aus Zweischichtsilikaten und ein stark quellender Ton aus Dreischichtmineralen gewählt wurden. Die hydraulisch-mechanischen Eigenschaften dieser Böden wurden bereits in [Wud14] und [Bai14] dokumentiert. Die Korngrößenverteilungen und die Einordnung der Materialien in das Plastizitätsdiagramm nach Casagrande sind der Abbildung 2 zu entnehmen.

Die Materialien liegen in Pulverform mit einem Wassergehalt von 0,1 bis 3,0 % vor. Für die Konsolidierung wird der Boden bei einem Wassergehalt entsprechend der zwei- bis dreifachen Fließgrenze 24 Stunden unter Vakuum gerührt, um Aggregatstrukturen aufzubrechen und Lufteinschlüsse zu beseitigen. Anschließend wird die Bodenschlämme in einem porösen Filterrohr stufenweise bis auf 200 kPa konsolidiert. Ist eine ausreichende Mantelreibung erreicht, wird das Rohr schwebend gestellt, um eine gleichmäßige Kompression von beiden Seiten zu ermöglichen. Das Filterrohr gewährleistet eine seitliche Drainage, sodass eine Ausrichtung der Bodenpartikel in Hauptströmungsrichtung verhindert wird. Der Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 90 bis 120 mm wird nach Abschluss der Konsolidierung aus dem Filterrohr gepresst und für das Einführen der Kanüle vorgebohrt.

3.3 Versuchsablauf

Die Versuchsphasen Sättigung und B-Test werden in dem modifizierten Triaxialgerät analog zu denen eines CU-Versuches durchgeführt [DIN11]. Der Druckregler an der Kanüle bleibt zunächst verschlossen. Für wirksame Konsolidierungsspannungen über $\sigma'_c = 200$ kPa oder höhere Seitenspannungen ($\sigma'_{c,h}/\sigma'_{c,v} = K_c > 1,0$) wird der Sättigungsphase eine weitere Konsolidierungsphase angeschlossen, da sich das Filterrohr unter höheren Spannungen verformt. Bei zu hohen Konsolidierungsspannungen in dem Triaxialgerät führen die Setzungen zu einem Eindringen der Kanülenspitze in den intakten Probekörper, was zu Mikrorissen oder Verdichtung führen kann und damit den Boden um die Filterspitze beschädigt. Die Konsolidierungsspannungen werden daher so gewählt, dass die vertikale Verformungen nur wenige Millimeter betragen. Die Rate der Porenwasserdrucksteigerung an der Kanülenspitze $\dot{p}_{w,lokal}$ in der Phase der hydraulischen Belastung wird in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit k_{sat} des Probekörpers ermittelt. Diese wird nach Abschluss der Konsolidierung durch einen Durchlässigkeitsversuch bei konstanter Druckhöhe bei einer Durchströmung von der unteren zu der oberen Kopfplatte bestimmt. Zu Beginn der Belastungsphase wird an den Filtern der Kopf- und Fußplatte sowie an der Kanülenspitze die gleiche hydraulische Druckhöhe eingestellt. Die vertikale und horizontale Spannung sowie die Porenwasserdrücke an der Kopf- und Fußplatte werden während der hydraulischen Belastung konstant gehalten und die Drainageleitungen sind wie bei einem CD-Versuch geöffnet.

Der Porenwasserdruck an der Kanüle wird in Stufen angehoben, wobei die Volumenströme von der Kanüle zu der Kopf- und Bodenplatte aufgezeichnet werden. Je nach Rate der Porenwasserdruckänderung an der Kanüle kann zwischen drainierter und undrainierter Belastung unterschieden werden. Das Überschreiten der Probenfestigkeit durch die Entstehung von Rissen im Bereich der Kanüle ist durch einen plötzlichen Druckabfall an der Kanüle zu erkennen, der mit einem starken Anstieg des Volumenstroms einhergeht. Der Versuch wird bei der ersten Rissbildung abgebrochen, da bereits ohne weitere Drucksteigerung ein Aufbrechen von der Probenmitte aus bis zur Membran folgt. Ursache hierfür ist, dass der Überdruck an der Kanüle zu diesem Zeitpunkt weit über dem Zelldruck liegt. Eine Untersuchung des Rissbildes wäre in einem vollkommen zerstörten Probekörper nicht mehr möglich.

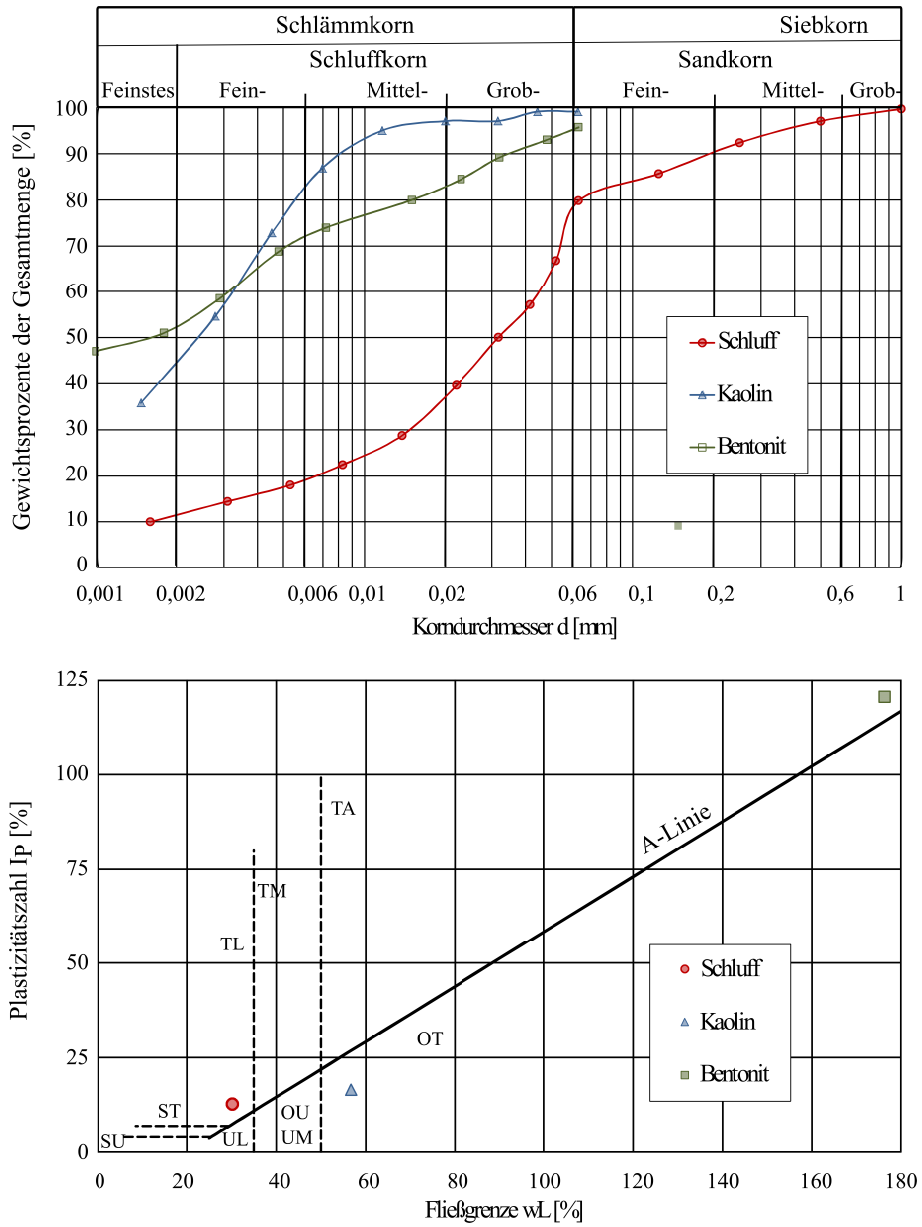


Abbildung 2: Korngrößenverteilungen (links) und Einordnung der verwendeten Böden in das Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (rechts)

3.4 Ergebnisse und Ausblick

Die Versuchsmethode wurde zunächst an der Materialforschungs- und Prüfanstalt an der Bauhaus-Universität Weimar (MFGA) an einer herkömmlichen Triaxialzelle getestet, bei der zusätzlich zu den üblichen Regelgrößen Zelldruck, Sättigungsdruck und Stempelkraft über einen manuell extern geregelten Doppeldruckerzeuger die Wasserdrücke an der zweiten Filterplatte und an der Kanüle geregelt werden konnten. Die Probekörper für diese Vorversuche waren aus Schluff und wurden nicht konsolidiert, sondern statisch in einem Schritt auf 95 bis 100% Proctordichte unteroptimal verdichtet. Bei der Steigerung des Porenwasserdrucks in der Probenmitte kam es zu einer lokalen Auflockerung des Probenmaterials, was zu einer Zunahme der Durchlässigkeit führte. Bei gewöhnlichen Triaxialversuchen ist diese Durchlässigkeitsänderung, die für die Druckregelung eine Änderung des Widerstands des Probekörpers darstellt, sehr gering und stellt daher keine besonderen Anforderungen an die Regelungstechnik. Bei stärkeren und schnelleren Widerstandsänderungen ist jedoch eine sorgfältige Wahl der Parameter notwendig, um einen konstanten Wasserdruck an der Kanüle bei veränderter Durchlässigkeit zu gewährleisten. Der Druckregler, der für die Vorversuche zum Einsatz kam, bot unzureichende Anpassungsmöglichkeiten der Regelparameter, wodurch es ab einer bestimmten Fließgeschwindigkeit in der Probe zum Aufschwingen des Wasserdrucks an der Kanüle kam. Dies verursachte eine unkontrollierte Schädigung.

Aufgrund der Vorversuche konnten die Anforderungen an die Regelungs- und Messtechnik für den Versuchsaufbau neu formuliert werden. Neben einer verbesserten Druckregelung wird auch eine Prüfsoftware benötigt, die eine individuelle Programmierung des Versuchsablaufes ermöglicht und durch die Abbruchkriterien definiert werden können, sodass Langzeitversuche möglich sind.

Aus bodenmechanischer Sicht stand bei den Vorversuchen die Frage im Vordergrund, ob durch den Fracking-Versuch in einer feinkörnigen Bodenprobe Risse initiiert werden können. Dies konnte nicht nur durch die Messung eines Druckabfalls belegt werden, sondern wurde auch mit Aufnahmen im Nano-CT von einzelnen Probekörpern nach Ausbau aus dem Versuchsstand untersucht. Hierbei zeigten sich abhängig von Verdichtungsgrad und Spannungszustand unterschiedliche Rissbilder. Abbildung 3 zeigt beispielhaft einen der Scans. In der Detailaufnahme ist zu erkennen, dass sich die Risse entlang der Aggregatsgrenzen ausbreiten. Bei mit Proctorenergie verdichteten Proben sind die Schwachstellen für die Rissfortpflanzung vorgegeben, was zukünftig durch die Verwendung der homogen aufbereiteten, konsolidierten Probekörper verhindert werden soll.

In [Wud14] wird der Spannungsverlauf am Bodenwiderlager einer Spundwand während der Herstellung einer Baugrube vereinfacht in einem $p' - q'$ -Diagramm dargestellt und bei den eintretenden Grenzzuständen zwischen Schub- und Zugversagen unterschieden. Prinzipiell wird von einem überkonsolidierten Boden ausgegangen, in dem die effektive Vertikalspannung durch den Aushub und durch die Strömungskraft stärker als die Horizontalspannung reduziert wird. Tatsächlich ist die Beurteilung der Spannungszustände und Verformungen in bindigen Böden an Verbauwänden weitaus komplexer [Bec09], [HW16]. U.a. entscheidet das Verhältnis von Baugrunddurchlässigkeit

und Drainagebedingungen zu der Belastungsgeschwindigkeit durch den Baufortschritt über drainierte oder undrainierte Zustände [VM98]. Nicht alle bekannten Aspekte können bei der hydraulischen Belastung in diesem Triaxialgerät berücksichtigt werden. Qualitativ soll jedoch durch Versuchsreihen mit isotrop und anisotrop konsolidierten ($\sigma'_{c,h}/\sigma'_{c,v} = K_c$) sowie mit normal- und überkonsolidierten Probekörpern ($OCR \geq 1,0$) und Variation des Hauptspannungsverhältnisses ($0,5 < \sigma'_h/\sigma'_v < 2,0$) sowie der Rate der Porenwasserdrucksteigerung ($\dot{p}_{w,lokal} \propto k_{sat}$) während der Belastung der Einfluss verschiedener insitu-Bedingungen auf die Rissbildung beurteilt werden. Aus den Ergebnissen der Variationsstudie werden Widerstandsparameter für die drei feinkörnigen Materialien gegen die hydraulische Belastung abgeleitet. Dieser kann der standardgemäß ermittelten Scherfestigkeit (ϕ, c') und der Zugfestigkeit (σ'_t) gegenübergestellt und mit Bodenkennwerten (z.B. Feinkornanteil) und -zuständen (OCR , Spannungsverhältnis) korreliert werden.

Der Versuchsaufbau zur lokalen Porenwasserdruckerhöhung spiegelt nicht nur die Randbedingungen bei der Rissentstehung an einer umströmten Spundwand wider, sondern hat im Gegensatz zu anderen Scher- oder Zugversuchen an Bodenproben den Vorteil, dass es sich um ein lokales Versagen handelt und für die Bestimmung der Festigkeitsparameter nicht über den Probenquerschnitt gemittelt werden muss. Gleichzeitig werden Randeffekte minimiert, da der Widerstandsparameter zum Zeitpunkt der Rissinitiation ermittelt wird, wobei der geschädigte Bereich wesentlich kleiner ist als der gesamte Probekörper.

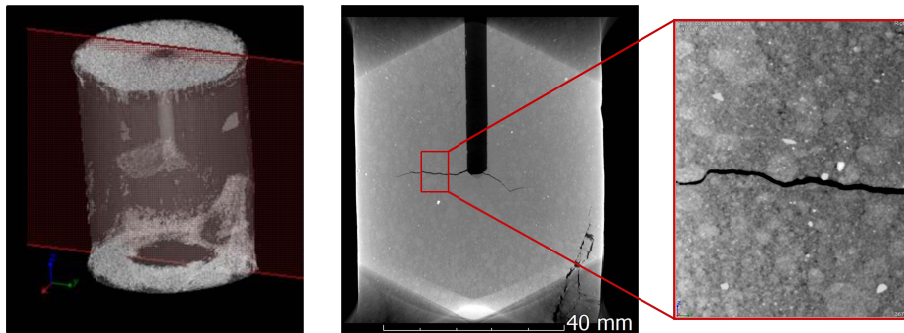


Abbildung 3: CT-Aufnahme am F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar zur zerstörungsfreien Visualisierung des Rissbildes. Links: 3D-Übersicht des zugeschnittenen Probekörpers. Mitte: 2D-Schnitt durch die Probenmitte. Rechts: Detailausschnitt am Riss.

4 Zusammenfassung

Um das Bemessungskonzept nach EC7 und DIN 1054: 2010 gegen das hydraulische Versagen in bindigen Böden zu erweitern, ist ein besseres Verständnis der eintre-

tenden Versagensmechanismen in diesen Böden notwendig. Hierzu wurde eine Versuchsanordnung und -methode entwickelt. Da das Verhalten feinkörniger Böden empfindlich auf viele Einflussgrößen reagiert, eignen sich Versuche im Triaxialgerät, um eine große Variationsmöglichkeit und eine präzise Versuchsregelung und Datenerfassung zu gewährleisten. Es wird daher ein für feinkörnige Böden angepasster Fracking-Versuch im Triaxialgerät verwendet, um Parameter für die Zugfestigkeit homogener, gesättigter Probekörper abzuleiten. Da das hydraulische Versagen in bindigen Böden durch Risse im Bereich des maximalen hydraulischen Gradienten entsteht, kann aus diesen Untersuchungen der Grenzzustand für eine Bemessung besser abgeschätzt werden. In Abhängigkeit des vorhandenen Bodenmaterials, des Konsolidierungsgrades, des Spannungszustandes und der Belastungsgeschwindigkeit können so der Widerstand gegen eine Rissbildung und die dabei vorherrschenden effektiven Spannungen bestimmt werden.

Literatur

- [ARL94] ANDERSEN, K.H. ; RAWLINGS, C.G. ; LUNNE, T.A.: Estimation of hydraulic fracture pressure in clay. In: *Canadian Geotechnical Journal* 31 (1994), Nr. 6, S. 817–828
- [Bai14] BAILLE, Wiebke: *Hydro-Mechanical Behaviour of Clays - Significance of Mineralogy*, Universität Bochum, Diss., 2014
- [Bec09] BECKER, Patrick: *Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden*, Universität Kassel, Diss., 2009
- [Bor53] BOROWICKA, H.: über eine neue Theorie der Scherfestigkeit bindiger Böden. In: *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* 3 (1953), Nr. 169, S. 9–35
- [Bru98] BRUEGGEMANN, R.: *Zugfestigkeit verdichteter Tone als Funktion des Wassergehaltes*, Universität Bochum, Diss., 1998
- [Dav67] DAVIDENKOFF, R.: *Anwendungen von Filtern im Wasserbau*. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, 1967
- [DIN01] *DIN 12390-5: Prüfung von Festbeton, Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*. 2001
- [DIN03] *DIN 18136: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben: Einaxialer Druckversuch*. 2003
- [DIN10] *DIN 1054:2010-12: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*. 2010
- [DIN11] *DIN 18137-2: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 2: Triaxialversuch*. 2011

- [DIN15] *DIN 1054/A2:2015-11: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1; änderung 2.* 2015
- [EC714] *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013.* 2014
- [FFS00] FOSTER, Mark ; FELL, Robin ; SPANNAGLE, Matt: The statistics of embankment dam failures and accidents. In: *Canadian Geotechnical Journal* 37 (2000), Nr. 5, S. 1000–1024
- [FKW16] FELLIN, Wolfgang ; KELLERMANN, Frank ; WILHELM, Theo: Der Einfluss von Kanalbildungen auf die hydraulische Grundbruchsicherheit. In: *österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (öIAZ)* 148 (2016), Nr. 2, S. 42–47
- [HW16] HONG, Yi ; WANG, Lizhong: *Deformation and Failure Mechanism of Excavation in Clay Subjected to Hydraulic Uplift.* Springer-Verlag, 2016
- [Jun99] JUNGE, Thorsten: *Zur Bedeutung des Porenwasserdruckes für die Zugfestigkeit von Böden,* Universität Kiel, Diss., 1999
- [MAK13] *Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK).* Karlsruhe, 2013
- [MMB13] *Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB).* Karlsruhe, 2013
- [MSD11] *Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD).* Karlsruhe, 2011
- [Mue91] MUELLNER, B.: *Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung.* 1991
- [Mur92] MURDOCH, L. C.: Hydraulic fracturing of soil during laboratory experiments Part1. Methods and observations. In: *Geotechnique* 43 (1992), Nr. 2, S. 255–265
- [Nie64] NIEMEYER, Richard: *Der Lehm- und seine praktische Anwendung.* Sachse, 1964
- [OMHO06] OSANAI, Nobutomo ; MIZUNO, Hideaki ; HAYASHI, Shin-ichiro ; OKINAKA, Takeki: Study on an emergency method for monitoring sediment transport using a tubidimeter. In: *Technical Note of NILIM* (2006), Nr. 332
- [PN17] PANTA, A. ; NISHIMURA, S.: Characterisation of state bounding surface at low effective stresses in clayey soils havin different structures. In: *Geotechnique* 67 (2017), Nr. 5, S. 394–409

- [Reh67] REHFELD, E.: Die Erosionsbeständigkeit bindiger Lockergesteine. In: *Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden* 5 (1967), Nr. 67, S. 1431–1437
- [Sch05] SCHICK, Peter: Spaltzugversuche mit kohäsiven Böden. In: *Bautechnik* 82 (2005), Nr. 2, S. 90–104
- [Sch13] SCHOBER, Philipp: *Zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter in nicht-bindigen Böden*, Universität der Bundeswehr München, Diss., 2013
- [Sch15] SCHUPPENER, Bernd: Überblick, Sicherheitskonzept und Bemessungsgrundlagen nach EC 7-1. In: BOLEY, Conrad (Hrsg.): *Geotechnische Nachweise und Bemessung nach EC 7 und DIN 1054 - Grundlagen und Beispiele*, SpringerVieweg, 2015
- [She89] SHERARD, James L.: Critical Filters for Impervious Soils. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 115 (1989), Nr. 7, S. 927–947
- [SK15] SATO, Mari ; KUWANO, Reiko: Suffusion and clogging by one-dimensional seepage tests on cohesive soil. In: *Soils and Foundations* 55 (2015), Nr. 6, S. 1427–1440
- [TP61] TERZAGHI, Karl ; PECK, Ralph B.: *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*. Springer-Verlag, 1961
- [TPM61] TERZAGHI, Karl ; PECK, Ralph B. ; MESRI, Gholamreza: *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., 1961
- [VM98] VERMEER, P.A. ; MEIER, C.-P.: Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. In: GEOTECHNIK E.V., Deutsche G. (Hrsg.): *Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart*, Verlag Glückauf, 1998, S. 133–148
- [Wud14] WUDTKE, Robert-Balthasar: *Hydraulischer Grundbruch in bindigem Baugrund*, Bauhaus-Universität Weimar, Diss., 2014
- [YLS05] YANG, Shaoli ; LACASSE, Suzanne ; SANDVEN, Rolf: Determination of the Transitional Fines Content of Mixtures of Sand and Non-plastic Fines. In: *Geotechnical Testing Journal* 29 (2005), Nr. 2
- [Yok02] YOKOYAMA, Katsuhide: The influence of particle size on turbidity output and the instructions for using turbidity sensor in the field. In: *Doboku Gakkai Ronbunshu* 2002 (2002), Nr. 698, S. 93–98
- [YRA15] YU, T. ; RANJHI, P.G. ; AU, A.S.K.: Hydraulic fracturing in Kaolin clay. In: *Journal of Petroleum Science and Engineering* 134 (2015), S. 223–236
- [Zeh07] ZEH, Rainer: *Die Zugfestigkeit bindiger Böden als Kriterium der Rissgefährdung mineralischer Oberflächenabdichtungen*, Bauhaus-Universität Weimar, Diss., 2007

- [ZGL98] ZREIK, Diana A. ; GERMAINE, John T. ; LADD, Charles C.: Failure Envelope of Cohesive Soils in the Ultra-low Stress Range. In: *Soils and Foundations* 38 (1998), Nr. 2, S. 201–210
- [Zou00] ZOU, Yazhou: Der vom Spannungszustand und Bodengefüge abhängige Erosionsdurchbruch bindiger Böden. In: *Wasserwirtschaft* 90 (2000), Nr. 1, S. 554–559

Verdichtung und Zustandsbeschreibung gemischtkörniger Böden

C. Lauer, J. Engel

HTW-Dresden, Lehrgebiet Geotechnik

*In der Baupraxis werden gemischtkörnige Böden oft als Baustoff in historischen Erd-
bauwerken oder als Baugrund angetroffen. Die Klassifizierung dieser Böden erfolgt
zuverlässig gemäß DIN 18196. Es fehlt ein Verfahren zur zahlenmäßigen Beschrei-
bung des Zustands auf der Grundlage von definierten experimentellen Grenzwerten.
Für Sand-Schluff-Gemische sind Verfahren zur Modellierung der Grenzspannungen
und des Zustands entwickelt worden. In diesem Beitrag werden Ansätze zur Beschrei-
bung des Zustands gemischtkörniger Böden mit plastischem Feinkorn mittels einer
modifizierten relativen Lagerungsdichte vorgestellt. Diese beruhen auf experimentel-
len Untersuchungen zur Verdichtbarkeit von zwei Modellmischungen mit unterschied-
lichem Feinkorngehalt.*

1 Einleitung

1.1 Inventar und Zustand

Die DIN 18196 teilt Bodenarten mit annähernd gleichen stofflichen Aufbau und ähnlichen Eigenschaften in 29 Bodengruppen ein. Der stoffliche Zustand der Böden (Beschreibung) wird dabei nicht beachtet. Es wird eine Unterteilung in bindige, nichtbindige und gemischtkörnige Böden hinsichtlich des Feinkornanteils (FK bei $d < 0,063$ mm) vorgenommen. Die bindigen Böden werden nach ihren plastischen Eigenschaften (Plastizitätsdiagramm) und die nichtbindigen Böden ($FK < 5\%$) mittels ihrer Körnungslinie klassifiziert. Bei gemischtkörnigen Böden erfolgt die Klassifizierung durch die Kombination der Informationen aus der Kornverteilungskurve mit denen zu den plastischen Eigenschaften des Feinkorns. Die Zustandsbeschreibung ist für bindige Böden über die Konsistenzzahl I_C und für nichtbindige Böden über die bezogene Lagerungsdichte I_D bzw. Lagerungsdichte D geregelt. Für gemischtkörnige Böden ist eine Beschreibung des Zustands mit den bekannten Konzepten nicht möglich.

1.2 Bautechnische Bedeutung gemischtkörniger Böden

In der Baupraxis sind gemischtkörnige Böden historisch bedingt häufig als Baumaterial genutzt worden. Einen Beleg dafür liefert das Dreiecksdiagramm in der Abb. 1. Es wurde die Auswertung von 1557 Bodenproben zugrunde gelegt. Im rechten Diagramm sind die Ergebnisse der Kornverteilung in Abhängigkeit des Feinkorn- und des Sandkornanteils dargestellt. Die Bereiche der Bodengruppen gemäß DIN 18196 sind in das Diagramm eingezeichnet. Im linken Diagramm sind die feinkörnigen Böden detaillierter mit Hilfe der Kornverteilung und den plastischen Eigenschaften dargestellt. Von den 1557 untersuchten Proben waren ca. 25% bindige Böden (TL, TM, TA, UL, UA/OT, UM/OU), 25% nichtbindige Böden (SE, SI, SW, GE, GI, GW) und 50% gemischtkörnige Böden (GU/GT, GU*/GT*, SU/ST, SU*/ST*). Räumlich können die untersuchten Böden hauptsächlich den Regionen Sachsen, Sachsen-Anhalt, Brandenburg und Baden-Württemberg zu geordnet werden.

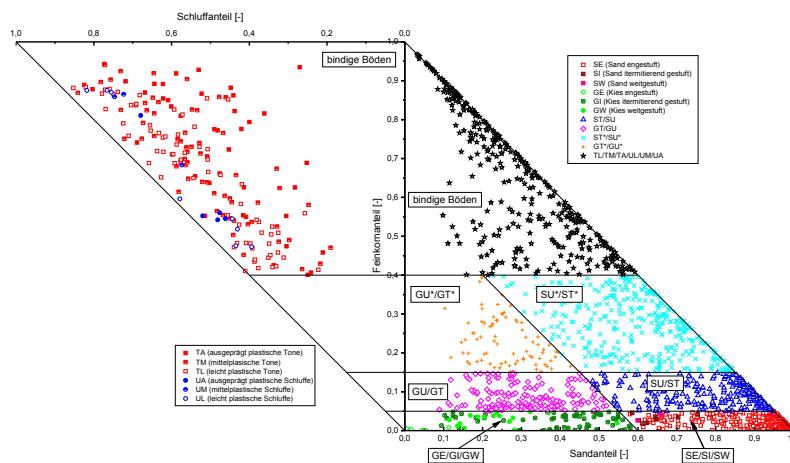


Abbildung 1: Darstellung der Ergebnisse von Klassifizierungsversuchen an 1557 Bodenproben in Dreiecksdiagrammen (Feinkorn-Sandanteil und Feinkorn-Schluffanteil)

Auch die Auswertung von Gutachten zu den Deichzustandsanalysen der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) bestätigen die bautechnische Relevanz der gemischtkörnigen Böden. Es sind nur Berichte beachtet worden, die eine klare und eindeutige Zuordnung von Bodengruppen und Deichkilometern zuließen. In der Tab. 1 sind die Ergebnisse der Auswertung für die Betriebe der LTV zusammenfassend dargestellt.

Die Ergebnisse stehen in Übereinstimmung mit Untersuchungen von [Has07] und [PFE+99] hinsichtlich des Vorkommens von Böden in Flussdeichen in Süddeutschland

Tabelle 1: Ergebnis der Auswertung der Gutachten zu den Deichzustandsanalysen für die Betriebe der Landestalsperrenverwaltung Sachsen.

Betrieb	ausgewertete Deichkilometer [km]	Anteil der gemischt- körnigen Böden [%]
Oberes Elbtal	58,3	35,1
Elbaue/Mulde/Untere Weiße Elster	73,2	25,6
Freiberger Mulde/Zschopau	17,1	60,2
Spree/Neiße	99,1	48,3
Zwickauer Mulde/Obere Weiße Elster	57,9	42,7

bzw. an der Oder. Die baupraktische Relevanz von gemischtkörnigen Böden zeigt sich auch bei der Auswertung von Literaturquellen bezüglich des Vorkommens von Bodenarten in Seedeichen, Verkehrsdämmen und in den deutschen Tagebaulandschaften.

Es fehlt bisher ein praxistauglicher Ansatz zur Zustandsbeschreibung von gemischtkörnigen Böden. Dieser kann auch für die Festlegung von Bemessungskennwerten z.B. im Zuge der Beurteilung bestehender Erdbauwerke, genutzt werden. Hierzu sind umfangreiche Untersuchungen zur Verdichtung gemischtkörniger Böden in Abhängigkeit des Feinkornanteils und der Verdichtungsenergie durchgeführt worden.

2 Ansätze für Sand-Schluff-Mischungen

Die nachfolgend zusammengestellten Ansätze basieren auf systematische Untersuchungen von Sand-Schluff-Mischungen. Schwerpunkt war oft die Beurteilung der Verflüssigungsgefährdung. Das als Feinkorn verwendete Material wies typischerweise keine plastischen Eigenschaften auf, sodass die Bestimmung der Grenzlagerungsdichten ($\max e$ und $\min e$) für die Modell-Mischungen mit unterschiedlichem Feinkornanteilen möglich war. Im Folgenden wird der Begriff „nichtplastisches“ Feinkorn für bindige Böden verwendet, die keine plastischen Eigenschaften aufweisen (nicht zu Kneten, Zerfall unter Wasser, keine Trockenfestigkeit, Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze nicht möglich). Der Begriff „plastisches“ Feinkorn wird verwendet, wenn die experimentelle Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze möglich ist und das Feinkorn plastische Eigenschaften aufweist. Theoretisch basieren die Modelle auf Überlegungen zur Packung von binären Mischungen [Lad98]. Im Folgenden werden die Modelle von THEVANAYAGAM (siehe u.a. [The07]) und CHANG et al. (siehe u.a. [CWG16]) kurz vorgestellt. Zur besseren Verständlichkeit erfolgte für die Darstellung dieser Ansätze eine einheitliche Anpassung der Indizes und Symbole, die im Einklang mit den Bezeichnungen des im Abschnitt 3 vorgestellten entwickelten Modells stehen. Diese sind in der Tab. 2 zusammengestellt.

Tabelle 2: Verwendete Symbole und Indizes.

Begriff	Symbol	Erläuterung
Feinkornanteil	FK	Massenanteil a bei $d \leq 0,063$ mm bzw. 0,075 mm
Grobkornanteil	$1 - FK$	Massenanteil a bei $d > 0,063$ mm bzw. 0,075 mm
Grenzwert des Feinkornanteils	FK_{lim}	Grenze zwischen dem vom Grob- bzw. Feinkorn dominiertem Bereich
Grenzwert zwischen Fall iv-1 und iv-2	FK_{uFK}	Grobkorn behindert nicht mehr das Feinkorn, unbewehrtes Feinkorn
Auffüllphase Grobkorn schwimmt im Feinkorn	$\max e_c$	maximale Porenzahl des Grobkorns
	$e_{Pr,c}$	Proctordichte des Grobkorns
	$\min e_c$	minimale Porenzahl des Grobkorns
	$e_{Pr,f}$	Proctordichte des Feinkorns
	c	Grobkorn, bzw. Grobkorn dominant
Proctor verdichtet locker global	f	Feinkorn, bzw. Feinkorn dominant
	Pr	Proctordichte, untere Grenzbedingung
	l	lockerste Lagerung, obere Grenzbedingung
	g	z.B. Hinweis auf die Gesamtprobe
	L	an der Fließgrenze aufbereitetes Feinkorn
	L^*	bei $1,25 \cdot w_L$ aufbereitetes Feinkorn

Nach THEVANAYAGAM wird eine Unterteilung von Sand-Schluff-Mischungen in die in der Abb. 2 dargestellten Fälle vorgenommen. Sofern das Feinkorn (FK) in den Poren des Grobkorns eingeschlossen ist, wird die Porenzahl des Grobkorns (e_c) zur Beschreibung genutzt (Fall i). Das Feinkorn beteiligt sich dabei nicht an der Lastabtragung ($b = 0$) und der Feinkornanteil liegt unterhalb des definierten Grenzwerts für den Feinkornanteil ($FK < FK_{lim}$). Für den Fall des vollständig im Feinkorn schwimmenden Grobkorns (Fall iv-1) erfolgt die Beschreibung mittels der Porenzahl des Feinkorns (e_f). Diese beiden Fälle bilden die untere Grenze für die möglichen Porenzahlen der Mischungen. In den Zwischenbereichen ergeben sich äquivalente Porenzahlen des Fein- und des Grobkorns ($(e_c)_{eq}$, $(e_c)_{eq}$). Im Fall ii trägt ein Teil des Feinkorns das gröbere Korngerüst und nimmt passiv an der internen Kraftkette teil ($b \neq 0$). Durch die Bildung von Brücken aus Feinkorn zwischen den groben Körnern zeichnet sich der Fall iii aus. Das Feinkorn trägt aktiv Kräfte mit ab ($b \neq 0$). Von Fall i bis iii nimmt die globale Porenzahl stetig zu.

Im Fall iv-2 wirkt das Grobkorn in der Feinkornmatrix als Bewehrung und kann hinsichtlich des mechanischen Verhaltens nicht vernachlässigt werden (Fall iv-2, $FK_{lim} < FK < FK_{uFK}$). Die entsprechenden Grenzwerte des Feinkornanteils lassen sich mit Hilfe der Gl. 4 und Gl. 5 bestimmen.

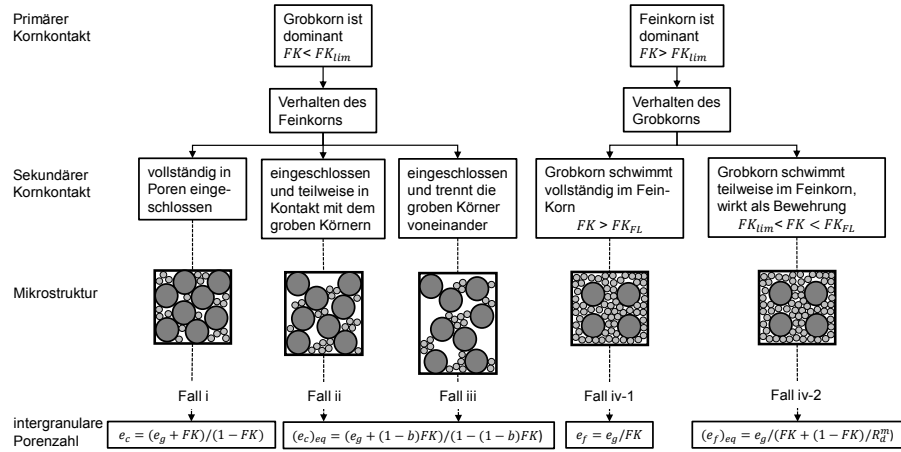


Abbildung 2: Intergranulare Klassifizierung von Sand-Schluff-Mischungen (verändert dargestellt nach [The07])

Unter Beachtung der Fälle ii, iii und iv-2 ergeben sich für die dichteste Lagerung die Zusammenhänge gemäß die Gl. 1 und Gl. 3.

$$\min e_g = \min e_c(1 - (1 - b)FK) - (1 - b)FK \quad FK < FK_{lim} \quad (1)$$

$$\min e_g = \min e_f \left(FK + \frac{1 - FK}{R_d^a} \right) \quad FK_{lim} < FK < FK_{uFK} \quad (2)$$

$$\min e_g = \min e_f FK \quad FK > FK_{uFK} \quad (3)$$

Analog erhält man die Zusammenhänge für die lockerste Lagerung durch das Austauschen von $\min e$ mit $\max e$.

$$FK_{lim} = \frac{e_c}{1 + e_c + \max e_f} = \frac{e_g}{\max e_f} \quad (4)$$

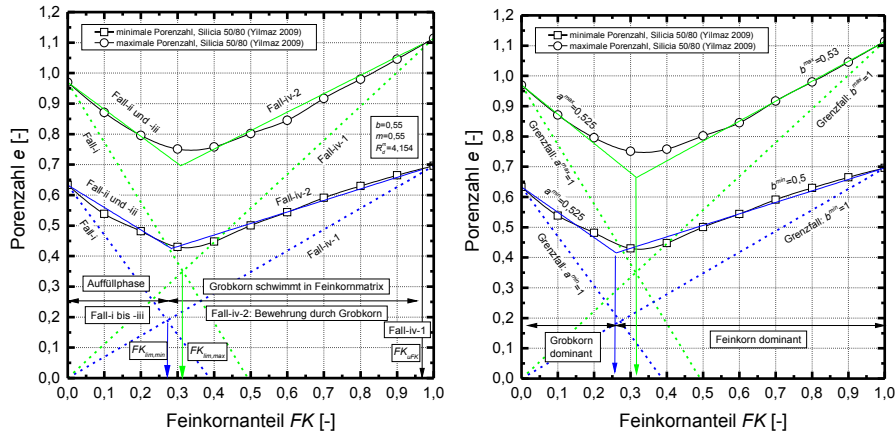
$$FK_{uFK} = \frac{1 - \pi(1 + e_g)}{6s^3} \quad (5)$$

$$s = 1 + \frac{a}{R_d} \quad (6)$$

$$R_{d50} = \frac{D_{50}}{d_{50}} \quad (7)$$

Der Wert R_{d50} ist das Verhältnis des mittleren Korndurchmesser vom Grob- (D_{50}) zum mittleren Korndurchmesser des Feinkorns (d_{50}). Für den Faktor a wird der Wert 10 angenommen.

In der Abb. 3a sind die Ansätze gemeinsam mit Versuchsergebnissen von [Yil09] dargestellt. Der Wert für R_d^m ergab sich aus den Angaben zu den Korndurchmessern der verwendeten Ausgangsmaterialien. Durch die visuelle Anpassung der Ausgleichsgeraden mit den Versuchspunkten sind der Faktor b und der Exponent m festgelegt worden.



(a) Darstellung der Ansätze nach THEVANAYAGAM an Versuchsergebnissen von [Yil09] (b) Darstellung der Ansätze nach CHANG et al. an Versuchsergebnissen von [Yil09]

Abbildung 3: Modelle zur Beschreibung der Grenzporozahlen von Sand-Schluff-Mischungen

Die eingeführte äquivalente relative Lagerungsdichte nach [The07] ergibt sich für den vom Grobkorn $(D_{rc})_{eq}$ und vom Feinkorn $(D_{rf})_{eq}$ dominierten Bereich gemäß der Gl. 8 und Gl. 9.

$$(D_{rc})_{eq} = \frac{\max e_c - (e_c)_{eq}}{\max e_c - \min e_c} \quad FK < FK_{lim} \quad (8)$$

$$(D_{rf})_{eq} = \frac{\max e_f - (e_f)_{eq}}{\max e_f - \min e_f} \quad FK > FK_{lim} \quad (9)$$

Ähnliche Ansätze zur Modellierung der maximalen und minimalen Porozahl von Sand-Schluff-Mischungen in Abhängigkeit des Grob- $(1 - FK)$ bzw. Feinkornanteils (FK) wurden von [CWG16] vorgeschlagen. Durch die Faktoren a (Füllungsfaktor) und b (Einlagerungsfaktor) wird eine Volumenzunahme bzw. eine Störung der Struktur der Mischung infolge der Zugabe von Feinkorn beschrieben. Es wird ebenfalls zwischen den vom Fein- und Grobkorn dominierten Bereich unterschieden. Für die Berechnung der Grenzporozahlen ergeben sich die Beziehungen gemäß Gl. 10 - Gl. 13.

Der Grenzwert zwischen den zwei Bereichen ergibt sich aus dem Schnittpunkt der Geraden für die lockerste bzw. dichteste Lagerung. Eine Kopplung an eine Beschreibung des Zustands wird nicht vorgenommen. Die Ansätze sind beispielhaft in der Abb. 3b dargestellt.

$$\max e_g = \max e_c (1 - FK) + \max e_f FK - a(1 + \max e_f) FK \quad FK < FK_{lim} \quad (10)$$

$$\min e_g = \min e_c (1 - FK) + \min e_f FK - a(1 + \min e_f) FK \quad FK < FK_{lim} \quad (11)$$

$$\max e_g = \max e_c (1 - FK) + \max e_f FK - b \max e_c (1 - FK) \quad FK > FK_{lim} \quad (12)$$

$$\min e_g = \min e_c (1 - FK) + \min e_f FK - b \min e_c (1 - FK) \quad FK > FK_{lim} \quad (13)$$

3 Konzept zur Zustandsbeschreibung gemischtkörniger Böden

3.1 Grundlagen

Die Ergebnisse von Proctorversuchen an bindigen bzw. nichtbindigen Böden lassen sich zusammen mit der Zustandsbeschreibung der Böden (Konsistenz bzw. bezogene Lagerungsdichte) darstellen (siehe Abb. 4 und Abb. 5). Der Zustand der nichtbindigen Böden ist nur von der Trockendichte abhängig und lässt sich im Trockendichte-Wassergehalts-Diagramm an der Ordinate ablesen. Die Konsistenz der bindigen Böden ist nur vom Wassergehalt abhängig und kann auf der Abszisse dargestellt werden.

Bei geringer Verdichtungsenergie ($W=135 \text{ kNm/m}^3$) erreichen nichtbindige Böden noch eine dichte und im modifizierten Proctorversuch ($W=2700 \text{ kNm/m}^3$) eine sehr dichte bezogene Lagerungsdichte. Bei bindigen Böden entspricht der experimentell ermittelte Proctorwassergehalt bei geringer Verdichtungsenergie ($W=135 \text{ kNm/m}^3$) einer steifen Konsistenz. Im modifizierten Proctorversuch ist dem Proctorwassergehalt eine feste Konsistenz zuzuordnen.

Zur Ableitung eines Verfahrens zur quantitativen Beschreibung des Zustands gemischtkörniger Böden werden hier die Ansätze aus Abschnitt 2 mit den Verdichtungseigenschaften verknüpft. Hierfür sind die nachfolgenden Annahmen getroffen worden. Die Porenzahl bei Proctordichte (Standard Verdichtungsenergie) soll einen Referenzwert zur Zustandsbeschreibung darstellen, da sich dieser Wert experimentell in nahezu jedem bodenmechanischen Labor mit einer hoher Reproduzierbarkeit ermitteln lässt. Dieser Referenzwert soll für eine dichte Lagerung stehen. Der zweite Referenzwert muss der lockeren Lagerung bzw. der breiigen Konsistenz entsprechen. Hierfür wird als Referenzwert die Porenzahl gewählt, die sich ergibt, wenn das Feinkorn der Modellmischungen mit dem 1,25-fachen Wassergehalt der Fließgrenze aufbereitet wird. Die getroffenen Annahmen gelten für gemischtkörnige Böden mit plastischem Feinkorn.

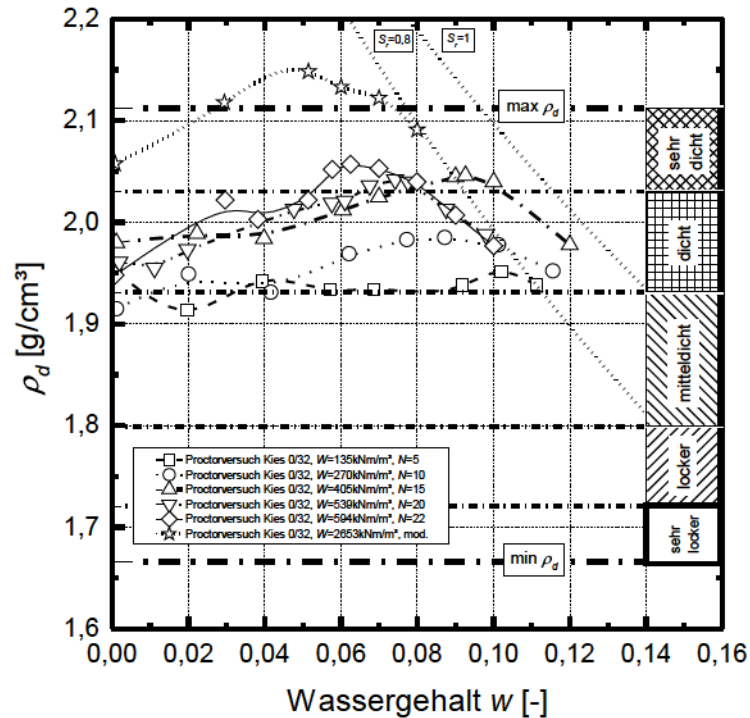


Abbildung 4: Ergebnisse von Proctorversuchen bei unterschiedlicher Verdichtungsenergie an einem Kies 0/32 (Bodengruppe GI)

3.2 Experimentelle Arbeiten

Für die systematischen Untersuchungen sind Modellmischungen mit unterschiedlich hohen Feinkornanteilen hergestellt worden. An diesen wurden Proctorversuche mit variierender Verdichtungsenergie durchgeführt. Nichtbindige Ausgangsböden (Grobkorn) waren ein enggestufter Sand 0/2 (Bodengruppe SE) und ein intermittierend gestufter Kies 0/32 (Bodengruppe GI). Die Klassifizierungskennwerte der nichtbindigen Ausgangsböden sind in der Tab. 3 zusammengefasst.

Tabelle 3: Klassifizierungskennwerte der nichtbindigen Versuchsböden.

	Benennung n. KV	FK [%]	Sand [%]	Kies [%]	ρ_s [g/cm ³]	maxe [-]	mine [-]
Kies 0/32	gr*Sa	3,5	54,9	41,6	2,653	0,587	0,252
Sand 0/2	fsa ^a MSa/CSa	0,8	96,7	2,44	2,654	0,870	0,484

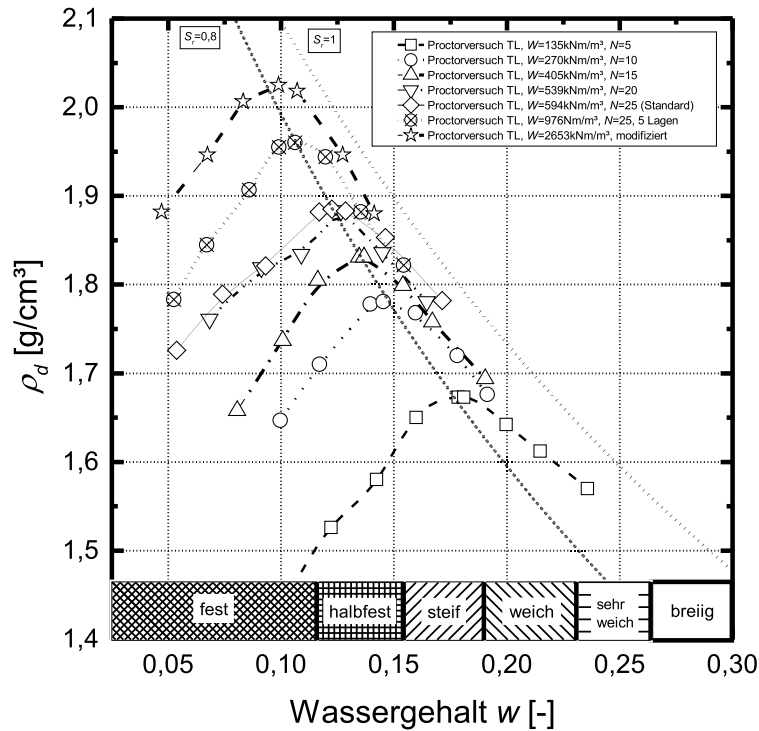


Abbildung 5: Ergebnisse von Proctorversuchen bei unterschiedlicher Verdichtungsenergie an einem Lößlehm (Bodengruppe TL)

Als Feinkorn (bindiger Ausgangsboden) wurde ein Lößlehm (Bodengruppe TL, $w_L=0,299$, $w_P=0,155$, $I_P=0,144$) ohne nennenswerte Feinsandanteile ausgewählt. Den beiden nichtbindigen Böden ist der leichtplastische Ton gezielt mit unterschiedlichen Mengen zugemischt worden.

Typische Ergebnisse sind in der Abb. 6 für Proctorversuche ($W=600\text{kNm/m}^3$) an den zwei Modellmischungen mit unterschiedlichen Feinkornanteilen dargestellt. Mit zunehmendem Feinkornanteil nimmt die Proctordichte zunächst zu. Nach dem Überschreiten des Maximalwertes nimmt die Proctordichte der Mischungen mit zunehmendem Feinkornanteil kontinuierlich ab, bis sie den Wert des bindigen Ausgangsbodens erreicht. Der Proctorwassergehalt nimmt zunächst mit zunehmendem Feinkornanteil ab und dann stetig bis zum Proctorwassergehalt des bindigen Ausgangsbodens zu. Diese festgestellten Zusammenhänge stehen im Einklang mit den Untersuchungen von [Ost79] an verschiedenen gemischt-körnigen Böden mit unterschiedlichen Ausgangsböden. Bei beiden Modellmischungen ist die Abhängigkeit der Proctordichte und des Proctorwassergehalts vom Feinkornanteil ersichtlich. Dies ist auch der Fall,

wenn der Feinkornanteil über 40% liegt und die Mischungen als bindiger Boden klassifiziert werden. Bei den gut abgestuften nichtbindigen Böden steht ein deutlich geringeres Porenvolumen zur Füllung mit Feinkorn zur Verfügung als bei den weitgestuften Materialien. Deshalb wird bei weitgestuften Böden ein geringerer Feinkornanteil für das Erreichen der maximalen Trockendichte benötigt.

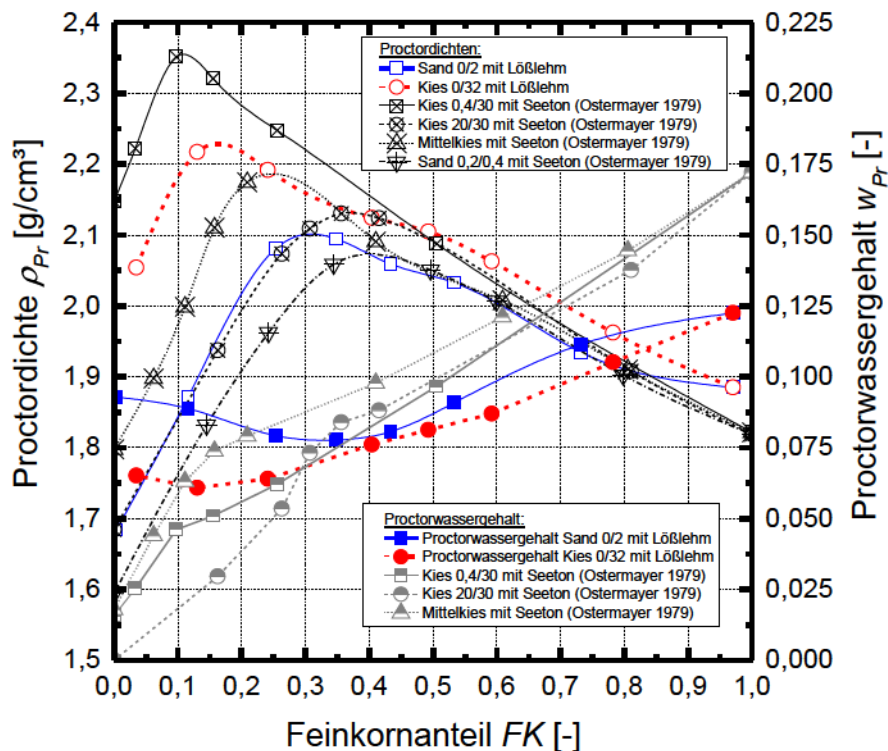


Abbildung 6: Proctordichte und Proctorwassergehalt in Abhängigkeit des Feinkornanteils für die Modellmischungen sowie Ergebnisse von [Ost79]

Für die weitere Auswertung sind die zur Proctordichte zugehörigen Porenzahlen e_{Pr} , gegen den Feinkornanteil aufgetragen worden (siehe Abb. 7 und Abb. 8). In einer weiteren Versuchsreihe wurde den nichtbindigen Ausgangsböden das bei dem 1,25-fachen Wassergehalt der Fließgrenze aufbereitete Feinkorn zugemischt. Der Boden wurde zur Bestimmung der Dichte luftblasenfrei in einen Zylinder eingestrichen. Die Ergebnisse sind ebenfalls in den Abb. 7 und Abb. 8 dargestellt.

Man erkennt auch bei den Mischungen mit dem plastischen Feinkorn zunächst eine deutliche Abnahme der globalen Porenzahl mit zunehmendem Feinkornanteil. Nach dem Überschreiten eines Grenzwertes (FK_{lim}^{Pr}) nimmt die globale Porenzahl wieder zu, bis sie die Porenzahl der proctorverdichteten feinkörnigen Probe ($e_{Pr,f}$) erreicht.

Die Auswertung der Dichtebestimmung an den aufbereiteten Proben zeigt ebenfalls diese Zusammenhänge. Vergleicht man die Mischungen mit enggestuftem Sand mit den Kiesvarianten, ist festzustellen, dass das Ende der Auffüllphase deutlich früher erreicht wird.

Im nächsten Schritt erfolgte die Modellierung der Porenzahlen für die lockere und die verdichtete Lagerung auf der Grundlage der Phasenzusammensetzung in Abhängigkeit vom Feinkornanteil.

3.3 Ansätze zur Modellierung der Porenzahlen

In den Abb. 7 und Abb. 8 sind die dementsprechenden Bezeichnungen und Ansätze zusammen mit den experimentellen Ergebnissen dargestellt.

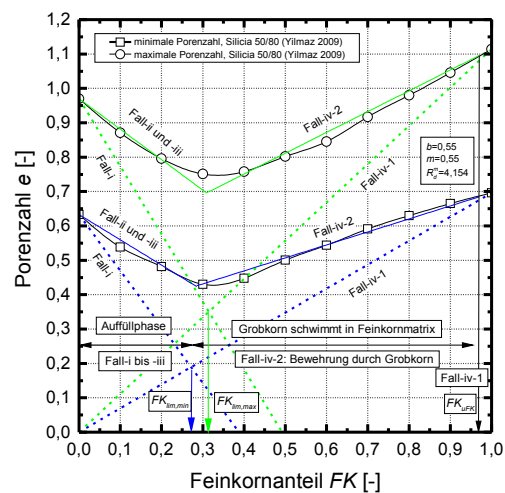


Abbildung 7: Darstellung des Konzepts zur Zustandsbeschreibung für die Modellmischungen Sand 0/2 mit Lößlehm

Die Grenzbedingungen für die globale Porenzahl (Index g) für den mit Proctorenergie verdichteten Fall (Index Pr) und der lockeren Lagerung (Feinkorn mit $1,25 w_l$ aufbereitet, Index l) ergeben sich für den vom Grobkorn (Index c) bzw. vom Feinkorn dominierten Bereich (Index f) gemäß der Gl. 14 bis Gl. 17.

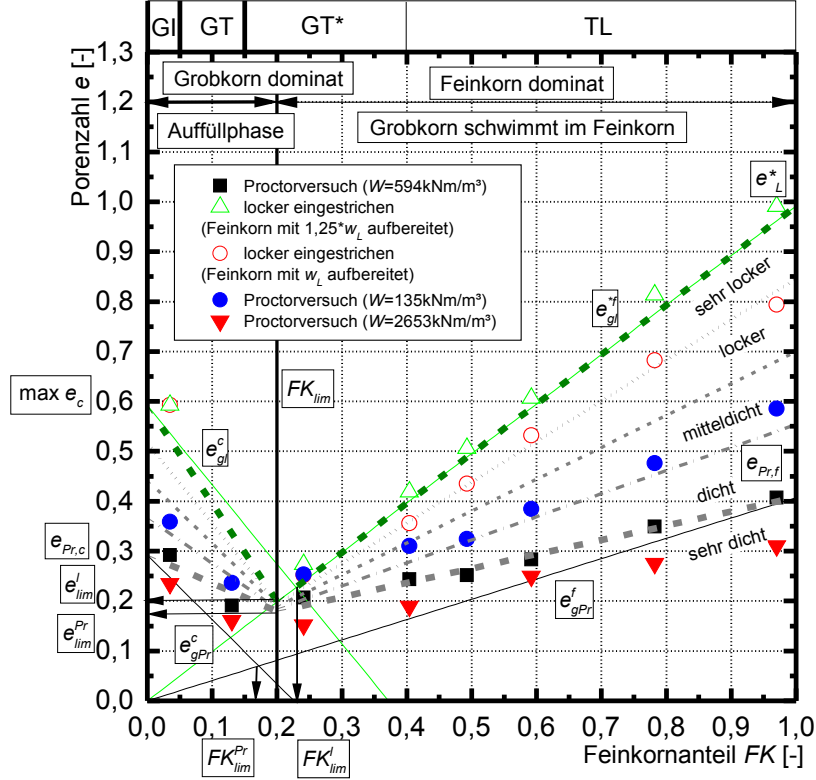


Abbildung 8: Darstellung des Konzepts zur Zustandsbeschreibung für die Modellmischungen Kies 0/32 mit Lößlehm

$$e_{g,l}^c = \max e_c - \left(\max e_c + \frac{\rho_{s,c}}{\rho_{s,f}} \right) FK \quad (14)$$

$$e_{g,Pr}^c = e_{Pr,c} - \left(e_{Pr,c} + \frac{\rho_{s,c}}{\rho_{s,f}} \right) FK \quad (15)$$

$$e_{g,l}^{*f} = e_{f,L}^* FK \quad (16)$$

$$e_{g,Pr}^f = e_{Pr,f} FK \quad (17)$$

Sofern für die Korndichte des Fein- und des Grobkorns gleiche Werte angenommen werden vereinfachen sich diese. Die dazugehörigen Grenzwerte des Feinkornanteils (Schnittpunkt der zugehörigen Geraden), die zur Unterscheidung zwischen der Auffüllphase der Poren des Grobkorns (Grobkorn dominiert) und der Phase des schwimmenden Grobkorns (Feinkorn dominiert) führen, ergeben sich gemäß der Gl. 18 und

Gl. 19. Für die weiteren Ansätze wird der Grenzwert des Feinkornanteils als Mittelwert verwendet (Gl. 20).

$$FK_{lim}^l = \frac{\max e_c}{e_c^* + \max e_c + \frac{\rho_{s,c}}{\rho_{s,f}}} \quad (18)$$

$$FK_{lim}^{Pr} = \frac{\max e_{Pr,c}}{e_{Pr,f} + e_{Pr,c} + \frac{\rho_{s,c}}{\rho_{s,f}}} \quad (19)$$

$$FK_{lim} = \frac{FK_{lim}^l + FK_{lim}^{Pr}}{2} \quad (20)$$

Mit Hilfe der Grenzbedingungen für die lockere Lagerung gemäß Gl. 14 und Gl. 16 werden die Ergebnisse der Dichtebestimmung an den aufbereiteten Bodenproben gut erfasst. Für die Erfassung der mit Proctorenergie verdichteten Böden ist wie bei den zuvor vorgestellten Modellen für Sand-Schluff-Mischungen eine weitere Anpassung erforderlich. Das Grob- und das Feinkorn behindern sich gegenseitig. Hierzu werden die Faktoren a (Auffüllphase, Grobkorn dominant) und b (Feinkorn dominant) eingeführt. Diesen Faktoren wird keine physikalische Bedeutung zugewiesen. Die Auswertung von in der Literatur veröffentlichten Ergebnissen an systematischen Untersuchungen zum Einfluss von plastischen Feinkorn auf die Verdichtung grobkörniger Ausgangsböden (u.a. [Ost79]) lässt im ersten Schritt die Annahme $a=0,75$ und $b=0,70$ zu. Die ausgewerteten Versuche umfassen ein breites Spektrum von bindigen Böden mit unterschiedlichen Plastizitätsgrenzen. Der vom Feinkorn dominierte Bereich $FK \geq FK_{lim}$ wird mittels der Gl. 23 und 24 beschrieben. Für den vom Grobkorn dominierten Bereich ergibt sich die globale Porenzahl gemäß der Gl. 21 und 22. Diese resultieren aus den Porenzahlen des reinen Grobkorns ($FK=0$) im verdichteten Zustand ($e_{Pr,c}$) und der lockersten Lagerung ($\max e_c$) in Verbindung mit der globalen Porenzahl beim Grenzwert des Feinkornanteils ($FK = FK_{lim}$).

$$e_{g,l}^c = \left(\frac{e_{lim}^l - \max e_c}{FK_{lim}} \right) FK + \max e_c \quad FK < FK_{lim} \quad (21)$$

$$e_{g,Pr}^c = \left(\frac{e_{lim}^l - \max e_c}{FK_{lim}} \right) FK + \max e_c \quad FK < FK_{lim} \quad (22)$$

$$e_{g,l}^f = e_L^* FK \quad FK \geq FK_{lim} \quad (23)$$

$$e_{g,Pr}^f = e_{Pr,f} b FK + (1-b) e_{Pr,f} \quad FK \geq FK_{lim} \quad (24)$$

3.4 Zustandsbeschreibung gemischtkörniger Böden

Aus den gefundenen Ansätzen lässt sich für die beiden Bereiche eine relative modifizierte Lagerungsdichte definieren. Referenzzustände sind dabei die Porenzahl im

verdichteten Zustand (Proctordichte bei Standardenergie) und die Porenzahl bei der lockeren Lagerung (Feinkorn mit $1,25 \cdot w_L$ aufbereitet, luftblasenfrei eingestrichen).

Grobkorn dominant $FK \leq FK_{lim}$:

$$L_c = \frac{e_{g,l}^c - e_g}{e_{g,l}^c - e_{g,Pr}^c} \quad (25)$$

Feinkorn dominant $FK > FK_{lim}$:

$$L_f = \frac{e_{g,l}^f - e_g}{e_{g,l}^f - e_{g,Pr}^f} \quad (26)$$

Für die relative Lagerungsdichte einer verdichteten Probe ergibt sich der Wert $L_c = 1$ bzw. $L_f = 1$. Bodenmechanisch betrachtet ist davon auszugehen, dass dieser Bereich dicht gelagert ist bzw. analog zu den bindigen Böden eine halbfeste Konsistenz aufweist (siehe Abb. 4). Für die Porenzahlen bei modifizierter Verdichtungsenergie ergibt sich $L_c > 1$ bzw. $L_f > 1$. Dieser Bereich wird begrifflich mit sehr dicht beschrieben. Versuche an bindigen und nichtbindigen Böden bei reduzierter Verdichtungsenergie ($W=135 \text{ kNm/m}^3$) haben gezeigt, dass noch eine mitteldichte bis dichte Lagerung bzw. mindestens eine steife Konsistenz für den Proctorwassergehalt erzielt wird. Bei der Zuweisung der mitteldichten relativen Lagerungsdichte zu den Zahlenbereich $0,50 \leq L_c < 0,75$ bzw. $0,50 \leq L_f < 0,75$ liegen diese experimentellen Ergebnisse im definierten Wertebereich. Für $L_c < 0,5$ bzw. $L_f < 0,5$ ergibt sich eine lockere relative Lagerungsdichte. Diese kann noch in die Bereiche sehr locker ($L_c < 0,25$ bzw. $L_f < 0,25$) und locker ($0,25 \leq L_c < 0,50$ bzw. $0,25 \leq L_f < 0,50$) unterteilt werden. Experimentell ergibt sich diese Unterscheidung durch lockeres, luftblasenfreies Einstreichen von aufbereiteten Boden (Feinkorn der Mischung mit einem Wassergehalt an der Fließgrenze) in einen Versuchszylinder. Dies ist erst ab einem gewissen Feinkornanteil möglich. Rechnerisch lässt sich dieser Ansatz auch durch die Beziehung $e_g^{l,f} = e_L \cdot FK$ darstellen. Die Wertebereiche und die begriffliche Zuordnung der relativen Lagerungsdichte für gemischtkörnige Böden sind in der Tab. 4 zusammengestellt. Es wird vorgeschlagen, die Begriffe sehr locker, locker, mitteldicht, dicht und sehr dicht für den vom Grob- und den vom Feinkorn dominierten Bereich zu verwenden. Sofern Böden einen Feinkornanteil über 40% aufweisen, erfolgt die Klassifizierung als bindiger Boden über das Plastizitätsdiagramm und die Beschreibung ergibt sich über die Konsistenzzahl. Dabei ist die Korrektur des Wassergehalts in Abhängigkeit des Überkornanteils ($\ddot{u} < 0,25$ bei $d < 0,4 \text{ mm}$) zu beachten. Diese kann zu einer Fehleinschätzung der Konsistenz führen. Bei höheren Überkornanteilen ($\ddot{u} \geq 0,25$) ist die Korrektur des Wassergehalts nicht mehr zulässig. Das vorgestellte Konzept und die Beurteilung gemäß Gl. 26 ist auch für diese Böden gültig.

Tabelle 4: Definierte Bereiche der relativen Lagerungsdichte.

Zustand	L_c	L_f
sehr locker	$L_c < 0,25$	$L_f < 0,25$
locker	$0,25 \leq L_c < 0,50$	$0,25 \leq L_f < 0,50$
mitteldicht	$0,50 \leq L_c < 0,75$	$0,50 \leq L_f < 0,75$
dicht	$0,75 \leq L_c < 1,00$	$0,75 \leq L_f < 1,00$
sehr dicht	$L_c \geq 1,00$	$L_f \geq 1,00$

4 Zusammenfassung und Ausblick

Für gemischtkörnige Böden mit plastischem Feinkorn ist ein Konzept zur Zustandsbeschreibung mittels einer modifizierten relativen Lagerungsdichte vorgestellt worden. Aus der Phasenzusammensetzung lässt sich der Grenzwert für den Feinkornanteil zur Unterscheidung dieser beiden Bereiche ermitteln. Der Proctorversuch dient als zuverlässiger Referenzwert für die dichte Lagerung. Für die lockerste Lagerung des nichtbindigen Ausgangsbodens wird auf $\max e$ zurückgegriffen. Dem bindigen Ausgangsboden wird die Porenzahl e_L^* bei einem Wassergehalt vom 1,25-fachen der Fließgrenze zugewiesen. Verfahren zur reproduzierbaren Herstellung eines „lockeren“ bzw. „flüssigen“ Zustands der gemischtkörnigen Böden werden zurzeit getestet. Dazu wird das Ausbreitverhalten auf einem Ausbreittisch - in Anlehnung an das Ausbreitmaß zur Bestimmung der Konsistenz von Frischbeton - untersucht.

Mit Hilfe des vorgestellten Modells wird ein Verfahren zur näherungsweise Bestimmung der Proctordichte gemischtkörniger Böden entwickelt. Dieses basiert auf der Trennung der gemischtkörnigen Böden in einen bindigen und einen nichtbindigen Anteil bei einem Korndurchmesser $d = 0,063$ mm. Zunächst wird für den Feinkorn- und den Grobkornanteil die Proctordichte getrennt voneinander geschätzt. In Abhängigkeit des Feinkornanteils erfolgt die näherungsweise Angabe der Proctordichte des gemischtkörnigen Bodens mittels der vorgestellten Zusammenhänge. Es wird an Ansätzen gearbeitet, die eine näherungsweise Angabe von bodenmechanischen Kennwerten in Abhängigkeit des Feinkornanteils und des Zustands (relative Lagerungsdichte) von gemischtkörnigen Böden ermöglichen.

5 Danksagung

Ein besonderer Dank gilt an dieser Stelle Herrn Prof. Herle für die vielen zielführenden Diskussionen und Hinweise.

Literatur

- [CWG16] CHANG, C. S. ; WANG, J. Y. ; GE, L.: Maximum and Minimum Void Ratios for Sand-Silt Mixtures. In: *Engineering Geology* 211 (2016), S. 7–18. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.06.022>. – DOI 10.1016/j.enggeo.2016.06.022. – ISSN 0013–7952
- [Has07] HASSELSTEINER, Ronald: *Wasserbau und Wasserwirtschaft*. Bd. 111: *Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung: Diss., Technische Universität München*. München : Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, 2007
- [Lad98] LADE P.V., LIGGIO C. D. JR., YAMAMURO, J.A.: Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand. In: *Geotechnical Testing Journal* 21 (1998), Nr. 4, S. 336–347
- [Ost79] OSTERMAYER, H.: Die Scherfestigkeit verdichteter Kies-Sand-Ton-Gemische. In: *Festschrift zum 65. Geburtstag von o. Prof. Dr.-Ing. Richard Jelinek*. München, 1979, S. 286–304
- [PFE⁺99] POHL, R. ; FRANKE, D. ; ENGEL, J. ; NIESCHE, H. ; KRÜGER, F.: Ursachen von Deichschäden. In: *Wasserwirtschaft Wassertechnik* (1999), Nr. 1, S. 49–54
- [The07] THEVANAYAGAM, S.: Intergrain Contact Density Indices for Granular Mixes- I: Framework. In: *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 6 (2007), Nr. 2, S. 123–134. <http://dx.doi.org/10.1007/s11803-007-0705-7>. – DOI 10.1007/s11803-007-0705-7. – ISSN 1671–3664
- [Yil09] YILMAZ, Y.: A study on the limit void ratio characteristics of medium to fine mixed graded sands. In: *Engineering Geology* 104 (2009), Nr. 3-4, S. 290–294. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.11.009>. – DOI 10.1016/j.enggeo.2008.11.009. – ISSN 0013–7952

Zur Strukturentwicklung granularer Materialien in Scherversuchen

Max Wiebicke^{1,2}, Edward Andò², Gioacchino
Viggiani², Ivo Herle¹

¹Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden, D-01062
Dresden, Deutschland

²Univ. Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, F-38000 Grenoble,
Frankreich

Zahlreiche Untersuchungen haben gezeigt, dass die Bodenstruktur eine fundamentale Rolle im Bodenverhalten spielt. Die Röntgentomographie erlaubt es drei-dimensionale Bilder von Bodenproben zu erstellen, aus denen Informationen zur Struktur gewonnen werden können. Aufgrund der inhärenten Eigenschaften der Tomographien ist die Bestimmung der Struktur allerdings problematisch. Diese Studie untersucht die Strukturentwicklung von zwei unterschiedlichen Sanden in Triaxialversuchen. Dazu werden die Kontaktorientierungen innerhalb und außerhalb eines sich entwickelnden Scherbandes bestimmt und über Strukturtenoren beschrieben.

1 Einleitung

Böden, in unserem Fall Sande, werden seit Beginn der Bodenmechanik und teilweise bis heute als Kontinuum beschrieben. Der Ursprung dieser Beschreibung liegt in der Art, in der experimentelle Untersuchungen durchgeführt wurden. Aufgrund der technischen Möglichkeiten konnte die Antwort von Bodenproben auf Belastungen nur an den Rändern in Form von Kräften und Verschiebungen gemessen werden. Die Experimente wurden so ausgelegt, dass möglichst homogene Zustände in den Proben entstehen und diese so über Spannungen und Verzerrungen beschrieben werden können. Im Rahmen der Kontinuumsmechanik konnten dadurch phänomenologische Stoffmodelle entwickelt werden, um das Bodenverhalten zu beschreiben.

Zusätzlich zu dieser Herangehensweise wurde versucht, in die Details, die Mikromechanik, dieser granularen Systeme zu schauen, da erwartet wurde, dass das Verhalten auf der makroskopischen Ebene, welches an den Rändern von Proben beobachtet

werden kann, von dem Verhalten auf kleinere Ebenen, z.B. der Kornebene, bestimmt wird. Die ersten Experimente dieser Art wurden an vereinfachten Materialien, wie z.B. Münzen [K. 67], durchgeführt, die es aufgrund ihrer zwei-dimensionalen Geometrie erlaubten, das mikromechanische Verhalten über Photographien zu beobachten. Experimente wurde entwickelt, die ebene Spannungszustände auf zwei-dimensionale idealisierte Materialien bringen, um die Struktur und die Kinematik mit dem makroskopischen Verhalten in Verbindung zu bringen [CCL97].

Die ersten Versuche, Beobachtungen in Proben aus natürlichen Materialien durchzuführen, bestanden daraus, die Proben mit Harzen zu verfestigen und die Struktur in Dünnschliffen unter dem Mikroskop zu untersuchen [Oda72, OKNN80, ONNK85]. Aus diesen Dünnschliffen wurden Strukturvariablen, wie Partikel- und Kontaktorientierungen, bestimmt. Diese Beobachtungen konnten allerdings nur an "toten" Proben gemacht werden, da diese durch die Verfestigung und das Herstellen der Dünnschliffe zerstört werden. Eine Strukturentwicklung konnte nur bestimmt werden, indem mehrere ähnliche Proben hergestellt und unter identischen Randbedingungen belastet wurden. Die Proben wurden zu unterschiedlichen Belastungszeitpunkten verfestigt, um die jeweilige Struktur und deren Entwicklung zu bestimmen. Obwohl diese experimentellen Techniken einen tiefen Einblick in die Mikromechanik granularer Systeme gewährten, müssen die Einschränkungen, entweder die zwei-dimensionalen idealisierten Materialien oder die Post-Mortem Analyse von natürlichen Materialien, überwunden werden, um eine komplette Beschreibung der Mikromechanik von granularen Materialien zu erreichen.

Dank der Verfügbarkeit von Röntgen-Tomographen, in Form von Laborscannern oder Synchrotron-Einrichtungen, ist es heutzutage möglich, drei-dimensionale Bilder (Tomographien) von granularen Materialien in geeigneten Auflösungen zu erzeugen. Anfangs wurde so die Entwicklung der Porosität infolge von Scherung mit dem Ziel bestimmt, Lokalisierungsprozesse zu untersuchen [DCMM96]. Die Untersuchung der Entwicklung von Scherbändern war fortan das Objekt der meisten experimentellen Studien [OTT04]. Existierende Techniken zur Auswertung der Tomographien wurden weiterentwickelt bzw. auf die Spezifikationen von granularen Systemen angepasst, um die Kinematik infolge von Belastungen zu studieren, z.B. *Digital Image Correlation* [HBD⁺10, TACH17] oder das Verfolgen von individuellen Partikeln [AHV⁺12b].

Obwohl diese Techniken die Beschreibung von Verformungen ermöglichen, bleibt die Bestimmung der Struktur in Form von Partikel-, Kontakt- oder Porenorientierungen [Oda72] schwierig. Bildartefakte, wie z.B. Rauschen, Unschärfe oder besonders der inhärente *partial volume effect* [CB13, WS17] machen eine zuverlässige Bestimmung dieser Strukturgrößen problematisch. Nichtsdestotrotz beschäftigen sich einige Studien mit der Beschreibung der Struktur aus Tomographien [FNRA⁺16, IDA18]. Obwohl Probleme bei der Bestimmung der Kontaktstruktur erwähnt wurden, fehlt es an einer quantitativen Aussage zur Genauigkeit der verwendeten Methoden.

Die Metrologie von Kontaktorientierungen wurde in [WAHV17] vorgestellt: die Probleme bei der Bestimmung der Orientierungen mit den üblichen Vorgehensweisen wurden herausgestellt und quantifiziert und neue Verfahren wurden vorgestellt, um

die ermittelten Fehler zu minimieren. Die zwei größten Probleme liegen in der Detektion von Kornkontakten, sowie in der Bestimmung ihrer Orientierungen. Kontakte werden vor allem aufgrund des *partial volume effects* systematisch überdetektiert. Abhängig von der gewählten Segmentierungsmethode können hohe Fehler in der Orientierung auftreten, die eine quantitative Beschreibung fragwürdig machen.

In dieser Studie werden die in [WAHV17] entwickelten Verfahren angewandt, um die Entwicklung der Kontaktstruktur in zwei Triaxialversuchen an unterschiedlichen Sanden zu bestimmen. Diese Experimente waren bereits die Grundlage einer Studie der Kinematik [AHV12a, AVHD13], in der die Entwicklung von Scherbändern untersucht wurde. In unserer Analyse extrahieren wir, analog zu diesen Studien, Teilvolumen der Probe, die sich innerhalb und außerhalb des sich entwickelnden Scherbandes befinden, um die Entwicklung der Kontaktstruktur in diesen Bereichen zu bestimmen und damit die Beschreibung der Mikromechanik zu vervollständigen.

2 Bestimmung von Kornkontakten aus Tomographien

Bei den Bildern, die für die Bestimmung der Struktur der Sande verwendet werden, handelt es sich um Röntgen-Computertomographien. Um diese Tomographien zu erstellen, wird eine Reihe von Radiographien einer Probe in unterschiedlichen radialen Positionen gemacht und über einen Rekonstruktionsalgorithmus zu einem dreidimensionalen Bild transformiert. Die Tomographien müssen mit Hilfe einiger grundlegender Schritte bearbeitet werden, um die gewünschten Informationen bestimmen zu können. Diese Schritte und die Probleme, die hinsichtlich der Bestimmung der Kornkontakte auftreten können, werden in den folgenden Abschnitten kurz beschrieben. Ausführliche Informationen und eine quantitative Analyse der Genauigkeit der Bestimmung von Kornkontakten sind in [WAHV17] gegeben.

2.1 Grundlegende Schritte der Bildanalyse

Die Experimente in dieser Studie wurden an trockenen Proben durchgeführt, um Schwierigkeiten mit der Einteilung der Phasen zu verhindern. Im ersten Schritt der Bildanalyse müssen die Phasen, in diesem Fall Korn und Pore, erkannt werden. Dazu wird das ursprüngliche Graustufen-Bild mit Hilfe eines Grenzwertes (*threshold*) in ein binäres Bild überführt: alle Voxel mit Grau-Werten unterhalb des Grenzwertes werden nun als Pore und alle anderen als Korn identifiziert. Diese Grenzwerte können entweder anhand der statistischen Graustufen-Verteilung im Bild [Ots79] oder anhand von physikalischen Werten¹ bestimmt werden.

Um die einzelnen Körner identifizieren zu können, muss das binäre Bild segmentiert und gelabelt werden. In der Geomechanik ist das topologische *Watershed* die übliche

¹z.B. über das Gesamtvolumen der Körner, welches sich aus der Korndichte und der Gesamtmasse ergibt

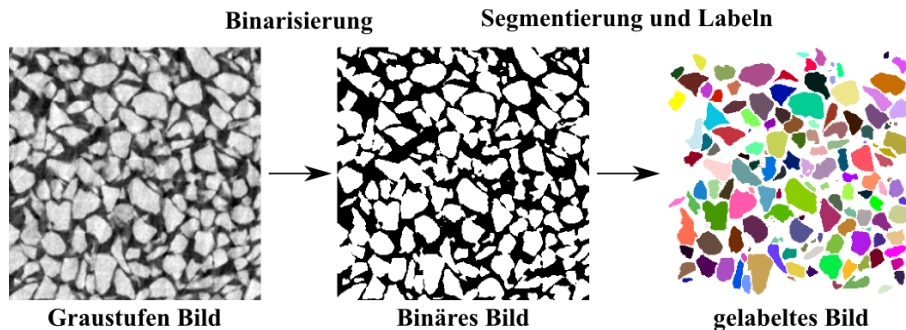


Abbildung 1: Grundlegende Schritte der Bildanalyse: von einem Graustufen-Bild (Links) zu einem binären Bild (Mitte) zu einem segmentierten und gelabelten Bild (Rechts). Körner, die sich am Rand des Teilvolumens befinden, werden aus dem Bild herausgelöst.

Segmentierungsmethode. Nachdem das Bild segmentiert ist, kann jedem Korn ein eindeutiges Label gegeben werden. Diese notwendigen Schritte sind in Abbildung 1 dargestellt.

Die nächsten Schritte, um die Kontaktstruktur zu bestimmen, sind die Identifikation der Kornkontakte und die Bestimmung ihrer Orientierung. Zwei Körner werden als in Kontakt stehend angesehen, wenn sich ihre Labels direkt berühren. Das wird, wie in [WAHV17] beschrieben, über ein $3 \times 3 \times 3$ Konnektivitätselement überprüft, in welchem die Diagonalelemente null sind. Die Orientierung der identifizierten Kontakte kann daraufhin über eine Hauptkomponentenanalyse bestimmt werden, in der eine Ebene in den Bereich zwischen beiden Labels gelegt wird. Die Normale zu dieser Ebene stellt die Kontaktorientierung dar.

2.2 Probleme der Standardverfahren

Die hier beschriebenen Schritte stellen die übliche Herangehensweise an die Bestimmung der Kontaktorientierung dar. Wie sich in einer Analyse [WAHV17] herausgestellt hat, haben diese Schritte aber einige inhärente Probleme, wenn es darum geht, quantitative Messungen durchzuführen. Die wichtigsten Probleme und der Umgang mit ihnen werden im Folgenden kurz dargestellt.

2.2.1 Identifikation von Kornkontakten

Einen Kontakt zwischen zwei Körpern mit Hilfe von Bildern bestimmen zu wollen, ist ein unzureichend definiertes Problem, da zwei Körper infinitesimal nah beieinander sein können, sich aber nicht berühren müssen [ASS05]. Wird das oben be-

schriebene, übliche Verfahren zur Identifizierung von Kontakten verwendet, werden systematisch zu viele Kontakte erkannt; d.h. dass Kontakte identifiziert werden, die keine sind [WAHV17]. Der Grund für diese Überdetektierung ist der *partial volume effect* [CB13]: eine inhärente Eigenschaft von Bildern, die an Oberflächen auftritt, da die Voxel², durch welche die Oberflächen verlaufen, teilweise mit Feststoff und Pore gefüllt sind. Das sorgt insbesondere in Zonen zu Problemen, in denen sich zwei Oberflächen nahe sind, da sich hier der *partial volume effect* beider Oberflächen addiert. Die Voxel in diesen Bereichen verfügen daher über einen erhöhten Grauwert, weshalb sich nahestehende Körner als in Kontakt detektiert werden können. Diese Überdetektierung betrifft vor allem runde Körner und ist weniger ein Problem für angulare Kornformen.

In [WAHV17] wurde ein Algorithmus entwickelt, mit dem sich diese Überdetektierung eindämmen lässt. Hierbei wird die Detektierung zunächst wie üblich durchgeführt und danach lokal verfeinert. Die detektierten Kontakte werden aus dem Graustufen-Bild herausgelöst und mit einem erhöhtem Grenzwert erneut überprüft. Ist dieser Grenzwert ausreichend kalibriert, kann die Überdetektierung stark reduziert werden.

2.2.2 Orientierung von Kornkontakten

Übliche topologische *Watersheds* [Mey94] verfügen bei der Bestimmung der Kontaktorientierungen über eine unzureichende Genauigkeit. In [WAHV17] wurden hohe Fehler der ermittelten im Vergleich zu den tatsächlich vorhandenen Orientierungen festgestellt. Die Ursache liegt in der Hauptkomponentenanalyse, die an der Oberfläche zweier sich vermeintlich berührenden Körnern durchgeführt wird: die Oberfläche kann im Fall der topologischen *Watersheds* nur an den Grenzen von Voxeln verlaufen, was dazu führt, dass sich präferierte Orientierungen ausbilden.

Der Random Walker Algorithmus [Gra06], ein *Power Watershed*, erlaubt es, die Oberflächen genauer zu finden. Dieser Algorithmus bestimmt eine Wahrscheinlichkeit für jeden Voxel, mit der er zu einem oder zu einem anderen Korn (Label) gehört. Damit kann die Oberfläche auf sub-voxel Basis interpoliert werden und innerhalb der Voxel verlaufen. Die mit dem Random Walker bestimmten Orientierungen weisen somit einen geringeren Fehler auf, als die mit den üblichen *Watersheds* ermittelten.

Auch wenn sich die Orientierungen damit wesentlich genauer bestimmen lassen, gibt es Probleme mit angularen Kornformen. Je enger zulaufend die sich berührenden Kornformen sind, desto fehleranfälliger ist die Orientierung [WAHV17].

²Die drei-dimensionale Version eines Pixels

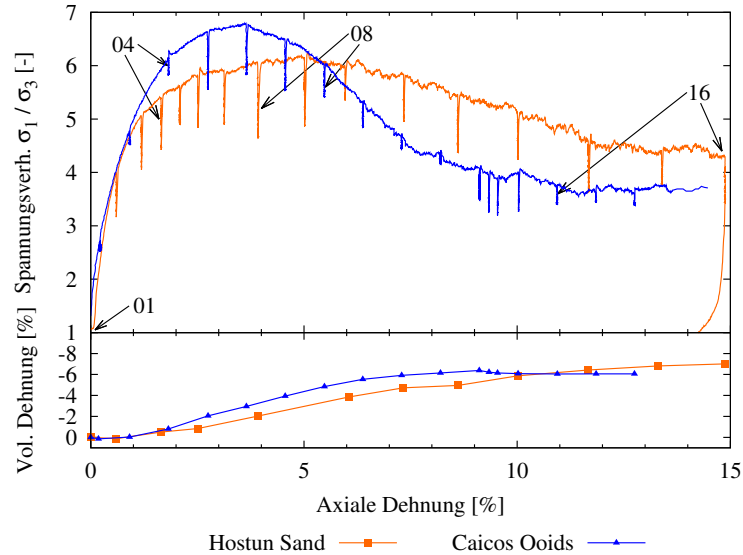


Abbildung 2: Makroskopische Antwort der Proben im Triaxialversuch. Oben: Spannungs-Dehnungskurve. Unten: Dehnungskurve.

3 Experimente

Bei den in dieser Studie durchgeführten Experimenten handelt es sich um Triaxialversuche unter Kompression. Es wurden zwei Materialien untersucht: Caicos Ooids, ein runder Kalk-Sand mit einem mittleren Durchmesser von $d_{50} = 420 \mu\text{m}$, und Hostun Sand, ein angularer Silica-Sand $d_{50} = 338 \mu\text{m}$. Die Proben wurden durch Einrieseln des Sandes hergestellt und haben eine Höhe von $\approx 22 \text{ mm}$ und einen Durchmesser von $\approx 11 \text{ mm}$. Diese Größe ist notwendig, um eine möglichst hohe Auflösung der Tomographien zu erzielen, aber gleichzeitig eine ausreichend hohe Anzahl von Körnern in den Proben zu gewährleisten [AVHD13]. Die Proben wurden isotrop auf eine Spannung von 50 kPa konsolidiert und davon ausgehend abgeschert. Die Belastung wurde zu ausgewählten Zeitpunkten angehalten, um Tomographien von den Proben zu machen. Die makroskopische Antwort der Proben ist in Abbildung 2 dargestellt. In [And13, AHV12a, AVHD13] werden die Experimente detaillierter beschrieben und unter verschiedenen Aspekten beleuchtet. Diese Tomographien haben eine Voxelgröße von $15 \mu\text{m}$.

Schnitte durch die Tomographien zu ausgewählten Belastungszeitpunkten sind in Abbildung 3 dargestellt. Diese Schnitte wurden orthogonal zu den sich entwickelnden Scherbändern erstellt, um den Deformationsprozess deutlich sichtbar zu zeigen.

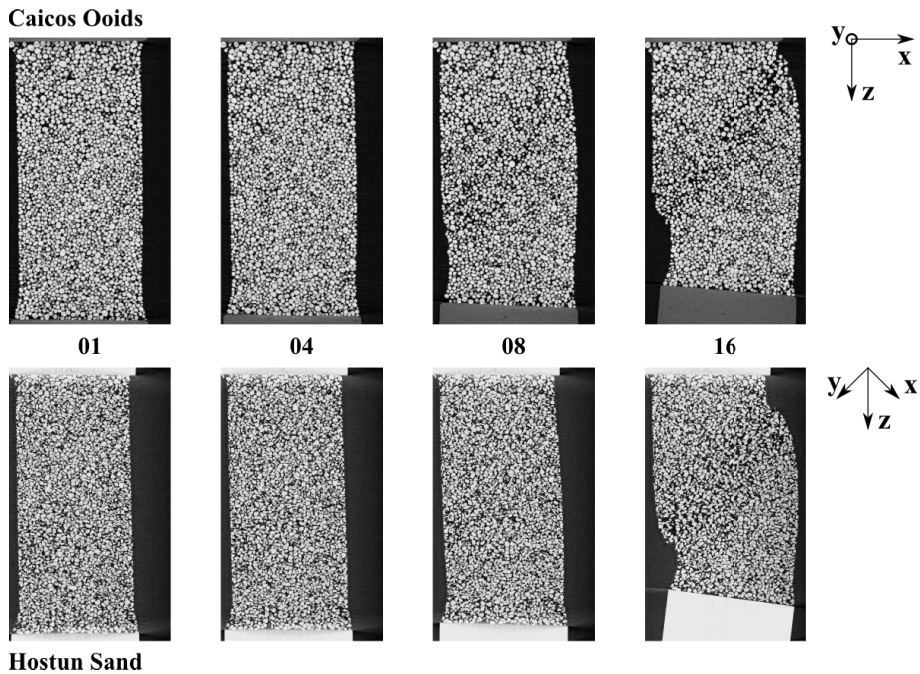


Abbildung 3: Vertikale Schnitte durch die drei-dimensionalen Tomographien. Die gezeigten Zustände sind in Abbildung 2 markiert. Die Schnitte sind orthogonal zum sich entwickelnden Scherband erstellt.

4 Bestimmung der Struktur und ihrer Entwicklung

4.1 Analyse der Tomographien

Der erste wichtige Schritt zur Bestimmung der Kontaktstruktur ist die Identifizierung der Kornkontakte. Wie bereits beschrieben, kommt es bei runden Kornformen zu einer systematischen Überdetektierung von Kontakten. Da diese Überdetektierung bei angularen Formen weniger ausgeprägt ist, wird die lokale Verfeinerung nicht auf die Tomographien des Hostun Sandes angewandt. Anderenfalls, könnte es zum Verlust von tatsächlich vorhandenen Kontakten kommen.

Im Gegensatz dazu ist es notwendig, die lokale Verfeinerung der Kontakte auf die Tomographien von Caicos Ooids anzuwenden. Caicos Ooids ist ein runder Sand und ist daher, wie die in [WAHV17] untersuchten Kugeln, von der systematischen Überdetektierung von Kornkontakten betroffen. Der in der Metrologiestudie gefundene optimale Grauwert für Kugeln wird leicht abgemindert, um die Kornform zu berücksichtigen, und auf die Tomographien angewandt. Zur Bestimmung der Kontak-

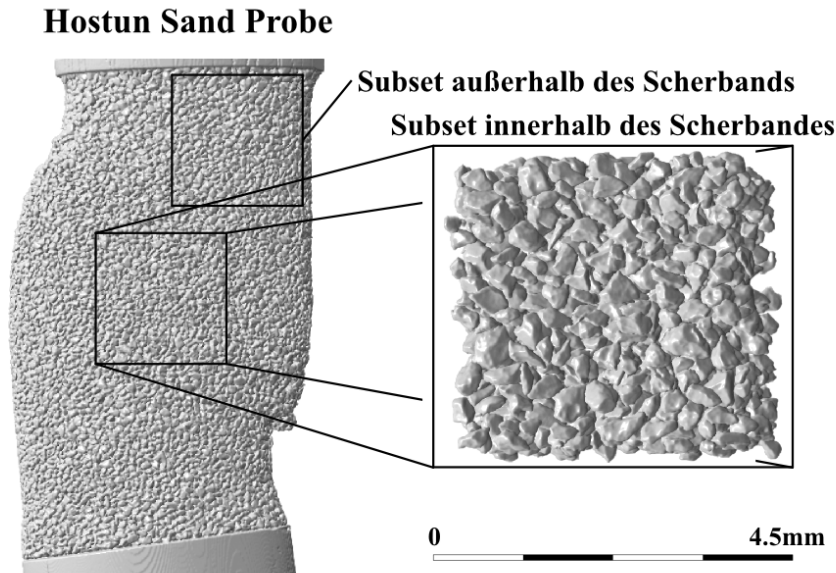


Abbildung 4: Wahl der *subsets* für die Hostun Sand Probe. Das 3D Rendering stellt den Zustand 16 bei der höchsten Axialverformung. Eine Referenz zu diesem Zustand ist in Abbildung 2 gegeben.

torientierungen wird für beide Sande der *Random Walker* verwendet.

Die Bildanalyse wird nicht über die gesamte Tomographie sondern nur in zwei ausgewählten Teilvolumen (im Folgenden als *subsets* bezeichnet) durchgeführt. Der Grund für diese Unterteilung ist das Verhalten der Probe, die infolge der Belastung ein Scherband ausbildet. Es kann davon ausgegangen werden, dass sich die Struktur hauptsächlich innerhalb des Scherbandes ändern wird, weshalb eine Auswertung der gesamten Probe zu einem Verwischen der Entwicklung führen würde. Analog zur Auswertung der Kinematik in [AVHD13] wird ein *subset* innerhalb des sich entwickelnden Scherbandes und ein weiteres außerhalb des Scherbandes analysiert.

Die gewählten *subsets* sind an einem 3D Rendering der Probe bei maximal aufgebrachtener Scherung in Abbildung 4 dargestellt. Die Position des *subsets* innerhalb des Scherbandes wird in der Tomographie des letzten Zustandes (16 für Hostun Sand und 17 für Caicos Ooids) festgelegt. Das *subset* außerhalb des Scherbandes befindet sich nahe dem oberen Filterstein, welcher fixiert ist³. Beide *subsets* sind im Raum fixiert, d.h. dass sie sich in allen Tomographien an identischen Positionen befinden. Sie werden aus der jeweiligen Tomographie ausgeschnitten, binarisiert und segmentiert. Körner, die sich an den Rändern der *subsets* befinden und über diese hinaus

³In diesem Experiment wird die Belastung durch einen Laststempel von unten aufgebracht

ragen, werden aus den Bildern entfernt, da sie zu Problemen in der Segmentierung und später in der Bestimmung der Kornkontakte führen können.

Die *subsets* sind kubisch und haben eine Größe von 300 Pixeln bzw. 4500 μm . Die Anzahl an Partikeln in der Hostun Sand Probe beträgt ca. 1400 Körner im *subset* außerhalb des Scherbandes und variiert zwischen 1800-1400 Körner innerhalb der Scherzone. In den *subsets* der Caicos Ooids Probe befinden sich ca. 1900 Körner innerhalb und 1400 Körner außerhalb des Scherbandes.

4.2 Entwicklung der Struktur

Die wichtigsten Ergebnisse der Bildanalyse hinsichtlich der Kontaktstruktur sind die Anzahl der Kontakte, ihre Verteilung und ihre Orientierungen. Die Kontaktanzahl wird in diesem Beitrag nicht ausgewertet, da eine quantitativ belastbare Bestimmung, wie oben beschrieben, fehleranfällig ist und nur eine Schätzung darstellen kann. Diese Analyse beschränkt sich auf die Beschreibung der Kontaktororientierungen innerhalb und außerhalb eines Scherbandes und der daraus folgenden Struktur.

4.2.1 Kontaktororientierungen

Die Orientierungen können entweder individuell oder statistisch beschrieben werden. Zwei- oder dreidimensionale Rose-Diagramme werden üblicherweise genutzt, um eine große Anzahl von Orientierungen darzustellen [OKNN80, IDA18]. In diesem Beitrag werden die Orientierungen mit der Lambert Projektion eines Kugelkoordinatensystems präsentiert. Dafür werden die Vektoren so gedreht, dass die vertikalen Koordinaten (z -Achse) positiv sind. Da es sich um tausende Kontakte handelt, werden die Kontakte nicht einzeln dargestellt, sondern in Bins zusammengefasst. Liegen die Orientierungen auf dem Außenring des Plots, dann sind sie horizontal orientiert und liegen sie im Mittelpunkt, dann sind sie in vertikale Richtung ausgerichtet.

Abbildung 5 zeigt die Verteilung der Kontaktororientierungen für ausgewählte Belastungszeitpunkte. Die gezeigten Zustände sind in Abbildung 2 markiert. Zustand 01 ist der Anfangszustand, Zustände 04 und 08 befinden sich vor und nach der Spannungsspitze und Zustand 16 stellt einen Zustand bei hoher axialer Stauchung dar. Für beide Experimente werden ähnliche Zustände für die Darstellung gewählt. Die Orientierungen im Anfangszustand sind in beiden *subsets* annähernd isotrop verteilt. Beide *subsets* zeigen anfangs eine ähnliche Entwicklung: bis Zustand 04 kommt es zu einer deutlichen Konzentration der Kontaktororientierungen in vertikale Richtung, die Richtung der größten Hauptspannung, die durch den Triaxialversuch induziert wird. Nach Zustand 04 verhalten sich beide *subsets* unterschiedlich: die Orientierungen außerhalb des Scherbandes verändern sich mit zunehmender axialer Verformung kaum. Im Gegensatz dazu richten sich die Orientierungen innerhalb des Scherbandes weiter in vertikale Richtung aus. Im Zustand 16 bei hoher axialer Verformung konzentrieren sich die Orientierungen in der y - z -Ebene (die vertikale Linie in der Lambert Projektion).

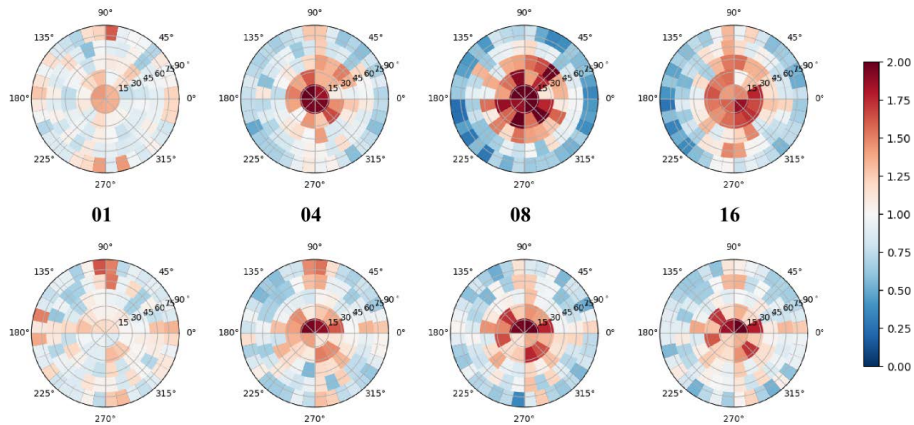
Innerhalb des Scherbandes**Außerhalb des Scherbandes**

Abbildung 5: Triaxialversuch an Caicos Ooids: Darstellung der Orientierungen mit der Lambert Projektion für ausgewählte Belastungszeitpunkte.

Diese ist identisch mit der Ebene des Scherbandes (diese Abbildung 3), die in der kinematischen Analyse dieses Experimentes gefunden wurde [AHV12a]. Das bedeutet, dass es zu einem Kontaktverlust normal zum Scherband kommt.

Die Kontaktorientierungen des Triaxialversuches an Hostun Sand sind in Abbildung 6 für ähnliche Zustände wie im Experiment an Caicos Ooids dargestellt. Im Vergleich zum Experiment an Caicos Ooids konzentrieren sich die Orientierungen bereits im Anfangszustand in vertikale Richtung. Beide Proben wurden durch Einrieseln des Sandes hergestellt. Die Herstellung hat sich allerdings wesentlich stärker in der Kontaktstruktur des angularen Hostun Sandes manifestiert. Mit fortschreitender Scherung stellt sich eine ähnliche Entwicklung ein, wie beim Experiment an Caicos Ooids beobachtet werden kann. Die Orientierungen innerhalb des Scherbandes konzentrieren sich mit zunehmender axialer Verformung stärker in vertikale Richtung. Außerhalb des Scherbandes kehren die Orientierungen wieder annähernd in den Ausgangszustand zurück, nachdem sie sich anfangs ähnlich zu den Orientierungen innerhalb des Scherbandes weiter in vertikale Richtung ausgerichtet haben.

4.2.2 Strukturtensor

Obwohl diese Darstellungen hilfreich dabei sind, die Kontaktstruktur zu beobachten, eignen sie sich nicht, um quantitativ einer Entwicklung zu folgen und diese mit dem makroskopischen Verhalten der Probe in Verbindung zu bringen. Um die Orientierungen statistisch zu erfassen und mit einer Variable darstellen zu können, wird üblicherweise ein Strukturtensor genutzt. In dieser Analyse verwenden wir einen Struk-

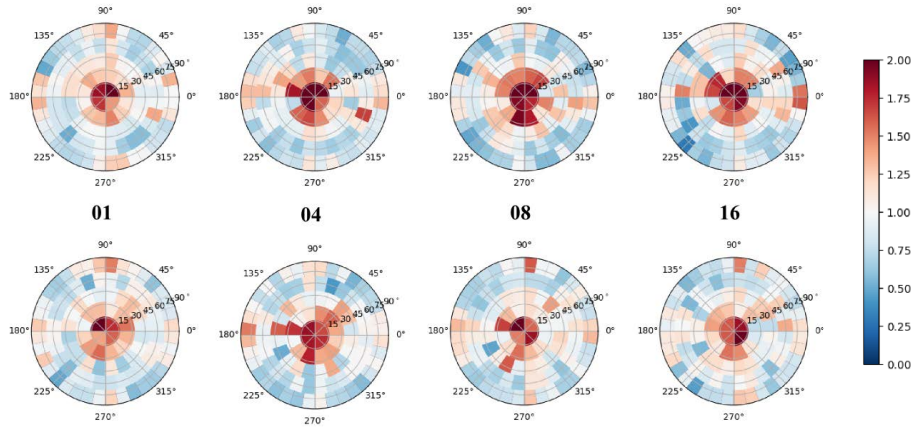
Innerhalb des Scherbandes**Außerhalb des Scherbandes**

Abbildung 6: Triaxialversuch an Hostun Sand: Darstellung der Orientierungen mit der Lambert Projektion für ausgewählte Belastungszeitpunkte.

turtensor 2.Ordnung und folgenden der Definition nach Kanatani [Kan84]. Der Strukturtensor \mathbf{N} ist die Summe der Tensorprodukte aller Orientierungen \mathbf{o} :

$$\mathbf{N} = \frac{1}{C} \sum_{\alpha=1}^C \mathbf{o}^{\alpha} \otimes \mathbf{o}^{\alpha} \quad (1)$$

mit C als Anzahl der Kornkontakte. Der Fokus in dieser Analyse liegt auf der Änderung der Anisotropie der Kontaktstruktur infolge der Belastung. Die Änderung der Form eines Tensors lässt sich über seinen Deviator bestimmen. Dazu wird in [Kan84] der Strukturtensor der dritten Art \mathbf{D} wie folgt bestimmt:

$$\mathbf{D} = \frac{15}{2} \left(\mathbf{N} - \frac{1}{3} \mathbf{I} \right) \quad (2)$$

Es gibt nun viele Arten, die Evolution dieses Tensors zu bestimmen, wie zum Beispiel die Eigenvektoren oder deren Richtungen bezogen auf die Hauptspannungsrichtung. Da wir hauptsächlich an der Änderung der Anisotropie interessiert sind, verwenden wir einen skalaren Anisotropiefaktor, der aus dem Strukturtensor der dritten Art \mathbf{D} bestimmt werden kann [GHH17]:

$$a = \sqrt{\frac{3}{2} \mathbf{D} : \mathbf{D}} \quad (3)$$

Um die Fehler, die in [WAHV17] quantifiziert wurden, einzubeziehen, wird das *Uncertainties* Paket für Python [Leb] für die Berechnung der Strukturvariablen verwendet. In der Fehleranalyse wurden die Fehler bei der Bestimmung der Kontaktorientierung für Hostun Sand zu $\approx 15^\circ$ und für Kugeln zu $\approx 3.3^\circ$ bestimmt. Diese Fehler

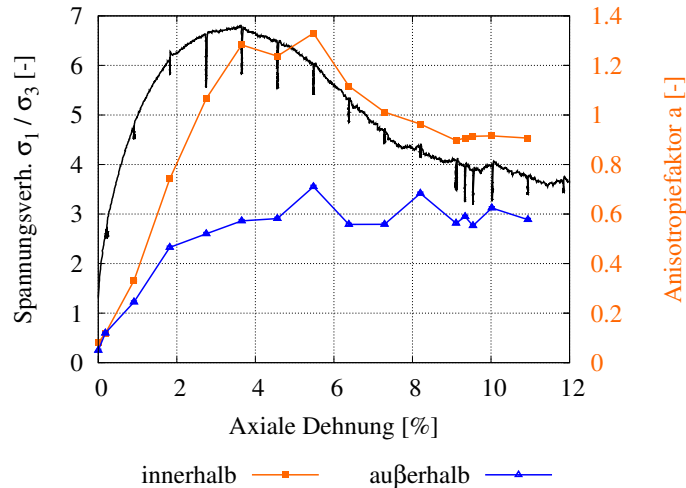


Abbildung 7: Makroskopische Antwort der Caicos Ooids Probe (schwarz) und die Evolution der Anisotropie der Kontaktstruktur in den *subsets* innerhalb (orange) und außerhalb (blau) des Scherbandes

werden von den individuellen Orientierungen über Gleichungen (1) - (3) propagiert und sind in Abbildungen 7 und 8 als Fehlerbalken dargestellt. Da die Fehler nicht systematisch sondern zufällig sind und sie über tausende an Orientierungen summiert und multipliziert werden, fallen sie in den ermittelten Intervallen gering aus. Da die Fehler für runde Körner klein sind, sind die Fehlerbalken in Abbildung 7 im dargestellten Intervall nicht sichtbar.

Die Entwicklung der Anisotropie für den Triaxialversuch an Caicos Ooids ist in Abbildung 7 dargestellt. Obwohl die Probe über das Einrieseln des Sandes (vertikal fallende Sandkörner) hergestellt wurde, ist die initiale Kontaktstruktur fast isotrop. Anfangs entwickelt sich die Anisotropie in beiden *subsets* ähnlich: die Anisotropie steigt bis zu einer axialen Dehnung von ca. 1% stetig an, bevor der Anstieg außerhalb der Scherzone abnimmt und ab ca. 2.5% ein Plateau erreicht. Diese Beobachtung wird durch die in [AVHD13] bestimmte Entwicklung der Kinematik gestützt: die Zonen außerhalb der Scherzone verhalten sich ab Einsetzen des Lokalisierungsprozesses annähernd wie Starrkörper.

Die Anisotropie innerhalb des Scherbandes steigt bis zum Erreichen eines Hochpunktes bei 4% weiter an. Nach dem Maximalwert der Anisotropie nimmt diese wieder ab bis sie ab 9% einen konstanten Wert erreicht. Diese Entwicklung ähnelt der Spannungsentwicklung, ist aber leicht verzögert. Das liegt daran, dass die Kontaktorientierungen im Anfangszustand annähernd isotrop verteilt sind und sich erst in Richtung der Hauptspannung ausrichten müssen.

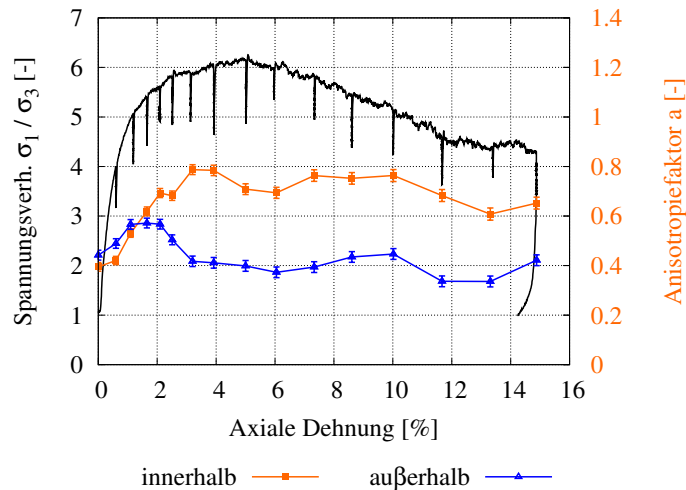


Abbildung 8: Makroskopische Antwort der Hostun Sand Probe (schwarz) und die Evolution der Anisotropie der Kontaktstruktur in den *subsets* innerhalb (orange) und außerhalb (blau) des Scherbandes

Abbildung 8 zeigt die Entwicklung der Anisotropie im Experiment am Hostun Sand. Wie im Fall der Caicos Ooids verhalten sich die Kontakte in beiden *subsets* ähnlich: die Anisotropie nimmt bis ca. 1% axialer Dehnung zu. Außerhalb des Scherbandes nimmt die Anisotropie nach dem initialen Anstieg wieder ab und kehrt annähernd zu ihrem initialen Zustand zurück. Diese Entwicklung deckt sich ebenfalls mit der Entwicklung der Kinematik [AVHD13]: der Anfang des Lokalisierungsprozesses entspricht dem Punkt, ab dem sich beide *subsets* unterschiedlich entwickeln. Die Anisotropie der Kontaktstruktur innerhalb des Scherbandes erreicht einen Hochpunkt bei ca. 4%, fast bei derselben Dehnung, bei der das maximale Spannungsverhältnis auftritt. Im Gegensatz zu der Caicos Ooids Probe handelt es sich um einen flachen Hochpunkt und ein langsames Absinken der Anisotropie bei ca. 10-12% axialer Dehnung. Die Anisotropie folgt der Spannungsentwicklung zeitiger als im Falle der Caicos Ooids Probe.

Die Experimente an beiden Sanden unterscheiden sich nicht nur hinsichtlich der makroskopischen Antwort der Proben, sondern auch in der Kontaktstruktur und ihrer Entwicklung. Obwohl die Herstellung der Proben durch Einrieseln identisch war, bilden sich anfangs verschiedene Kontaktstrukturen aus: die Caicos Ooids Probe hat mit $a \approx 0.06$ eine fast isotrope Kontaktstruktur, wohingegen die Hostun Sand Probe mit $a \approx 0.42$ eine signifikant höhere Anisotropie aufweist. Der Grund für die anfänglich höhere Anisotropie in Hostun Sand scheint die Kornform zu sein. Caicos Ooids sind runde Körner, die obwohl sie eingerieselt wurden, ein fast isotropes Kontaktnetzwerk bilden. Hostun Sand hingegen besitzt eine angulare Kornform und bildet eine Struk-

tur aus, in der die Kontaktorientierungen in vertikale Richtung konzentriert sind, der Richtung des Einrieselns. Des Weiteren verhindert die Angularität des Hostun Sandes eine hohe Änderung der Anisotropie, da es für die angularen Körner schwerer als für runde Körner ist, ihre Konfiguration zu ändern: die maximale Änderung der Anisotropie beträgt bei der Hostun Sand Probe $\Delta \approx 0.4$ und bei der Caicos Ooids Probe $\Delta a \approx 1.3$ innerhalb der Scherbänder. Im Falle der Caicos Ooids Probe konzentrieren sich die Kontaktorientierungen nicht axialsymmetrisch in vertikaler Richtung sobald sich das Scherband ausgebildet hat, sondern in einer Ebene deren Azimuth (horizontale Ausrichtung) derselbe ist, wie das sich ausbildende Scherband.

Eine weiterer Unterschied ist die Rate mit der die Kontaktstruktur auf die makroskopische Belastung reagiert. Im Vergleich zum Spannungsverhältnis entwickelt die Anisotropie der Hostun Sand Probe schneller als die der Caicos Ooids Probe, in der die Anisotropie der Spannungsentwicklung hinterherhängt. Der Grund für diese Verzögerung kann im Anfangszustand liegen: da dieser fast isotrop ist, benötigt die Probe erst eine Belastung, bevor sich die Kontakte neu ausrichten können. In der Hostun Sand Probe konzentrieren sich die Kontakte im Anfangszustand bereits in vertikale Richtung, der Hauptspannungsrichtung, und können daher schneller auf die aufgebrachte Belastung reagieren.

5 Zusammenfassung

Basierend auf der Analyse der Metrologie von Kornkontakten [WAHV17] bestimmen wir in dieser Studie die Kontaktstruktur aus Röntgen-Tomographien von zwei Triaxialversuchen mit Hilfe der entwickelten Methoden und unter Berücksichtigung der identifizierten Probleme.

Die Experimente wurden bereits hinsichtlich der Kinematik auf Kornebene analysiert, indem Verzerrungen im kontinuierlichen Rahmen, sowie Verschiebungen und Rotationen von individuellen Körnern bestimmt wurden [AHV12a, AVHD13]. Das Ziel dieser Studien war vor allem Lokalisierungsprozesse zu analysieren und im speziellen den Einfluss der Rotationen der Körner auf den Anfang und die Evolution der Lokalisierung zu untersuchen. Analog zu [AHV12a] untersuchen wir die Kontaktstruktur in einer Teilmenge, die später das Scherband beinhaltet. Komplementär dazu werden die Kontaktorientierungen in einer Teilmenge außerhalb des Scherbandes untersucht.

Die Kontaktorientierungen werden sowohl individuell als auch statistisch mit einem Strukturtensor ausgewertet. Ein Anisotropiefaktor dient dazu, die Strukturentwicklung innerhalb und außerhalb des sich entwickelnden Scherbandes darzustellen. Vor der Lokalisierung der Deformationen verhält sich die Kontaktstruktur in beiden Teilmengen ähnlich: die Anisotropie steigt und die Orientierungen konzentrieren sich in Richtung der aufgebrachten Hauptspannung. Nach dem Beginn der Lokalisierung verhalten sich beide Untermengen wie erwartet unterschiedlich: die Anisotropie innerhalb des Scherbandes steigt weiter an, bis sie einen Hochpunkt erreicht und auf einen kon-

stanten Wert absinkt. Die Orientierungen richten sich weiter in Hauptspannungsrichtung aus. Außerhalb des Scherbandes sinkt die Anisotropie wieder annähernd auf ihren Anfangszustand ab und oszilliert um diesen Wert. Die Entwicklung in beiden Teilmengen deckt sich mit der Entwicklung der Kinematik in [AVHD13]. Die Änderungen der Kinematik treten hauptsächlich als Rotationen innerhalb des Scherbandes auf. Außerhalb kommt es nur zu kleinen zufällig auftretenden Änderungen.

Diese Ergebnisse sind ähnlich für beide Materialien: Hostun Sand und Caicos Ooids. Die Strukturentwicklung in beiden Proben deckt sich mit der jeweiligen Spannungsentwicklung. Sie unterscheiden sich hauptsächlich in der Änderungsrate der Kontaktstruktur und der sich maximale einstellenden Änderung der Anisotropie, die wesentlich größer für Caicos Ooids ist. Der Grund für beide Unterschiede kann in der Kornform und der unterschiedlichen Kontaktreibung gefunden werden.

Obwohl diese Ergebnisse aussagekräftig und notwendig für eine vollständige mikro-mechanische Analyse sind, müssen sie mit Vorsicht genossen werden. Die Bestimmung der Kontaktorientierungen im angularen Hostun Sand sind immer noch problematisch [WAHV17], weshalb weitere Fortschritte in der Metrologie notwendig sind.

Nichtsdestotrotz öffnen die hier vorgestellten Anwendungen auf kleine Teilmengen die Tür für weitere Studien. Ein Ziel ist es, die Struktur von gesamten Proben zu bestimmen. Es ist allerdings darauf zu achten, dass im Fall von Lokalisierungsprozessen der Strukturtensor verwischt wird, sobald er aus allen Orientierungen bestimmt wird, da sich in diesen Fällen auch die Kontaktstruktur lokal unterschiedlich verhält. Des Weiteren sollen verschiedene Lastsituationen untersucht werden, da der monotone Triaxialversuch bisher fast ausschließlich verwendet wird, das mikro-mechanische Verhalten experimentell zu bestimmen.

Literatur

- [AHV12a] ANDÒ, Edward ; HALL, Stephen A. ; VIGGIANI, Gioacchino: Experimental micromechanics: grain-scale observation of sand deformation. In: *Géotechnique Letters* 2 (2012), S. 107–112
- [AHV⁺12b] ANDÒ, Edward ; HALL, Stephen A. ; VIGGIANI, Gioacchino ; DESRUES, Jacques ; BÉSUELLE, Pierre: Grain-scale experimental investigation of localised deformation in sand: a discrete particle tracking approach. In: *Acta Geotechnica* (2012)
- [And13] ANDÒ, Edward: *Experimental investigation of microstructural changes in deforming granular media using x-ray tomography*, Université de Grenoble, Diss., 2013
- [ASS05] ASTE, T. ; SAADATFAR, M. ; SENDEN, T. J.: Geometrical structure of disordered sphere packings. In: *Physical Review E* 71 (2005). – ISBN 1539–3755

- [AVHD13] ANDÒ, Edward ; VIGGIANI, Gioacchino ; HALL, Stephen A. ; DESRUES, Jacques: Experimental micro-mechanics of granular media studied by x-ray tomography: recent results and challenges. In: *Géotechnique Letters* 3 (2013), S. 142–146
- [CB13] CNUUDE, V. ; BOONE, M. N.: High-resolution X-ray computed tomography in geosciences: A review of the current technology and applications. In: *Earth-Science Reviews* 123 (2013), S. 1–17. – ISBN 0012–8252
- [CCL97] CALVETTI, F. ; COMBE, G. ; LANIER, J.: Experimental micromechanical analysis of a 2D granular material: relation between structure evolution and loading path. In: *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* 2 (1997), Nr. 2, S. 121–163. – ISSN 1099–1484
- [DCMM96] DESRUES, J ; CHAMBON, R ; MOKNI, M ; MAZEROLLE, F: Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography. In: *Géotechnique* 46 (1996), Nr. 3, S. 529–546
- [FNRA⁺16] FONSECA, J. ; NADIMI, S. ; REYES-ALDASORO, C.C. ; O’SULLIVAN, C. ; COOP, M.R.: Image-based investigation into the primary fabric of stress-transmitting particles in sand. In: *Soils and Foundations* 56 (2016), Nr. 5, S. 818–834. – ISSN 00380806
- [GHH17] GU, Xiaoqiang ; HU, Jing ; HUANG, Maosong: Anisotropy of elasticity and fabric of granular soils. In: *Granular Matter* 19 (2017), Nr. 2, S. 1–15. – ISSN 14347636
- [Gra06] GRADY, Leo: Random walks for image segmentation. In: *IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence* Bd. 28, 2006
- [HBD⁺10] HALL, Stephen A. ; BORNERT, M ; DESRUES, J ; PANNIER, Y ; LE-NOIR, N ; VIGGIANI, G ; BÉSUELLE, P: Discrete and continuum analysis of localised deformation in sand using X-ray μ CT and volumetric digital image correlation. In: *Géotechnique* 60 (2010), Nr. 5, S. 315–322
- [IDA18] IMSEEH, Wadi H. ; DRUCKREY, Andrew M. ; ALSHIBLI, Khalid A.: 3D experimental quantification of fabric and fabric evolution of sheared granular materials using synchrotron micro-computed tomography. In: *Granular Matter* (2018). – ISBN 0123456789
- [K. 67] K. WIENDIECK: Zur Struktur körniger Medien. In: *Die Bautechnik* 6 (1967), S. 196–199
- [Kan84] KANATANI, Ken-Ichi: Distribution of directional data and fabric tensors. In: *International Journal of Engineering Science* 22 (1984), Nr. 2, S. 149–164
- [Leb] LEBIGOT, Eric O.: *Uncertainties: a Python package for calculations with uncertainties*. <http://pythonhosted.org/uncertainties/>

- [Mey94] MEYER, F.: Topographic distance and watershed lines. In: *Signal processing* 38 (1994), Nr. 1, S. 113–125
- [Oda72] ODA, M: Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. In: *Soils and Foundations* 12 (1972), Nr. 1
- [OKNN80] ODA, M ; KONISHI, J ; NEMAT-NASSER, S: Some experimentally based fundamental results on the mechanical behaviour of granular materials. In: *Geotechnique* (1980), Nr. 4
- [ONNK85] ODA, M ; NEMAT-NASSER, S ; KONISHI, J: Stress-induced anisotropy in granular masses. In: *Soils and Foundations* 25 (1985), Nr. 3, S. 85–97
- [Ots79] OTSU, Nobuyuki: A Threshold Selection Method from Gray-Level Histograms. In: *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics* 9 (1979), S. 62–66
- [OTT04] ODA, M. ; TAKEMURA, T. ; TAKASHI, M.: Microstructure in shear band observed by microfocus X-ray computed tomography. In: *Géotechnique* 54 (2004), Nr. 8, S. 539–542
- [TACH17] TUDISCO, Erika ; ANDÒ, Edward ; CAILLETAUD, Rémi ; HALL, Stephen A.: TomoWarp2: A local digital volume correlation code. In: *SoftwareX* 6 (2017), Nr. January, S. 267–270. – ISSN 23527110
- [WAHV17] WIEBICKE, Max ; ANDÒ, Edward ; HERLE, Ivo ; VIGGIANI, Gioacchino: On the metrology of interparticle contacts in sand from x-ray tomography images. In: *Measurement Science and Technology* 28 (2017), Nr. 12, S. 124007
- [WS17] WEIS, Simon ; SCHRÖTER, Matthias: Analyzing X-Ray tomographies of granular packings. In: *Review of Scientific Instruments* (2017), Nr. 88. – ISSN 10897623

Ein erweitertes Bounding Surface Modell für die Anwendung auf allgemeine Spannungspfade im Sand

Katharina Bergholz

Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Es wurde ein neues elastoplastisches Stoffgesetz für nichtbindige Böden entwickelt, das sowohl den Herausforderungen geotechnischer Probleme als auch den Anforderungen der Ingenieurspraxis gerecht werden soll. Auf dem Konzept der Bounding Surface Plastizität beruhend [MD97], ist es in der Lage die Zustandsabhängigkeit grundlegender Verhaltensmuster von Boden abzubilden. Um die Zuverlässigkeit des Modells im Hinblick auf die Abbildung elementarer und komplexerer Spannungspfade zu verbessern, wurde die ursprüngliche Formulierung durch optionale Features erweitert. Die erhöhte Schubsteifigkeit nach Lastwechseln sowie ihre dehnungsabhängige Abnahme im Bereich kleiner Dehnungen werden im Stoffgesetz berücksichtigt. Eine entsprechende Zustandsvariable skaliert den Verfestigungsmodul der kinematisch verfestigenden Fließfläche. Eine zusätzliche kappenförmige Fließfläche ermöglicht die Entwicklung plastischer Verformungen auf Belastungspfaden mit konstantem Spannungsverhältnis. Um die Anwendung des Materialmodells in der alltäglichen Planungsarbeit zu erleichtern, wurde eine Routine zur internen Bestimmung ausgewählter Bounding Surface Parameter implementiert. Das Modell wird in einer Open Source Umgebung implementiert, so dass mit der öffentlichen Zugänglichkeit auch das Potenzial zur Weiterentwicklung besteht.

1 Einleitung

Die Prognose von Langzeitsetzungen von Infrastrukturbauwerken stellt hohe Ansprüche an das in numerischen Simulationen verwendete Materialmodell: der komplexe Herstellungsprozess und der zyklische Charakter von Verkehrslasten stellen erhebliche Herausforderungen dar. Auch wenn vor allem die analytischen Fragestellungen des geotechnischen Problems im Fokus stehen, sollten die Bedürfnisse der Ingenieurspraxis bei der Stoffgesetzmodellierung nicht außer Acht gelassen werden. Mit

dieser Zielsetzung wurde ein neues Materialmodell für nichtbindige Böden auf der Basis der Elastoplastizität entwickelt. Es sollte sowohl geotechnisch relevante Spannungspfade geringerer und höherer Komplexität korrekt abbilden können als auch in der Bemessungspraxis einsetzbar sein. Ersterer Aspekt beinhaltet die Modellierung elementarer Verhaltensmuster von Boden, einschließlich beispielsweise scherbezogene Phänomene wie Ver-/Entfestigung, Kontraktion/Dilatanz und das Erreichen des kritischen Zustands (volumenkonstante Scherfestigkeit). Des Weiteren ermöglicht die Erfassung von Barotropie und Pyknotropie – die Zustandsabhängigkeit von Festigkeit, Steifigkeit und Dilatanz – eine vereinheitlichte Modellierung. Das bedeutet, dass mit nur einem Parametersatz das bodenmechanische Verhalten über eine große Spannbreite an Ausgangszuständen simuliert werden kann. Darüber hinaus gewinnen weitere Bodeneigenschaften an Bedeutung, wenn Spannungspfade unkonventioneller Ausprägung, Lastumkehr oder zusammengesetzte Spannungspfade mit Lastrichtungswechseln in Betracht gezogen werden. So ermöglicht zum Beispiel die kinematische Verfestigung der Fließfläche die Akkumulation von Dehnungen bzw. Spannungen, ein weiterer Mechanismus erhöht die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen oder eine zusätzliche Fließfläche in Kappenform sorgt für irreversible Verformungen bei Belastungen mit konstantem Spannungsverhältnis.

Die Bounding Surface Plastizität kristallisierte sich als geeignete Stoffgesetzfamilie für die definierten Anforderungen heraus und bietet zudem das Potenzial für Weiterentwicklungen. Im Hinblick auf die Eignung für praktische Anwendungen sollte die Modellformulierung schlicht und gut dokumentiert sein. Die Parameter sollten in ihrer Anzahl überschaubar sein und vom Anwender mittels konventioneller Laborversuche bestimmt werden können. Außerdem sollte die Implementierung frei zugänglich sein.

Die theoretischen Grundlagen, ausgewählte Modellerweiterungen und Maßnahmen zur Erleichterung der Handhabung werden im Folgenden beschrieben. Dabei stehen die neuen Modelloptionen und ihr Vermögen zur besseren Abbildung des Bodenverhaltens im Vordergrund.

2 Theoretische Grundlagen

Das Materialmodell basiert auf dem Konzept der Bounding Surface Plastizität, die von Dafalias und Popov [DP75] und Krieg [Kri75] eingeführt wurde. Die ursprüngliche Zwei-Flächen-Formulierung wurde im Laufe der Zeit weiterentwickelt [MNZ79, DH80, Bar84, u. a.] und erhielt ihre Vier-Flächen-Gestalt durch Manzari und Dafalias [MD97]. Die grundlegende Idee des Modells besteht darin, den Abstand zwischen dem aktuellen Spannungspunkt (auf der Fließfläche) und einer bestimmten Grenzspannung (auf der Bounding Surface) in Beziehung zum Verfestigungsmodul zu setzen und mit diesem Maß die Entwicklung der Bodensteifigkeit zu steuern. Dieses Prinzip wurde durch das Hinzufügen zwei weiterer Flächen im Spannungsraum auf das volumetrische Verhalten und die Scherfestigkeit übertragen: die Dilatancy Surface und die Critical State Surface. So wie die Bounding Surface als Referenzfläche in

Bezug auf Ver- und Entfestigung dient, reagiert der Boden mit Kontraktion oder Dilatanz abhängig von der Lage des Spannungspunktes zur Dilatancy Surface. Die Critical State Line (CSL) existiert sowohl im Spannungsraum (p, q) als auch im Spannungs-Porenzahl-Raum (p, e) – siehe Abbildung 1 – und fungiert als Grenzzustand im Sinne der Theorie der kritischen Zustände [RSW58, SW68]. Durch die Einführung einer Zustandsvariable in die mathematischen Gleichungen bereicherten Manzari und Dafalias [MD97] die Bounding Surface Theorie um das Konzept der Zustandsabhängigkeit bezüglich Dichte und Spannung. Dieser sogenannte Zustandsparameter ψ nach Been und Jefferies [BJ85] bemisst den Abstand zwischen dem aktuellen Zustand im p, e -Raum von seinem Bildpunkt auf der CSL in Form der Porenzahl (Abbildung 1a):

$$\psi = e - e_{cs} \tag{1}$$

Das Vorzeichen von ψ bestimmt darüber, ob es sich um einen lockeren und kontraktanten ($\psi > 0$) oder einen dichten und dilatanten Zustand ($\psi < 0$) handelt. Mit der Einbindung des Zustandsparameters in die mathematischen Ausdrücke für **B**ounding und **D**ilatancy Surface via M^b und M^d bestimmt er deren Ausdehnung abhängig vom aktuellen Zustand. Diese beiden deviatorischen Spannungsverhältnisse beziffern den Anstieg der linearen Projektionen der zwei Flächen im Kompressions- und Extensionsbereich (c/e) des p, q -Spannungsraums (siehe Abbildung 1b):

$$M_{c,e}^{b,d} = f(\psi, M_{c,e}^c) \tag{2}$$

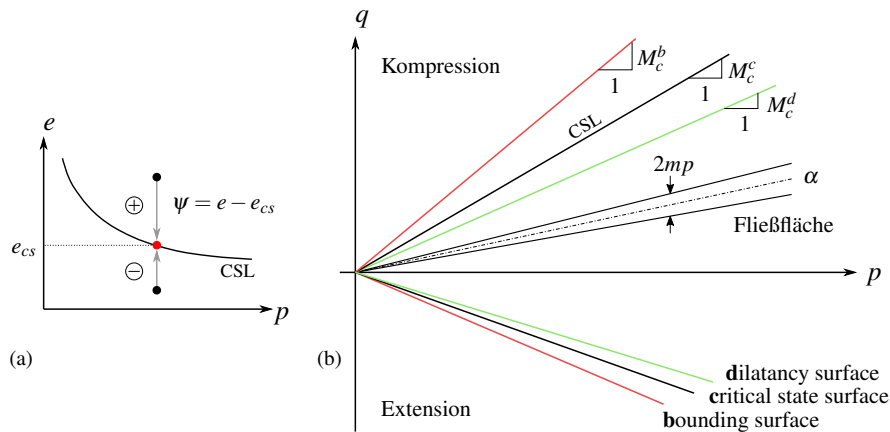


Abbildung 1: (a) Definition des Zustandsparameters ψ nach Been und Jefferies [BJ85], (b) Modellflächen im triaxialen Spannungsraum

Im speziellen Fall der Kompression stellt der verallgemeinernde Ausdruck in Gleichung (2) sicher, dass $M^b \geq M^c$ und außerdem dass $M^d \leq M^c$ für dichten und $M^d \geq M^c$ für lockeren Sand erfüllt ist. Des Weiteren gilt $M^{b,d} \rightarrow M^c$ bei der Annäherung an den

kritischen Zustand ($\psi \rightarrow 0$), so dass sich letztendlich alle Modellflächen auf der Critical State Surface vereinen. Die Differenz zwischen dem Anstieg der Fläche $M^{b,d}$ und dem aktuellen Spannungsverhältnis $\eta = q/p$ geht schließlich in die Formulierung des Verfestigungsmoduls der Fließfläche H^{cone} und in das Dilatanzverhältnis $D = \frac{\dot{\epsilon}_p}{\dot{\epsilon}_q}$ ein:

$$H^{cone} = f(M^b - \eta) \quad \text{und} \quad D = f(M^d - \eta) \quad (3)$$

Auf diese Weise werden Steifigkeitsentwicklung und volumetrisches Verhalten mittels Verfestigungsgesetz ($\dot{\alpha} = H^{cone} \cdot \dot{\epsilon}^{pl}$) beziehungsweise Fließregel gesteuert. Es sei angemerkt, dass sich im Falle einer Lastumkehr für die Berechnung des Abstandsmaßes die Bezugsfläche von Kompression auf Extension ändert (bzw. umgekehrt). Daraus folgt, dass die plastische Steifigkeit (wegen des größeren Abstands) sprunghaft ansteigt und die volumetrische Antwort unabhängig vom aktuellen Zustand des Bodens kontraktant wird.

Aus Platzgründen werden die Gleichungen (2) und (3) hier nicht weiter detailliert; bei Interesse sei auf die Veröffentlichung von Manzari und Dafalias [MD97] verwiesen.

Der elastische Bereich wird durch die vierte Modellfläche berandet, eine konische Fließfläche mit der Öffnungsweite m , deren Mittelachse den aktuellen Backstress α markiert. Im triaxialen Spannungsraum ist die Fließfläche folgendermaßen definiert:

$$f^{cone} = \eta - \alpha \pm m = 0 \quad (4)$$

Sie verfestigt sich rein kinematisch als eine Funktion des Backstress-Verhältnisses α , das die Rotation des Konus um seine Spitze im Koordinatenursprung steuert. Die Größe des Konus m bleibt konstant und bestimmt den Spannungsbereich des elastischen Verhaltens. Im Falle einer Lastumkehr spielt diese eine wichtige Rolle, denn dann muss der Spannungspunkt zunächst den gesamten elastischen Bereich durchqueren, bevor die Fließbedingung erneut verletzt wird und plastische Dehnungen auftreten können.

Seit der Veröffentlichung des Modells von Manzari und Dafalias [MD97] folgten zahlreiche Modifikationen. Die ursprünglichen konstitutiven Gleichungen wurden umformuliert, um die Modellantwort im Hinblick auf experimentelle Beobachtungen zu verbessern. Auf ähnliche Weise diente dieses Bounding Surface Modell auch der vorliegenden Weiterentwicklung als Ausgangspunkt, denn es erfüllt die eingangs genannten Grundvoraussetzungen, bietet aber dennoch Potenzial für Fortentwicklungen (wie die Belastung bei konstantem Spannungsverhältnis oder die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen). In den folgenden Abschnitten wird auf die wichtigsten Neuerungen eingegangen.

3 Dilatanzformulierung

Im Gegensatz zu bekannten Spannungs-Dilatanz-Theorien [Row62, RST63, SW68], die größtenteils auf Energiebetrachtungen basieren und das volumetrische Verhal-

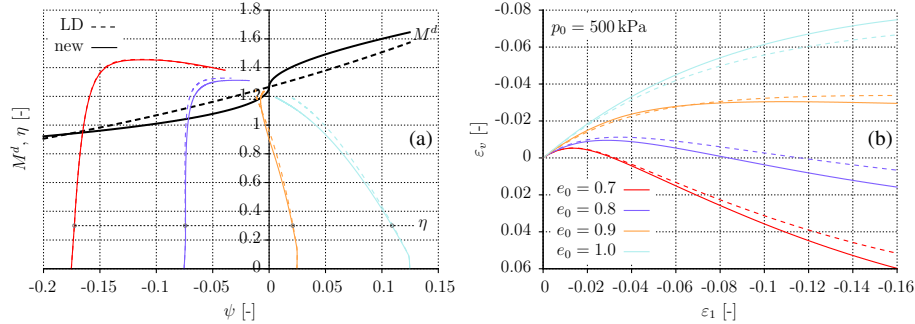


Abbildung 2: Triaxiale Kompressionsversuche ($p_0 = 500 \text{ kPa}$) unterschiedlicher Ausgangsporenzahlen e_0 unter Verwendung zweier Zustandsfunktionen (f_{sd}^{new} —, f_{sd}^{LD} - - -): (a) Entwicklung von M^d (fette schwarze) und η (farbige Kurven) über ψ , (b) Dehnungsentwicklung ϵ_1 - ϵ_v

ten allein mit dem Spannungsverhältnis in Beziehung setzen, erweiterte das Bounding Surface Konzept diese Abhängigkeit um die Dichte des Bodens. Das Dilatanzverhältnis D , wie es in der Cam Clay Dilatanzformulierung [RST63] enthalten ist, verwendet das (konstante) Spannungsverhältnis im kritischen Zustand M^c as Bezugswert. Der Austausch gegen das zustandsabhängige Dilatanz-Spannungsverhältnis M^d (siehe Gleichung (3)) ermöglicht unterschiedliche volumetrische Antworten abhängig von der Ausgangsporenzahl des Bodens.

Im ursprünglichen Bounding Surface Modell von Manzari und Dafalias [MD97] ist der Ausdruck für den dilatancy surface Parameter M^d in Gleichung (2) eine lineare Funktion des Zustandsparameters ψ ; Li und Dafalias [LD00] setzten stattdessen ein exponentiell mit ψ variierendes Spannungsverhältnis an. Ein neuer Vorschlag für das Dilatanz-Spannungsverhältnis von Tsegaye [Tse14] fußt auf einem allgemeineren Ansatz. Das Spannungsverhältnis M^d wird in eine Funktion des kritischen Reibungswinkels φ_{cs} gewandelt und durch Multiplikation mit einer Funktion f_{sd} zustandsabhängig gemacht:

$$M_{c,e}^d = \frac{6f_{sd} \sin \varphi_{cs}}{3 \mp f_{sd} \sin \varphi_{cs}} \quad (5)$$

Die sogenannte Zustandsfunktion f_{sd} ist abhängig von Spannung, Porenzahl und gegebenenfalls weiteren Zustandsvariablen und skaliert den kritischen Reibungswinkel entsprechend des aktuellen Zustands, wobei bei Erreichen des kritischen Zustands ($\psi = 0$) gilt, dass $f_{sd} = 1$ und daher $M^d = M^c$. Folglich können die beiden volumenkonstanten Zustände ($D = 0$) – Phasenübergang von kontraktant ($D > 0$) zu dilatant ($D < 0$) und kritischer Zustand – bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen auftreten, wie experimentelle Beobachtungen zeigen [z. B. BJ04].

Im vorliegenden Modell wurde eine leicht modifizierte Form der von Li et al. [LDW99] vorgeschlagenen exponentiellen Funktion implementiert, wobei durch die Wurzel der

nichtlineare Einfluss von ψ gesteigert wird:

$$f_{sd}^{new} = \exp\left(m_d \cdot \text{sgn } \psi \cdot \sqrt{|\psi|}\right) \quad (6)$$

Die Auswirkung dieser Änderung im Vergleich zur Dilatanzformulierung nach Li und Dafalias [LD00] – $f_{sd}^{LD} = \exp(m_d \cdot \psi)$ – kann Abbildung 2 entnommen werden. Die stärkere Krümmung der M^d -Kurve bei Annäherung an den kritischen Zustand ($\psi \rightarrow 0$) hat eine größere Differenz $M^d - \eta$ zur Folge (a) und verursacht damit eine ausgeprägtere Dilatanz bzw. Kontraktanz (b).

4 Die Kappe

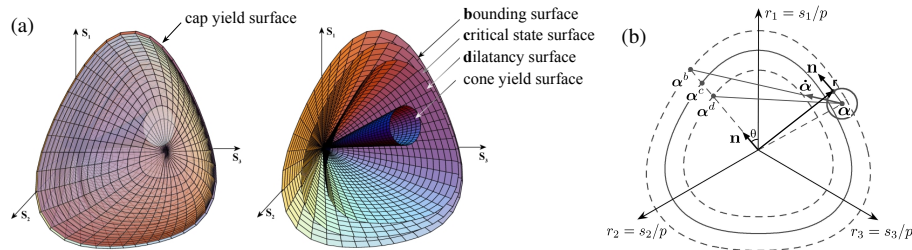


Abbildung 3: Modellflächen des Bounding Surface Modells mit Kappenerweiterung: (a) 3D und (b) 2D [nach Tai09] Darstellung im multiaxialen Spannungsraum

Die Formulierung des ursprünglichen Bounding Surface Modells [MD97] fußte auf der Annahme, dass sich Sand hauptsächlich bei Scherung verformt; irreversible Deformationen aus Belastungspfaden mit konstantem Spannungsverhältnis ($\eta = \text{konst.}$) wie isotroper oder ödometrischer Kompression wurden als vernachlässigbar eingeschätzt. Die Wahl einer offenen, konischen Fließfläche trägt dieser Vereinfachung Rechnung, denn so können bei konstantem Spannungsverhältnis lediglich elastische Verformungen entstehen. Insbesondere im Falle von sehr locker gelagerten Sanden oder sehr hohen Spannungen (die zum Kornbruch führen können), treten jedoch tatsächlich plastische Deformationen auf. Um auch solche Belastungssituationen berücksichtigen zu können, wurde eine zweite Fließfläche implementiert, die den offenen Konus schließt. Obwohl die numerische Handhabung zweier Fließflächen anspruchsvoller ist als beispielsweise die einer geschlossenen Formulierung, wie vorgeschlagen von Taiebat und Dafalias [TD08], hat der getrennte Kappenmechanismus einen entscheidenden Vorteil: Die Kappe kann unabhängig vom Konus anhand von Versuchsdaten aus ödometrischer oder isotroper Kompression kalibriert werden, da in diesem Fall die Verfestigungsmechanismen entkoppelt sind.

Im triaxialen Spannungsraum hat die Kappe die Gestalt einer Ellipse, die mathematisch beschrieben ist durch

$$f^{cap} = \frac{q^2}{M_{cap}^2} + p^2 - p_c^2 = 0 \quad (7)$$

Sie ist um den Koordinatenursprung zentriert, schneidet die p -Achse bei der Vorkonsolidierungsspannung p_c und ihre Steilheit wird durch den Kappenparameter M_{cap} bestimmt. Ihr multiaxiales Äquivalent ist in Abbildung 3a dargestellt. Im Gegensatz zum Konus ist die Kappe assoziiert, so dass $f^{cap} = g^{cap}$. Der gemeinsame Parameter M_{cap} ist keine Konstante, sondern eine Funktion des Erdruchdruckbeiwertes K_0 , der Ödometersteifigkeit E_{oed} und von elastischen Eigenschaften (E, ν). So wird sichergestellt, dass der Spannungspfad eines Ödometerversuchs im p, q -Raum eine Neigung besitzt, die $\eta = f(K_0)$ entspricht. Das Verfestigungsgesetz wurde entsprechend angepasst, so dass sich die Spannungs-Dehnungs-Antwort gemäß dem benutzerdefinierten spannungs- und dichteabhängigen E_{oed} entwickelt.

Die Herausforderung beim Umgang mit zwei interagierenden Fließflächen liegt in der Handhabung von Belastungssituationen, in denen die Fließbedingung von sowohl Konus als auch Kappe verletzt wird. Numerisch wird dieses „Eckproblem“ mit Hilfe eines speziellen Integrationsalgorithmus für singuläre Fließflächen nach de Borst [dBor87] gelöst. Er basiert auf der Regel von Koiter [Koi53], nach der sich die plastische Dehnungsrate aus den Verformungsbeiträgen beider Fließflächen zusammensetzt.

Simulationen konventioneller triaxialer Kompressionsversuche, ausgehend von normalkonsolidierten isotropen Spannungszuständen (Konus und Kappe aktiv), haben gezeigt, dass die Überlagerung der plastischen Dehnungsanteile zu einer Bodenantwort führt, die deutlich weicher ist, als es Experimente an Sand rechtfertigen würden. Diese Beobachtung gab Anlass dazu, die Fließregel der Kappe so zu verändern, dass sie steifer bzw. sehr steif reagiert, sobald Scherspannungen wirken bzw. sich das Spannungsverhältnis ändert. Folglich trägt die Kappe in solchen Fällen deutlich weniger bis nahezu gar nicht zu den irreversiblen Verformungen bei. Die konstitutive Maßnahme besteht darin, den Verfestigungsmodul sowohl von der Rate des Spannungsverhältnisses $\dot{\eta}$ als auch von der Richtung der Dehnungsrate in Form von $\dot{\epsilon}_p$ und $\dot{\epsilon}_q$ abhängig zu machen:

$$H^{cap} = H_0^{cap} \cdot h(\dot{\eta}, \dot{\epsilon}_p, \dot{\epsilon}_q) \quad (8)$$

H_0^{cap} entspricht dem Basiswert des Verfestigungsmoduls der Kappe, der aus den obigen Betrachtungen resultiert. Die zusätzlichen Abhängigkeiten sind erforderlich, um neben Spannungspfaden mit konstanten Spannungsverhältnissen auch proportionale Dehnungspfade modellieren zu können, die sich durch konstante Raten der Hauptdehnungskomponenten $\dot{\epsilon}_1 : \dot{\epsilon}_2 : \dot{\epsilon}_3$ auszeichnen. Für die Hilfsfunktion $h(\dot{\eta}, \dot{\epsilon}_p, \dot{\epsilon}_q)$ in Gleichung (8) wurde eine exponentielle Funktion der Form

$$h(\dot{\eta}, \dot{\epsilon}_p, \dot{\epsilon}_q) = C^{f(\dot{\eta}, \dot{\epsilon}_p, \dot{\epsilon}_q)} \quad (9)$$

gewählt, die als eine Art Schaltfunktion ohne Unstetigkeiten fungiert. C ist eine beliebige große Zahl (z. B. 1000) und der Exponent nimmt Werte von $\simeq 1$ bei Spannungsverhältnisänderungen und $\simeq 0$ für proportionale Spannungs- und Dehnungspfade an, was zu $h(\dot{\eta}, \dot{\epsilon}_p, \dot{\epsilon}_q) \simeq C$ bzw. $h(\dot{\eta}, \dot{\epsilon}_p, \dot{\epsilon}_q) \simeq 1$ führt. Somit wird der Verfestigungsmodul H^{cap} entweder künstlich überhöht, um sehr wenig plastische Verformungen zu erzeugen, oder er bleibt unverändert auf seinem Ausgangswert H_0^{cap} .

5 Steifigkeit bei kleinen Dehnungen

Die Steifigkeitsentwicklung bei elastoplastischen Deformationsprozessen wird dem Bounding Surface Konzept zufolge vom Zustand des Bodens (Druck und Dichte) gesteuert, was sich in der zustandsabhängigen Formulierung der Stoffmodellgleichungen widerspiegelt (Gleichungen (1)-(3)). Neben Spannung und Porenzahl ist es jedoch auch die Größe der Dehnungen, die einen Einfluss auf die Bodensteifigkeit hat, insbesondere im Bereich der sehr kleinen Dehnungen [Bur89, AS91, Mai93, u. a.]. Eine große, quasi-elastische Schubsteifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen (z. B. direkt nach einer Lastumkehr, $< 10^{-6}$) wird gefolgt von einem stetigen Steifigkeitsabfall bei kleinen Dehnungen, bis zu einem gewissen Minimum bei mittleren bis großen Dehnungen ($> 10^{-3}$). Viele geotechnische Probleme bewegen sich im Bereich der kleinen Dehnungen und vor allem bei Gebrauchstauglichkeitsnachweisen, wo die realitätsnahe Prognose von Verformungen von Bedeutung ist, oder bei dynamischen Beanspruchungen spielen sie eine wichtige Rolle. In solchen Fällen ist die Steifigkeitscharakteristik eine Bodeneigenschaft, die es sich lohnt zu berücksichtigen.

Im ursprünglichen Bounding Surface Modell [MD97] ist der Übergang vom elastischen zum plastischen Verhalten gekennzeichnet durch einen abrupten Steifigkeitsabfall (gestrichelte Linie in Abbildung 4a). Sein Erscheinen ist hauptsächlich von Spannungsgrößen abhängig, da der elastische Bereich im Spannungsraum definiert ist. Um die beschriebene Abnahmecharakteristik zu erhalten, ist es daher wünschenswert den Steifigkeitssprung beim Einsetzen der irreversiblen Verformungen zu glätten und eine Dehnungsabhängigkeit zu integrieren. Im Gegensatz zu bisherigen Vorschlägen, die die Strategie verfolgten, die elastische Steifigkeit anzupassen [PB02, Ben07], wird hier das Verfestigungsgesetz modifiziert. Dazu wird ein zusätzlicher Faktor h_{ss} eingeführt, der den Verfestigungsmodul in Abhängigkeit von der Scherdehnung skaliert:

$$H^{cone} = h_{ss}(\gamma) \cdot H_0^{cone} \quad (10)$$

H_0^{cone} entspricht dem Bounding Surface-bezogenen Verfestigungsmodul aus Gleichung (3).

Die Aufgabe von h_{ss} besteht darin, die Scherspannungsentwicklung nachzuverfolgen und den Verfestigungsmodul entsprechend anzupassen (Abbildung 4). Bei sehr kleinen Dehnungen nimmt es große Werte an, um H^{cone} zu vergrößern und damit zu verhindern, dass die Gesamtsteifigkeit zu schnell vom quasi-elastischen Niveau des

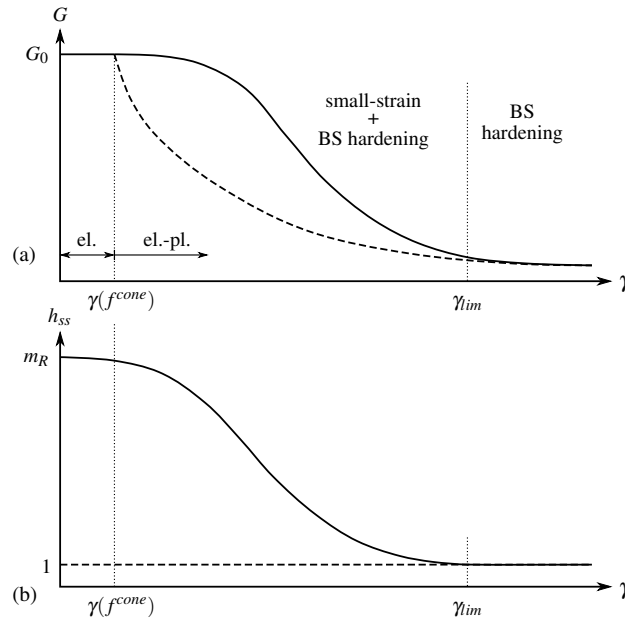


Abbildung 4: Abfall (a) des Sekantenschubmoduls G und (b) des Steifigkeitsfaktors h_{ss} mit (—) und ohne (---) Option zur Berücksichtigung kleiner Dehnungen

Schubmoduls abfällt (small strain hardening). Mit Annäherung an größere Dehnungen strebt h_{ss} gegen 1, so dass die Steifigkeit bei $h_{ss} = 1$ ausschließlich vom Bounding Surface Verfestigungsmechanismus (BS hardening) bestimmt wird. Darüber hinaus muss es ebenso Lastwechsel erkennen, um die Reinitialisierung des Steifigkeitsabnahmeprozesses auszulösen.

Zur Verfolgung der Scherdehnungen einschließlich Lastwechsel sind unterschiedliche Ansätze entwickelt worden. Es gibt spannungsbasierte Modelle (zumeist kinematisch verfestigend), die der Belastungsgeschichte im Spannungsraum mittels einer oder mehrerer Erinnerungsflächen (memory surface) folgen, z. B. [AM89, PB98, PB02]. Alternativ kann die Belastung auch in Form von Dehnungen gespeichert werden, wie beispielsweise realisiert im „Brick Modell“ von Simpson [Sim92] (in einen elastoplastischen Kontext implementiert von Länsivaara [Län99]), im „Small Strain Overlay Modell“ von Benz [Ben07] oder durch das hypoplastische Konzept der intergranularen Dehnung von Niemunis und Herle [NH97]. Beide Strategien haben ihre Berechtigung. Da die Steifigkeitsreduktion im Bereich kleiner Dehnungen ein dehnungsabhängiges Phänomen ist, wäre es konsequent im Dehnungsraum zu bleiben. Andererseits beziehen sich beispielsweise die (erweiterten) Regeln von Masing [Mas26, Pyk79, u. a.], die wichtige Eigenschaften zyklischen Bodenverhaltens beschreiben, zum Teil auf Spannungsgrößen. Zu diesen Beobachtungen gehören ein

quasi-elastischer Schubmodul nach jeder Lastumkehr, ein doppelt so schneller Steifigkeitsabfall bei Erstbelastung (im Vergleich zu Ent- und Wiederbelastung) sowie die Wiederaufnahme und Fortsetzung vormals verlassener Spannungs-Dehnungs-Pfade. Verschiedene Modelle wurden im Rahmen der Arbeit implementiert und getestet; das dehnungsbasierte Konturenmodell wird im Folgenden beispielhaft erläutert.

Der Mechanismus zur Verfolgung der Dehnungen ist auf die deviatorische Dehnungskomponente beschränkt, genauer gesagt, ihre Änderung seit der letzten Lastumkehr. Die Dehnungshistorie wird in Form von ineinander geschachtelten kreisförmigen Konturen gespeichert, deren Durchmesser sich entsprechend der erfahrenen Scherdehnungen vergrößern. Eine Kontur ist über ihren Mittelpunkt und die Koordinate ihres Fixpunktes definiert. Letzterer markiert die letzte Lastumkehr, der bewegliche Punkt auf der gegenüberliegenden Seite der Kontur entspricht der aktuellen Scherdehnung, so dass die Mittelpunktskoordinate ermittelt und als Hilfspunkt gespeichert werden kann. Für die Verfolgung der Dehnungsentwicklung ist das Erkennen von Lastwechseln entscheidend. Dies ist möglich durch die ständige Überprüfung, ob die Änderung der Scherdehnung (bezüglich des letzten Lastwechsels) von einem Lastschritt zum nächsten, $\dot{\chi}_e$, das Vorzeichen wechselt:

$$\dot{\chi}_e = \dot{\chi}_e^i - \dot{\chi}_e^{i-1} \quad \text{mit} \quad \chi_e = \Delta\gamma^{SR} = \gamma - \gamma^{SR} \quad (11)$$

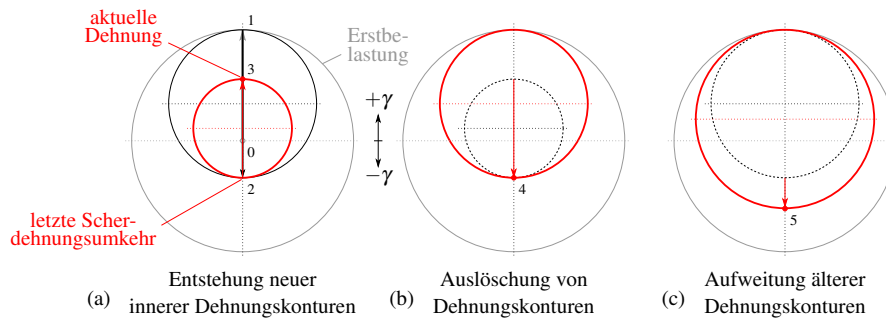


Abbildung 5: Entwicklung der Dehnungskonturen bei Scherbeanspruchung mit Lastwechseln

Die Entwicklung der Konturen ist in Abbildung 5 dargestellt; die aktive Kontur (aktueller Zustand) ist rot gekennzeichnet. Im Sonderfall Erstbelastung dehnt sich die um den Nullpunkt zentrierte Initialkontur gleichmäßig in ihren fixierten Mittelpunkt (0) aus. Sobald ein Lastwechsel erkannt wird (1), entsteht eine neue Kontur, die ihren Fixpunkt im letzten Umkehrpunkt hat und sich in die entgegengesetzte Richtung aufweitet. Die letzten Koordinaten der deaktivierten Kontur werden im Speicher ein Level nach unten verschoben. Beim nächsten Lastwechsel (2) wiederholt sich diese Prozedur (Abbildung 5a): die vorherige Kontur wird inaktiv, ihre Koordinaten werden ganz oben im Speichervektor abgelegt und die neu entstandene Kontur verfolgt

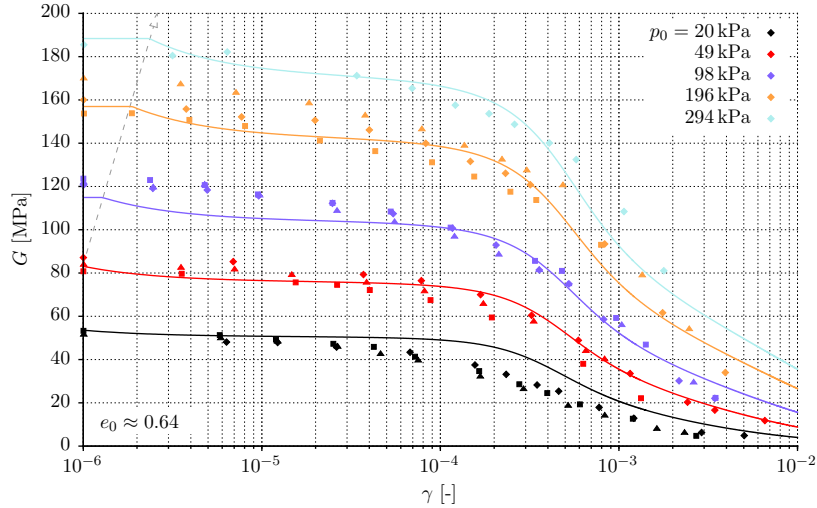


Abbildung 6: Steifigkeitsabnahme bei kleinen Dehnungen am Beispiel von Toyoura Sand mit einer Ausgangsdichte von $e_0 \approx 0.64$ und unterschiedlichen Anfangsspannungsniveaus: $\blacklozenge \blacktriangle \blacksquare$ experimentelle Daten von Kokusho [Kok80], — Simulation mit $m = 0.003$, $\gamma_{im} = 2 \cdot 10^{-3}$, $m_R = 17$, $\zeta = 12$

die aktuelle Dehnungsentwicklung (3). Wenn sich nun die innerste Kontur ausdehnt bis sie die nächstgelegene inaktive Kontur des vorherigen Dehnungszyklus erreicht, wird die aktuelle Kontur aus der Dehnungsgeschichte gelöscht und die letzte Kontur aus dem Speicher reaktiviert (4, Abbildung 5b). Ihre Koordinaten werden in den aktiven Konturvektor geladen und die Kontur weitet sich weiter auf (5, Abbildung 5c). Auf diese Weise kann ein älterer Dehnungspfad wieder aufgenommen werden, was gleichermaßen für die Erstbelastung gilt.

Der Durchmesser der aktiven Kontur $\Delta\gamma^{SR}$ dient als Maß für die Ableitung der plastischen Steifigkeit: ins Verhältnis zu einer definierten Dehnungsgrenze γ_{im} gesetzt, lässt sich der Faktor h_{ss} zwischen 1 und einem Maximum m_R interpolieren:

$$h_{ss} = 1 + (m_R - 1) \left(1 - \min \left(\frac{\Delta\gamma^{SR}}{\gamma_{im}}, 1 \right) \right)^\zeta \quad (12)$$

m_R entspricht dem größtmöglichen Multiplikator der plastischen Steifigkeit, der unmittelbar nach einem Lastwechsel auftritt. Der Exponent ζ bestimmt die Krümmung der Steifigkeitsabnahmekurve.

Wird die beschriebene Steifigkeitsreduktion auf die Simulation von triaxialen Kompressionsversuchen von sehr kleinen bis großen Dehnungen angewendet, ergibt sich eine Abnahme der Sekantenschubsteifigkeit wie in Abbildung 6 zu sehen. Der Vergleich mit Experimenten an Toyoura Sand [Kok80] zeigt eine gute Übereinstimmung.

Es sei angemerkt, dass der Übergang von elastisch zu elastoplastisch abhängig von der Wahl des Öffnungsparameters m der Fließfläche als ein Knick im Steifigkeitsabfall erkennbar ist. Aufgrund der mit der mittleren Spannung linear zunehmenden Öffnungsweite des Konus verschiebt sich dieser Knick mit zunehmendem Spannungsniveau zu größeren Dehnungen (gestrichelter Pfeil in Abbildung 6). Dieses Phänomen kann abgemindert werden, indem die Fließfläche mit einem sehr kleinen Wert für m annähernd zu einer Linie geschrumpft wird und m_R und ζ entsprechend angepasst werden.

Das Bounding Surface Konzept in Verbindung mit den Mechanismen zur Verfolgung der Scherdehnungsentwicklung und zur Reduktion der plastischen Steifigkeit ermöglicht das Abbilden der charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Hysteresese infolge von Lastwechseln wie von den erweiterten Regeln von Masing beschrieben. Wie bereits erwähnt, bezieht sich jedoch insbesondere eine der Beobachtungen auf den Spannungs-Dehnungs-Raum: Das Treffen zweier Konturen (mit anschließender Fortentwicklung der älteren Kontur) ist an eine bestimmte Spannung oder ein Spannungsverhältnis geknüpft, was mit Dehnungskonturen nicht erfasst werden kann. Wenn die absolute Einhaltung der erweiterten Regeln von Masing erwünscht ist, besteht die Möglichkeit die Dehnungskonturen in Spannungs-konturen umzuwandeln, indem Veränderungen in Form des deviatorischen Spannungsverhältnisses η anstelle der Scherspannung γ verfolgt werden. Die Grenzdehnung γ_{lim} muss dann in ein Grenzspannungsverhältnis η_{lim} umgerechnet werden, das den Einfluss der überhöhten Steifigkeit abhängig von der Änderung des Spannungsverhältnisses seit der letzten Lastumkehr beschränkt. Die deviatorische Spannungs-komponente des Verhältnisses wird angenähert durch das Produkt aus elastischem Schubmodul bei Lastumkehr und der Grenzdehnung:

$$\eta_{lim} \approx a_{lim} \frac{2G^{SR} \gamma_{lim}}{p^{SR}} \quad (13)$$

a_{lim} ist eine Hilfsgröße, um die Nichtlinearität der Steifigkeitsabnahme zu erfassen, und kann mit $\frac{1}{3}$ abgeschätzt werden (entsprechend eines Vorschlags nach [PB02]).

6 Weitere Hinweise zur Umsetzung

Nachdem in den vorherigen Abschnitten auf theoretische Aspekte des neuen Modells eingegangen worden ist, sei darauf hingewiesen, dass nur ein Teil der Erweiterungen vorgestellt werden konnte. Eine weitere interessante Weiterentwicklung sei hier lediglich erwähnt: Analog zum Steifigkeitsmechanismus bei kleinen Dehnungen sorgt eine zusätzliche Funktion in Abhängigkeit von der dissipierten Gesamtenergie für die Anpassung des Verfestigungsmoduls (und des Dilatanzverhältnisses) im Hinblick auf das Akkumulationsverhalten des Bodens (wie Shakedown-Phänomen oder zyklische Mobilität).

Bezüglich der Anforderungen aus der Ingenieurspraxis sollte angemerkt werden, dass die Implementierung modular aufgebaut ist. Das erlaubt entweder die Nutzung der ur-

sprünglichen Bounding Surface Formulierung oder die Aktivierung zusätzlicher Optionen, wenn bestimmte Aspekte des Bodenverhaltens berücksichtigt werden sollen. Folglich kann die Komplexität des Modells und die Anzahl der Parameter an den Anspruch des geotechnischen Problems angepasst werden.

Die meisten Materialparameter können mit Hilfe konventioneller Laborversuche ermittelt werden, nur wenige erfordern eine „Trial and Error“-Kalibrierung. Um die Bestimmung Bounding Surface-bezogener Parameter zu erleichtern, die nur indirekt mit Versuchsdaten korreliert sind, wurde eine Routine entwickelt, die den Kalibrierungsprozess unterstützt. Mittels etablierter Materialkonstanten und alternativer Laborversuchsergebnisse können diese Parameter intern mit einem ableitungsfreien, evolutionären Optimierungsalgorithmus kalibriert werden.

Das erweiterte Bounding Surface Modell wurde in einem standardisierten Format für benutzerdefinierte Stoffgesetze implementiert (UMAT/UDSM) und wird in einer Open Source Umgebung frei verfügbar sein.

7 Zusammenfassung

Es wurde ein neu entwickeltes Materialmodell vorgestellt, das auf der Bounding Surface Plastizität nach Manzari und Dafalias [MD97] basiert. Aufgrund der zustandsabhängigen Formulierung der konstitutiven Gleichungen können grundlegende Aspekte des Bodenverhaltens wie Ver-/Entfestigung oder Kontraktion/Dilatanz mit nur einem Parameterset abgebildet werden – unabhängig vom Ausgangszustand des Bodens. Eine Auswahl implementierter Modellerweiterungen wurde beschrieben:

- eine verbesserte Dilatanzformulierung,
- eine kappenförmige Fließfläche für irreversible Verformungen auf Spannungspfaden mit konstantem Spannungsverhältnis und
- ein dehnungsabhängiger Mechanismus für den Steifigkeitsabfall bei kleinen Dehnungen in Kombination mit einem konturbasierten Speicher für die Dehnungsgeschichte.

Die Kalibrierung der Bounding Surface-spezifischen Parameter wird mit Hilfe einer internen Hilfsroutine erleichtert, die alternative Eingabeparameter mit einem stärkeren Bezug zu Laborversuchsergebnissen nutzt. Die Implementierung in einer Open Source Umgebung ermöglicht die öffentliche Zugänglichkeit und bietet damit Potenzial für Weiterentwicklungen.

Literatur

- [AS91] ATKINSON, J. H. ; SÄLLFORS, G.: Experimental determination of soil properties. In: *10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Proceedings*. Bd. 3. 1991, S. 915–956
- [Bar84] BARDET, J. P.: *Application of plasticity theory to soil behavior: a new sand model*. Dissertation. Pasadena: California Institute of Technology, 1984
- [BJ85] BEEN, K. ; JEFFERIES, M. G.: A state parameter for sands. In: *Géotechnique* 35 (1985) Nr. 2, S. 99–112
- [BJ04] BEEN, Ken ; JEFFERIES, Michael: Stress dilatancy in very loose sand. In: *Canadian Geotechnical Journal* 41 (2004) Nr. 5, S. 972–989
- [Ben07] BENZ, Thomas: *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Dissertation. Stuttgart: University of Stuttgart, 2007
- [Bur89] BURLAND, J. B.: Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: Small is beautiful - the stiffness of soils at small strains. In: *Canadian Geotechnical Journal* 26 (1989) Nr. 4, S. 499–516
- [DH80] DAFALIAS, Y. F. ; HERRMANN, H. J.: A bounding surface soil plasticity model. In: PANDE, G. N. ; ZIENKIEWICZ, O. C. (Hrsg.): *Soils under cyclic and transient loading: Proceedings*. Rotterdam: Balkema, 1980, S. 335–345
- [DP75] DAFALIAS, Y. F. ; POPOV, E. P.: A model of nonlinearly hardening materials for complex loading. In: *Acta Mechanica* 21 (1975) Nr. 3, S. 173–192
- [dBor87] De BORST, R.: Integration of plasticity equations for singular yield functions. In: *Computers & Structures* 26 (1987) Nr. 5, S. 823–829
- [Koi53] KOITER, W. T.: Stress-strain relations, uniqueness and variational theorems for elastic-plastic materials with a singular yield surface. In: *Quarterly of Applied Mathematics* 11 (1953) Nr. 3, S. 350–354
- [Kok80] KOKUSHO, Takeji: Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. In: *Soils and Foundations* 20 (1980) Nr. 2, S. 45–60
- [Kri75] KRIEG, R. D.: A practical two surface plasticity theory. In: *Journal of Applied Mechanics* 42 (1975) Nr. 3, S. 641
- [Län99] LÄNSIVAARA, Tim: *A study of the mechanical behavior of soft clay*. Dissertation. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, 1999

- [LD00] LI, X. S. ; DAFALIAS, Y. F.: Dilatancy for cohesionless soils. In: *Géotechnique* 50 (2000) Nr. 4, S. 449–460
- [LDW99] LI, Xiang-Song ; DAFALIAS, Yannis F. ; WANG, Zhi-Liang: State-dependant dilatancy in critical-state constitutive modelling of sand. In: *Canadian Geotechnical Journal* 36 (1999) Nr. 4, S. 599–611
- [Mai93] MAIR, R. J.: Developments in geotechnical engineering research: Application to tunnels and deep excavations: Unwin memorial lecture. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering* 97 (1993) Nr. 1, S. 27–41
- [MD97] MANZARI, M. T. ; DAFALIAS, Y. F.: A critical state two-surface plasticity model for sands. In: *Géotechnique* 47 (1997) Nr. 2, S. 255–272
- [Mas26] MASING, G.: Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing. In: *2nd International Congress of Applied Mechanics: Proceedings*. 1926, S. 332–335
- [MNZ79] MRÓZ, Z. ; NORRIS, V. A. ; ZIENKIEWICZ, O. C.: Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto–plastic deformation of soils. In: *Géotechnique* 29 (1979) Nr. 1, S. 1–34
- [NH97] NIEMUNIS, A. ; HERLE, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. In: *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* 2 (1997) Nr. 4, S. 279–299
- [PB02] PAPADIMITRIOU, Achilleas G. ; BOUCKOVALAS, George D.: Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: a multiaxial formulation. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22 (2002) Nr. 3, S. 191–204
- [PB98] PUZRIN, A. M. ; BURLAND, J. B.: Non-linear model of small-strain behaviour of soils. In: *Géotechnique* 48 (1998) Nr. 2, S. 217–213
- [Pyk79] PYKE, Robert M.: Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings. In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 105 (1979) Nr. 6, S. 715–726
- [RST63] ROSCOE, K. H. ; SCHOFIELD, A. N. ; THURAIRAJAH, A.: Yielding of clays in states wetter than critical. In: *Géotechnique* 13 (1963) Nr. 3, S. 211–240
- [RSW58] ROSCOE, K. H. ; SCHOFIELD, A. N. ; WROTH, C. P.: On the yielding of soils. In: *Géotechnique* 8 (1958) Nr. 1, S. 22–53
- [Row62] ROWE, P. W.: The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. In: *Proceedings of the Royal Society A:*

- Mathematical, Physical and Engineering Sciences* 269 (1962) Nr. 1339, S. 500–527
- [SW68] SCHOFIELD, A. N. ; WROTH, Peter: *Critical state soil mechanics*. European civil engineering series. London und New York: McGraw-Hill, 1968
- [Sim92] SIMPSON, B.: Retaining structures: Displacement and design. In: *Géotechnique* 42 (1992) Nr. 4, S. 541–576
- [AM89] AL-TABBAA, A. ; MUIR WOOD, D.: An experimentally based 'bubble' model for clay. In: PIETRUSZCZAK, S. ; PANDE, G. N. (Hrsg.): *3rd International Symposium on Numerical Models in Geomechanics: Proceedings*. London und New York: Elsevier Applied Science, 1989, S. 91–99
- [Tai09] TAIEBAT, Mahdi: *Advanced elastic-plastic constitutive and numerical modeling in geomechanics*. Dissertation. Davis: University of California Davis, 2009
- [TD08] TAIEBAT, Mahdi ; DAFALIAS, Yannis F.: SANISAND: Simple anisotropic sand plasticity model. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 32 (2008) Nr. 8, S. 915–948
- [Tse14] TSEGAYE, Anteneh Biru: *On the modelling of state-dilatancy and mechanical behaviour of frictional material*. Dissertation. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, 2014

Anwendung der Dimensionsanalyse zur Untersuchung des Erosionsdurchbruches in feinkörnigen Böden

Johannes Welsch, Ivo Herle

TU Dresden, Institut für Geotechnik, Professur für Bodenmechanik und Grundbau

Kontakterosion kann z. B. an der Grenzschicht zwischen einer feinkörnigen Dichtschicht und einem grobkörnigen Filtermaterial auftreten. Wenn durch eine Wasserströmung Partikel aus der feinkörnigen Schicht ausgespült werden, können präferierte Fließwege entstehen, die zu einem erhöhten Durchfluss führen. Es wurde eine Reihe von Erosionsversuchen an geschichteten Proben in einer Versuchszelle durchgeführt, um den kritischen hydraulischen Gradienten zu bestimmen, ab dem ein Erosionsdurchbruch auftritt. Die Versuche wurden mit aufwärtsgerichteter Strömung und schrittweise ansteigendem Gradienten durchgeführt. Im Rahmen der Versuche wurden die Auflastspannung auf die Dichtschicht, der Überkonsolidierungsgrad des feinkörnigen Materials und die Zusammensetzung des Filtermaterials variiert. Mittels einer Dimensionsanalyse wurden die Zusammenhänge zwischen den Einflussfaktoren untersucht und mit den Versuchsergebnissen verglichen.

1 Einleitung

Wasserströmungen im Boden können eine Bewegung von Bodenpartikeln initiieren, welche zu einer Änderung der Bodeneigenschaften und einem Versagen darüberliegender Strukturen führen kann. In [Zie68] wird zwischen drei wesentlichen strömungsbedingten Prozessen unterschieden. Suffusion ist ein Prozess in dem die Skelettfüllung eines schlecht abgestuften Bodenmaterials durch die Wasserströmung transportiert und umgelagert wird. Es bleibt das tragende Korngerüst aus größeren Partikeln zurück. Der entgegengesetzte Vorgang bei dem durch zu geringe Strömungskräfte Partikel aus dem Porenfluid abgelagert werden, wird als Kolmation bezeichnet. Bei der Erosion werden praktisch alle Partikel eines Bodenmaterials bewegt, was zur Bildung von röhrenförmigen Hohlräumen, sogenannten Erosionskanälen, führen kann. Eine

Erosion des feinkörnigeren Bodenmaterials an der Kontaktfläche zum gröberen Material wird als Kontakterosion bezeichnet. Durch Kontakterosion kann die abdichtende Funktion von feinkörnigen Schichten in Dämmen und Deichen verloren gehen. Ebenfalls stellt sie eine Gefahr für Bodenschichten über gespanntem Grundwasser dar. Durch den Verlust der Dichtwirkung kann es zu einem vergrößerten Wasserdurchfluss kommen, welcher zu einer Schädigung darüberliegender Strukturen führen kann.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurden Erosionsversuche an geschichteten Proben durchgeführt, um den kritischen hydraulischen Gradienten für einen Erosionsdurchbruch durch Kontakterosion zu bestimmen. Anhand der Dimensionsanalyse sollen die für das Problem bekannten Einflussfaktoren untersucht und mit den experimentellen Ergebnissen verglichen werden. Das Ziel ist eine qualitative Beschreibung des Problems und die Identifikation eventuell noch unbekannter Einflussgrößen. Die Grundidee der Dimensionsanalyse ist, dass "die Beschreibung eines physikalischen Problems unabhängig von den Einheiten ist, in denen wir es untersuchen" [Pal08]. Das Verfahren ist ein wichtiges Hilfsmittel in der experimentellen Forschung des Ingenieurwesens, kann allerdings eine analytische und experimentelle Untersuchung des Problems nicht ersetzen ([Kob74]).

Die Untersuchung eines Problems mit der Dimensionsanalyse ermöglicht es, die beteiligten Größen in dimensionslosen Kennzahlen bzw. Gruppen zusammenzufassen. Anhand des Pi-Theorems nach Vachy [Vas92] oder Buckingham [Buc14] (je nach Region) kann die Anzahl dieser dimensionslosen Gruppen p aus der Anzahl der physikalischen Größen n abzüglich der beteiligten physikalischen Dimensionen k berechnet werden. Typischerweise verwendete Dimensionen sind: Masse (M), Länge (L) oder Zeit (T) ([Pal08]). Prinzipiell können für ein Grundgrößensystem beliebige Dimensionen verwendet werden, solange sie voneinander linear unabhängig sind. Um die Möglichkeiten der Dimensionsanalyse zu vergrößern, wurden Ansätze entwickelt, welche die physikalischen Dimensionen um ihre Richtung [Hun67] oder ihren Drehsinn ergänzen [Sia85]. Auf diese Verfeinerungen soll hier allerdings nicht näher eingegangen werden.

Die Anwendung der Dimensionsanalyse kann den experimentellen Aufwand zur Untersuchung eines Sachverhaltes merklich verringern, vereinfacht kann die Anzahl der Einflussgrößen um die Zahl der beteiligten Dimensionen k reduziert werden ([Ker66]). Dies verbessert auch die Darstellbarkeit der untersuchten Größen [Kob74]. Dieser Vorteil schwindet entsprechend bei einer großen Anzahl von physikalischen Größen [Ker66]. Durch die Dimensionsanalyse können direkt Kriterien für die dynamische Ähnlichkeit gewonnen werden. Da die Größen nicht vom Absolutmaßstab abhängig sind, gelten die Beziehungen für Modelle sowie für Naturabmessungen [Kob74].

Die Dimensionsanalyse liefert allerdings nicht die mathematische Funktion selbst und kann somit über die physikalischen Zusammenhänge hinaus keine Aussagen treffen. Ebenfalls ist für die Auswahl der entsprechenden physikalischen Größen viel Erfahrung und Sachverstand nötig, da durch eine falsche Auswahl auch falsche Zusammenhänge entstehen können [Pal08]. So führt in der Regel eine vergessene Größe zu unvollständigen Ergebnissen und eine irrelevante Größe zu einem erhöhten Versuchs-

aufwand [Kob74]. Als weiterer Nachteil ist zu sehen, dass dimensionslose Gruppen verwendet werden können, denen keine physikalischen Gesetzmäßigkeiten zugrunde gelegt werden können. Dies kann das Auffinden der gesuchten physikalischen Beziehung schwerer, bzw. unmöglich machen [Ker66]. Eine dimensionslose Darstellung kann zu Fehlinterpretationen verleiten, da ein Parameter gleichzeitig in zwei Gruppen gegeneinander aufgetragen werden kann. Dies kann eine unechte Korrelation vorspiegeln, vor allem wenn dieser Parameter einen großen Einfluss auf die Ergebnisse hat [Kob74].

Im vorliegenden Fall soll durch die Dimensionsanalyse geprüft werden, ob die wichtigsten vorhandenen Einflussgrößen in den Berechnungen berücksichtigt werden, bzw. ob durch die Analyse der beteiligten physikalischen Größen Hinweise auf fehlende Einflussgrößen gewonnen werden können.

1.1 Einführungsbeispiel: Pendel

Der Ablauf einer Dimensionsanalyse soll kurz an einem Beispiel aus [Pal08] demonstriert werden. Ein einfaches Pendel besteht aus einer Masse m die an einer Schnur der Länge l hängt und durch eine Auslenkung a (Amplitude) in Bewegung gebracht wird. In einer Zeit t schwingt das Gewicht einmal hin und her bis in die Ausgangsposition zurück. Für die Dimensionsanalyse wird von idealen Bedingungen ohne Luftwiderstand, Trägheit und Dehnung der Schnur ausgegangen. Es ergeben sich die zu berücksichtigenden Größen in Tabelle 1.

Tabelle 1: Physikalische Größen zur Beschreibung der Pendelbewegung, nach [Pal08]

Größe	Einheit
Zeit t	[T]
Länge l	[L]
Fallbeschleunigung g	[LT ⁻²]
Masse m	[M]
Amplitude a	[L]

Für das Grundgrößensystem werden die Dimensionen M , L und T verwendet. Als grundlegende Beziehung kann erkannt werden, dass die Zeit einer Schwingung abhängig von den anderen Größen ist: $t = f(s, g, m, a)$. Durch Anwendung des Pi-Theorems kann geschlossen werden, dass aus den 5 Größen mit 3 Einheiten 2 dimensionslose Gruppen gebildet werden können. Eine Gruppe kann aus den Größen t, l, g und m gebildet werden. Die Amplitude a wird in einer zweiten Gruppe berücksichtigt. Es ergeben sich die Dimensionen:

$$[T][M]^\alpha [L]^\beta [LT^{-2}]^\gamma \quad (1)$$

Nun werden die entsprechenden Exponenten und die Dimensionen sortiert, wodurch die Exponenten ermittelt werden können.

$$\begin{array}{ll} [M] : 0 = \alpha & \alpha = 0 \\ [L] : 0 = \beta + \gamma & \beta = -1/2 \\ [T] : 0 = 1 - 2\gamma & \gamma = 1/2 \end{array}$$

Es ergibt sich die dimensionslose Gruppe $t\sqrt{(g/l)}$. Die Amplitude a bildet mit der Länge l die zweite Gruppe a/l . Somit kann der Zusammenhang zwischen den beteiligten Größen dargestellt werden:

$$t = \sqrt{\frac{l}{g}} f\left(\frac{a}{l}\right) \quad (2)$$

Für kleine Amplituden a kann abgeleitet werden $t\sqrt{(g/l)} = C$. Durch einen Versuch kann die Konstante zu $C \approx 6.28$ bestimmt werden, was in etwa der Lösung der DGL mit $C = 2\pi$ entspricht. Weiterhin zeigt sich, dass die Masse m keinen Einfluss hat, wohingegen ein Anstieg der Pendellänge die Laufzeit erhöht.

2 Versuchsmaterialien

2.1 Klassifikation

Für die Erosionsversuche wurden ein ausgeprägt plastischer Ton und drei grobkörnige Materialien verwendet. Dabei wurde das grobe Material als Auflager- und Filterschicht und das feinkörnige als Dichtschicht verwendet.

Als Filtermaterial wurde ein enggestufter Sand der Kornfraktion $d = 1-2$ mm (F1-2), sowie ein enggestufter Kies der Fraktion $d = 2-4$ mm (F2-4) verwendet. Das dritte Filtermaterial ist eine Mischung mit gleichen Anteilen aus Sand und Kies (F1-4).

Als Dichtungsschicht wurde ein ausgeprägt plastischer Ton mit einer Fließgrenze $w_L = 50,5\%$ und einer Ausrollgrenze $w_P = 21,3\%$ gewählt. Es wurde eine Korndichte von $\rho_s = 2,634 \text{ g/cm}^3$ bei einem Glühverlust von $V_{Gl} = 7,5\%$ bestimmt. Abbildung 1 zeigt die Korngrößenverteilungen aller verwendeten Materialien.

Um den Einfluss einer Vorbelastung auf den kritischen Gradienten zu untersuchen, wurde ein Teil des Tonmaterials ödometrisch auf $\sigma'_v = 6000 \text{ kPa}$ vorbelastet. Diese Proben werden im Weiteren als überkonsolidierte Proben (D1,ük) bezeichnet. Im Vergleich dazu wurde der Rest des untersuchten Tonbodens nur auf $\sigma'_v = 200 \text{ kPa}$ vorbelastet. Dieser Teil wird im Weiteren als normalkonsolidierter Boden (D1,nk) bezeichnet.

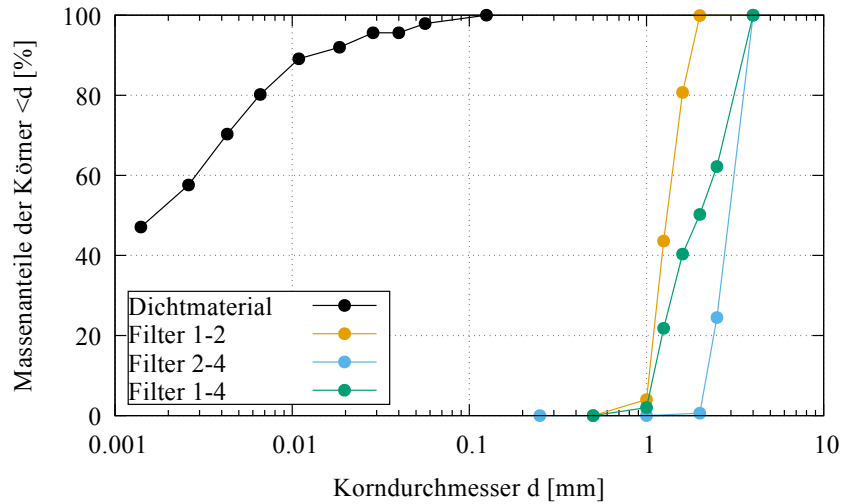


Abbildung 1: Korngrößenverteilungen der verwendeten Böden

2.2 Scherfestigkeit des Dichtmaterials

Die Scherfestigkeit des Dichtmaterials wurde durch Rahmenscherversuche mit den Normalspannungen $\sigma'_N = 100, 200, 400$ kPa an den normal- und überkonsolidierten Proben ermittelt. Aus dem Konsolidierungsverhalten der Proben vor der Scherung wurde der Durchlässigkeitsbeiwert k_f berechnet. Während der Scherung zeigten die normalkonsolidierten Proben ein kontraktantes Verhalten ohne ausgeprägten Peak im Spannungs-Scherweg-Diagramm. Für die überkonsolidierten Proben ist jeweils ein ausgeprägter Peak bei dilatantem Verhalten erkennbar. Die Scherparameter wurden jeweils anhand der Spannungen im Peakzustand über eine lineare und eine nichtlineare Spannungsgrenzbedingung bestimmt. Die lineare Auswertung der Rahmenscherversuche erfolgte durch die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb, siehe Gleichung 3.

$$\tau = \sigma'_N \cdot \tan \varphi' + c' \quad (3)$$

Hierbei wird der Anstieg der Schergeraden als Tangens des effektiven Reibungswinkels φ' , sowie der Schnittpunkt der Schergeraden mit der vertikalen Achse als Kohäsion c' bezeichnet. Der Wert c' ist hierbei nur ein Parameter zur Beschreibung der Lage der Grenzgeraden im σ' - τ' -Diagramm und entspricht nicht zwangsläufig der Scherfestigkeit bei einer effektiven Spannung $\sigma' = 0$ kN/m² (vgl [Atk93]). Die Annahme einer linearen Spannungsgrenzbedingung trifft für überkonsolidierte Böden nicht zu, da die Grenzumschließende hier zum Koordinatenursprung hin gekrümmt ist. Dies führt zu einer Überschätzung der tatsächlichen Scherfestigkeit bei einem niedrigen Normalspan-

nungsniveau. Die Krümmung der Grenzbedingung ist abhängig von der Höhe der Vorbelastungsspannung, welcher der Boden ausgesetzt war [BH17]. Um die gekrümmte Umhüllende abzubilden, werden die Versuchsergebnisse durch eine Exponentialfunktion approximiert (vgl. [Atk93]).

$$\tau = A \cdot \left(\frac{\sigma'_N}{\sigma'_{ref}} \right)^b \quad (4)$$

Der Parameter A kann als Schnittpunkt der Grenzgeraden mit der Ordinate im $\ln \tau'$ - $\ln \sigma'$ -Diagramm bestimmt werden, b entspricht dem Anstieg der Grenzgeraden. Als Referenzspannung σ'_{ref} wurde 1 kPa gewählt.

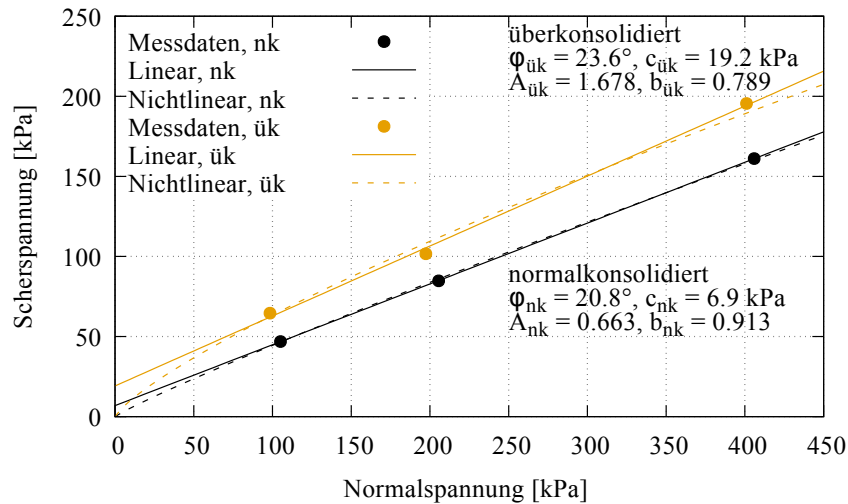


Abbildung 2: Vergleich der linearen und nichtlinearen Auswertung der Rahmenscherversuche

Abbildung 2 zeigt die Ergebnisse der Rahmenscherversuche sowie die lineare und nichtlineare Approximationen. Die Unterschiede sind für Normalspannungen über 100 kPa gering, unterhalb allerdings sehr deutlich. So ist die berechnete Scherfestigkeit τ bei Verwendung der gekrümmten Grenzbedingung für kleine Normalspannungen deutlich kleiner als bei der linearen Annahme.

3 Erosionsversuche

3.1 Probenvorbereitung und Probeneinbau

Der verwendete Probenaufbau ist in Abbildung 3 dargestellt. Er wurde entsprechend der Beschreibungen in [Zou00] und [Sch07] entworfen. Die drei Teile des Probekörpers wurden getrennt voneinander vorbereitet und auf der Fußplatte der Durchlässigkeitszelle zusammengesetzt.

Da die grobkörnigen Filtermaterialien im trockenen Zustand nicht standfest sind, wurde das Filtermaterial mit einem Wassergehalt von $w_{Filter} \approx 10\%$ in einen Ausstechzylinder (Höhe $h = 3$ cm und Durchmesser $D = 7,1$ cm) eingebaut und für mindestens 12 h bei -5°C gefroren. Das gefrorene Material wurde für den Probeneinbau zügig, aber vorsichtig aus dem Ausstechzylinder ausgedrückt und auf den unteren Filterstein gesetzt. Darüber wurden die beiden anderen Schichten aufgesetzt. Die gefrorenen Proben haben für diese Versuche zwei Vorteile gegenüber anderen untersuchten Probeneinbaumethoden. Es entstanden standfeste Proben, welche einen relativ unkomplizierten und gut reproduzierbaren Probeneinbau gewährleisteten. Durch die Bestimmung des Wassergehaltes w_{Filter} und der Masse der Filterschichten konnte auch die Einbauporenzahl e_{Filter} relativ genau bestimmt werden, welche zur Bestimmung des äquivalenten Porendurchmessers d_p benötigt wird. Die Ausdehnung der Probe durch

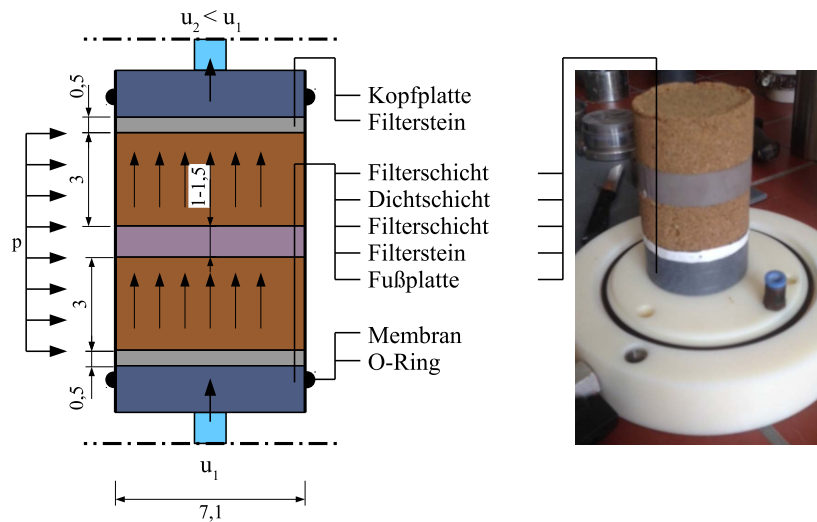


Abbildung 3: Links: Skizze des Probekörpers für den Erosionsversuch. Rechts: Bild des zusammengesetzten Probekörpers während des Probeneinbaus.

Die Tonprobe für die Dichtschicht wurde aus dem vorkonsolidierten Material ausgestochen, wobei der Einbauwassergehalt w_E bestimmt wurde. Um im Versuch möglichst hohe hydraulische Gradienten i in der Dichtschicht erzeugen zu können, wurde eine Schichtdicke $d \approx 1,2$ cm verwendet. Dies entspricht ungefähr den in [Zou00] und [Sch07] verwendeten Werten.

Auf der Fußplatte der Versuchszelle wurden eine Filterschicht, darüber die Dichtschicht und darüber wieder eine Filterschicht platziert. Die so zusammengesetzte Probe wurde durch zwei Filtersteine, zur Gewährleistung einer homogenen Durchströmung und zur Verhinderung des übermäßigen Austrages von Versuchsmaterial, begrenzt. Der Probekörper wurde mit zwei Membranen umhüllt, um einen besseren Schutz gegen Undichtigkeiten zu erzielen.

3.2 Versuchsdurchführung

Nach dem Einbau wurden die Probekörper unter einem Sättigungsdruck $u_{sat} = 200$ kPa und einem effektiven Zelldruck $\sigma'_3 = 20$ kPa für mindestens 24 h gesättigt. Die Zeit reichte aus, um die Filterschichten vollständig aufzutauen. Die erreichte Sättigung konnte in der Versuchszelle nicht geprüft werden. Anhand des Einbauwassergehaltes und der Einbauporenzahl der Dichtschicht wird jedoch von einer Vollsättigung ausgegangen. Nach der Sättigung folgte eine 24-stündige Konsolidierungsphase auf einen effektiven Zelldruck $\sigma'_3 = 200$ oder 400 kPa. Während der Sättigungs- und Konsolidierungsphase erfolgte keine Durchströmung der Probe.

Nach Abschluss der Konsolidationsphase wurde der Porenwasserdruck an der Probenunterkante u_1 schrittweise gegenüber u_2 erhöht, wodurch sich eine aufwärtsgerichtete Strömung in der Probe einstellte. Während der Messungen wurde der Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,Probe}$ des Probekörpers ermittelt. Durch den großen Durchlässigkeitsunterschied der Versuchsmaterialien wird davon ausgegangen, dass der komplette Wasserdruckunterschied in der Dichtschicht abgebaut wird. Somit entspricht der gemessene Wert $k_{f,Probe}$ dem Wert der Dichtschicht $k_{f,Feinkorn}$. Jede Gradientenstufe wurde mindestens vier Stunden konstant gehalten. Der Zelldruck wurde über den gesamten Erosionsversuch konstant gehalten.

3.3 Versuchsergebnisse

Die Versuche wurden beendet, sobald bei einer Gradientenstufe eine deutlich höhere Durchlässigkeit, als bei vorherigen Stufen, gemessen wurde oder der Porenwasserdruck u_1 dem Zelldruck entsprach. Ein Versagen der Dichtwirkung des Tonmaterials wird mit dem Erosionsdurchbruch gleichgesetzt, da der Durchbruch selbst von außen nicht beobachtet werden kann (vgl. [Sch07]). In den Büretten zur Erfassung des ausfließenden Wassers konnte nach dem Erosionsdurchbruch eine deutliche Trübung festgestellt werden. Wenn der Porenwasserdruck u_1 den Zelldruck σ_3 erreicht, kommt

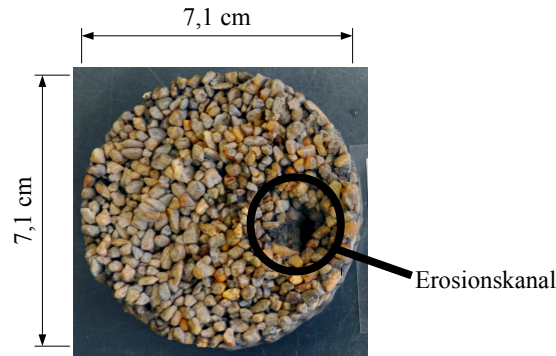


Abbildung 4: Ausgebaute Dichtschicht des Versuches Ü3 nach dem Erosionsdurchbruch. $\sigma'_3 = 200$ kPa, Filtermaterial F2-4

es zur Ablösung der Membran von der Probe, wodurch eine Umläufigkeit nicht mehr verhindert werden kann.

Für den höheren Zelldruck $\sigma'_3 = 400$ kPa wurde, bei gleichem OCR und gleichem d_p , in allen Versuchen ein höherer Wert für i_{krit} bestimmt, als für den Zelldruck $\sigma'_3 = 200$ kPa. Somit kann davon ausgegangen werden, dass der kritische Gradient vom Zelldruck abhängig ist. Durch die höheren effektiven Spannungen können unter Annahme der Spannungsgrenzbedingungen aus den Gleichungen 3 oder 4 höhere Scherfestigkeiten bestimmt werden. Für einen höheren Überkonsolidierungsgrad wurden bei gleichen Zelldrücken und gleichen Porendurchmessern höhere Gradienten ermittelt. Für den überkonsolidierten Zustand können bei gleichen effektiven Spannungen ebenfalls höhere Scherfestigkeiten ermittelt werden. Weiterhin steigt der kritische Gradient für kleinere Porendurchmesser der Filterschicht. Da durch geringere Porendurchmesser nur kleinere Bereiche der Dichtschicht unbelastet sind, entsteht eine homogenere Spannungsverteilung in der Dichtschicht. Somit treten weniger Lokalisierungen auf.

Eine zeitliche Auswertung des Erosionsverlaufes kann nicht durchgeführt werden, da die ausgeflossene Wassermenge nur im Abstand von 2 h kontrolliert wurde und der Durchbruch im Versuchsgerät spontan geschah. Tabelle 2 zeigt die Ergebnisse aller durchgeführten Erosionsversuche. Da für die Versuche Ü2, Ü4 und Ü6 bei einem Zelldruck von $\sigma'_3 = 200$ kPa kein Erosionsdurchbruch erzielt werden konnte, wurde der Zelldruck auf $\sigma'_3 = 400$ kPa erhöht.

3.4 Versuchsbeobachtungen

Während der Erosionsversuche wurden Durchlässigkeiten im Bereich von $k_f = 1 - 3 \cdot 10^{-11}$ m/s bestimmt. Die Dichtschicht ist somit nahezu undurchlässig. Während der Versuche konnte bei keiner Probe ein nennenswerter Anstieg der Durchlässigkeit

Tabelle 2: Übersicht aller durchgeführten Erosionsversuche am Dichtmaterial D1

	Filter	Probendicke d in [cm]	Zelldruck σ'_3 in [kPa]	Gradient i_{krit} in [-]	Einbau	
					w_E in [%]	d_p in [mm]
1	F 1-2	1,15	200	1217	29,50	0,40
3	F 2-4	1,10	200	1272	29,95	0,75
4	F 1-2	1,10	200	1454	30,79	0,38
7	F 1-2	1,20	400	2000	31,13	0,38
8	F 2-4	1,10	400	1636	31,02	0,70
Ü1	F 1-2	0,85	400	2117	19,13	0,36
Ü2	F 2-4	1,19	200/400	1680,67	16,89	0,77
Ü3	F 2-4	1,24	200	1451	17,92	0,78
Ü4	F 1-2	1,22	200/400	3114	18,43	0,30
Ü5	F 2-4	1,25	200	1280	18,66	0,76
Ü6	F 1-2	1,38	200/400	2608	18,41	0,344
Ü7	F 1-4	1,17	200	1368	19,17	0,540

mit steigendem Gradienten beobachtet werden. Unter Annahme des Darcy-Gesetzes kann somit eine ansteigende Filtergeschwindigkeit v_f bei steigendem Gradienten berechnet werden. Die hier beschriebenen Erosionsdurchbrüche fanden alle in der Mitte der Dichtschicht bei einem Porenwasserdruck $u_1 < \sigma_3$ statt. Abbildung 4 zeigt die Tonprobe des Erosionsversuches Ü3 mit D1,ük als Dichtschicht nach Versuchsende. Der Erosionskanal ist gut zu erkennen, er befindet sich mittig in der Probe. Da die gemessenen Durchlässigkeiten vor dem Durchbruch der Proben mit den Werten aus der Konsolidationsphase übereinstimmten, wird davon ausgegangen, dass es zu keinen Umläufigkeiten während der Versuche kam.

Während der Versuche konnte die Bildung einer Übergangszone zwischen Dichtschicht und Filterschicht beobachtet werden. In [Zie68] wird dieser Vorgang auch als Oberflächenzerfall bezeichnet. Dies bedeutet die Ablösung von Teilen eines feinkörnigen Bodenkörpers zwischen den Berührungspunkten mit Körnern des gröberen Materials an der gemeinsamen Kontaktfläche. Dieser Oberflächenzerfall wurde in [Reh72] durch Durchströmungsversuche von feinkörnigen Materialien an Lochplatten untersucht. Es zeigte sich, dass keine einzelnen Teilchen, sondern Aggregate aus dem feinkörnigen Material ausgespült werden (dunkelgrauer Bereich in Abbildung 5). Es bilden sich halbkugelförmige Hohlräume, welche bei einer Erhöhung des Gradienten kollabieren können. Vereinzelt wurden diese Hohlräume auch bei [Zou00] beobachtet.

Durch die aufwärtsgerichtete Durchströmung in den Versuchen werden die Aggregate in den wenig belasteten Bereichen herausgelöst, allerdings nicht weit in das Filtermaterial hineintransportiert, sodass die beschriebene Übergangszone entsteht. Der Oberflächenzerfall kann auch an der Unterseite der Dichtschicht beobachtet werden, ist hier allerdings geringer.



Abbildung 5: Links: Angenommene Spannungsverteilung im Filtermaterial und daraus resultierender Oberflächenzerfall, Rechts: Bildung von präferierten Fließwegen durch lokale Ausspülungen

4 Dimensionsanalyse

4.1 Physikalische Kenngrößen der Dimensionsanalyse

Die gesuchte Größe der Versuche ist der kritische Gradient i_{krit} bei dem der Erosionsdurchbruch in der Dichtschicht stattfindet. Um den Gradienten in der Dimensionsanalyse verwenden zu können, wird er in der Dimension $[ML^{-2}T^{-2}]$ verwendet. Dies entspricht dem abgebauten Wasserdruck über der durchströmten Länge l , d. h. die Höhe der Dichtschicht.

Die durchgeführten Versuche, sowie die Versuchsergebnisse aus [Sch07] und [Zou00] haben gezeigt, dass der kritische Gradient von der Scherfestigkeit des feinkörnigen Materials abhängt. Für die Dimensionsanalyse wird allgemein die maximale Scherfestigkeit τ in $[M/(LT^2)]$ des Dichtmaterials verwendet. Dies erlaubt die Berücksichtigung des Spannungszustands und der Belastungsgeschichte auf die Scherfestigkeit mit einem Wert. Die Scherparameter des Filtermaterials werden nicht berücksichtigt, da davon ausgegangen wird, dass es hier zu keiner Scherung kommt.

Die Versuche von [Sch07] mit Lochplatten als Filtermaterial haben gezeigt, dass der Durchmesser des Erosionskanals vom Lochdurchmesser abhängt. Für einen größeren Lochdurchmesser können zwar größere Scherkräfte mobilisiert werden, allerdings ist der Oberflächenzerfall ebenfalls größer. Die durchgeführten Versuche zeigen ebenfalls, dass der messbare kritische Gradient bei kleinerem Porendurchmesser ansteigt. Ansätze zeigen, dass der äquivalente Porendurchmesser d_p abhängig ist von der Ungleichförmigkeit, der Porenzahl und der mittleren Korngröße des Filtermaterials (vgl. [Pav61], [Sch07]). In der Dimensionsanalyse wird d_p mit der Dimension $[L]$ berücksichtigt. Da die Strömung aufwärts gerichtet ist, sollte die Fallbeschleunigung g in $[L/T^2]$ sowie die Dichte des Tonmaterials ρ in $[M/L^3]$ berücksichtigt werden. Alle verwendeten Größen mit den entsprechenden Einheiten sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

Tabelle 3: Physikalische Größen zur Beschreibung des Erosionsdurchbruches

Größe	Formelzeichen	Einheit
krit. Gradient	i_{krit}	$[\text{ML}^{-2}\text{T}^{-2}]$
Scherfestigkeit Dichtmaterial	τ	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
äquivalenter Porendurchmesser	d_p	$[\text{L}]$
Fallbeschleunigung	g	$[\text{LT}^{-2}]$
Dichte Dichtmaterial	ρ	$[\text{LM}^{-3}]$

Nach dem Pi-Theorem sind $n - k = 5 - 3 = 2$ dimensionslose Gruppen möglich. Es wurde angestrebt die Gruppen so zu bilden, dass der kritische Gradient i_{krit} in der einen und die Scherfestigkeit, sowie der äquivalente Porendurchmesser in der anderen Gruppe sind, um zu verhindern, dass die wichtigen Einflussparameter gegeneinander aufgetragen werden (vgl. [Kob74]). Anhand dieser Vorgaben wurde der Zusammenhang aus Gleichung 5 ermittelt.

$$\frac{i_{krit}}{g \cdot \rho} = f\left(\frac{\tau}{d_p \cdot g \cdot \rho}\right) \quad (5)$$

Um die ermittelte Abhängigkeit zu prüfen wurden die Ergebnisse der eigenen Erosionsversuche, sowie die der Versuche aus [Zou00] und [Sch07] nach der Dimensionsanalyse normiert dargestellt. Bei Verwendung doppellogarithmischer Achsen können die Versuchspunkte eines Bodens durch eine Gerade approximiert werden. Dies spricht dafür, dass die gebildeten dimensionslosen Gruppen sinnvoll sind. Es zeigt aber auch, dass es noch einen oder mehrere Parameter geben muss, die den Einfluss der Bodenart auf den kritischen Gradienten widerspiegeln.

4.2 Berücksichtigung der Filtergeschwindigkeit

Die Beschreibung der Bodenart mit einem physikalischen Parameter ist schwierig, da die meisten Klassifikationskennwerte der Bodenmechanik dimensionslos, bzw. empirisch festgelegt sind. Denkbar wäre eine charakteristische Korngröße des Dichtmaterials, bzw. ein charakteristischer Porendurchmesser des Dichtmaterials im Vergleich zum äquivalenten Porendurchmesser des Filtermaterials. Die Versuchsbeobachtungen, sowie die vorgestellten Ergebnisse der Literatur widersprechen dem aber, da aus dem feinkörnigen Material Aggregate ausgespült werden, deren Größe hauptsächlich von der Größe der Poren des Filters abhängig ist. Weiterhin unterscheiden sich die in Abbildung 6 dargestellten Versuchsböden in ihren Plastizitätsgrenzen w_L und w_P . Diese Grenzen sind definierte Wassergehalte zur Beschreibung der Zustandsgrenzen eines Bodens und haben keine physikalische Dimension. Somit können sie in der Dimensionsanalyse nicht sinnvoll verwendet werden.

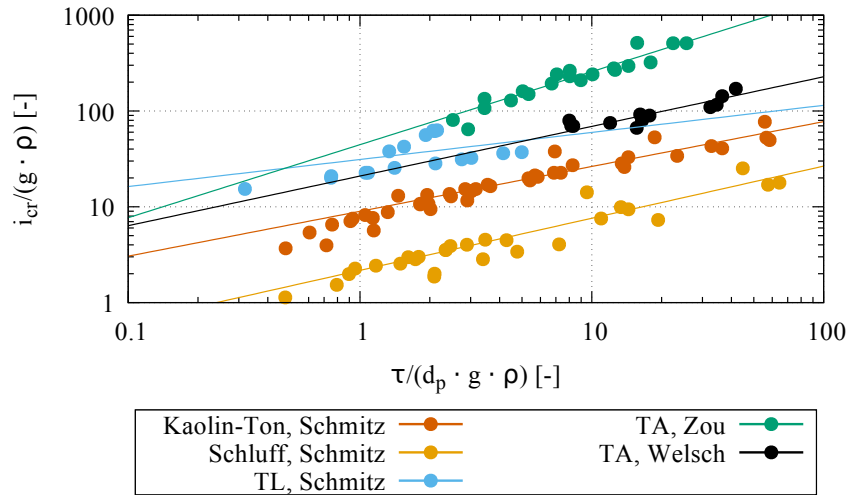


Abbildung 6: Ergebnisse verschiedener Erosionsversuche, normiert mit der Dimensionsanalyse, Variante I

Eine Betrachtung der erodierten Masse m aus dem Feinmaterial erscheint aufgrund des spontanen und lokalen Versagens der Proben ebenfalls nicht sinnvoll. Eine Betrachtung der Teilchenorientierung durch einen Tortuositätsfaktor T_1 wie in [Zou00] und [Sch07] erscheint zweckmäßig, jedoch kann dieser Wert in der Regel nur abgeschätzt werden und kann durch seine Art als Beiwert nur bedingt in der Dimensionsanalyse berücksichtigt werden.

Um den in Gleichung 5 gewonnenen Zusammenhang zu erweitern, soll die Filtergeschwindigkeit v_f in der Probe kurz vor dem Durchbruch betrachtet werden. Nach dem Darcy-Gesetz ist die Filtergeschwindigkeit über die Durchlässigkeit des Materials vom hydraulischen Gradienten abhängig. Da der Durchlässigkeitsbeiwert nur ein dimensionsbehafteter Beiwert ist, soll hier die Filtergeschwindigkeit verwendet werden. Somit kann die Bodenart indirekt über die Durchlässigkeit und die resultierende Filtergeschwindigkeit bei einem Gradienten beschrieben werden. Weiterhin empfiehlt es sich die kinematische Viskosität ϑ des strömenden Fluides, hier Wasser, zu verwenden. Die kinematische Viskosität gibt das Verhältnis zwischen Schubspannung und Geschwindigkeitsgradienten normiert mit der Dichte der Flüssigkeit wieder. Um die Anzahl der Parameter zu begrenzen werden die Dichte ρ und die Erdbeschleunigung g zur Wichte des Bodens γ_B zusammengefasst. Es ergeben sich die zu berücksichtigenden Parameter nach Tabelle 4

Nach dem Pi-Theorem ergeben sich jetzt $n-k = 6 - 3 = 3$ dimensionslose Gruppen. Es erscheint zweckmäßig die beiden bereits erhaltenen Gruppen aus Gleichung 5 weiterhin zu verwenden. Zusätzlich kann noch die Filtergeschwindigkeit, die kinematische

Tabelle 4: Physikalische Größen zur Beschreibung des Erosionsdurchbruches, Variante II

Größe	Formelzeichen	Einheit
Krit. Gradient	i_{krit}	$[\text{ML}^{-2}\text{T}^{-2}]$
Scherfestigkeit Dichtmaterial	τ	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
Äquivalenter Porendurchmesser	d_p	$[\text{L}]$
Wichte des Bodens	γ_B	$[\text{ML}^{-2}\text{T}^{-2}]$
Kinematische Viskosität	ϑ	$[\text{L}^2\text{T}^{-1}]$
Filtergeschwindigkeit	v_f	$[\text{LT}^{-1}]$

Viskosität und der äquivalente Porendurchmesser in einer Gruppe kombiniert werden. Es ergibt sich der Zusammenhang nach Gleichung 6. Die neue erhaltene Gruppe entspricht der Reynolds-Zahl Re , welche den Übergang von einer laminaren zu einer turbulenten Strömung definiert. Bei der Anwendung der Reynoldszahl auf Rohrströmungen wird als maßgebende Geometriegröße der Rohrdurchmesser d verwendet, was für den vorliegenden Fall durch den äquivalenten Porendurchmesser d_p ausgedrückt werden kann.

$$\frac{i_{krit}}{\gamma_B} = f\left(\frac{v_f \cdot d_p}{\vartheta}, \frac{\tau}{d_p \cdot \gamma_B}\right) = f\left(Re, \frac{\tau}{d_p \cdot \gamma_B}\right) \quad (6)$$

Abbildung 7 zeigt die Normierung der durchgeführten Versuche unter Verwendung des neu gewonnenen Zusammenhanges aus Gleichung 6. Um die Ergebnisse in einem Diagramm darstellen zu können, werden die beiden dimensionslosen Gruppen der rechten Seite multipliziert, sodass sich wieder eine dimensionslose Gruppe ergibt. Die Punkte für den ausgeprägt plastischen Ton können durch eine Potenzfunktion approximiert werden. Um den Zusammenhang zu validieren, ist es nötig Laborversuche mit anderen feinkörnigen Materialien durchzuführen, welche erwartungsgemäß auch andere Filtergeschwindigkeiten vor dem Durchbruch aufweisen. Ein Vergleich mit den Literaturergebnissen ist hier nicht möglich, da die Filtergeschwindigkeit in den Quellen nicht bestimmt wurde.

5 Zusammenfassung

Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurden Erosionsversuche an zusammengesetzten Proben aus Filter-, Dicht- und Filtermaterial durchgeführt. Die Proben wurden in einer Durchlässigkeitszelle von unten nach oben durchströmt. Durch schrittweise Erhöhung des Porenwasserdruckes an der Unterseite wurde der kritische hydraulische Gradient ermittelt, bei dem es zu einem Durchbruch in der feinkörnigen Dichtschicht kommt. Es wurden die Einflüsse aus Spannungszustand, Spannungsgeschichte und

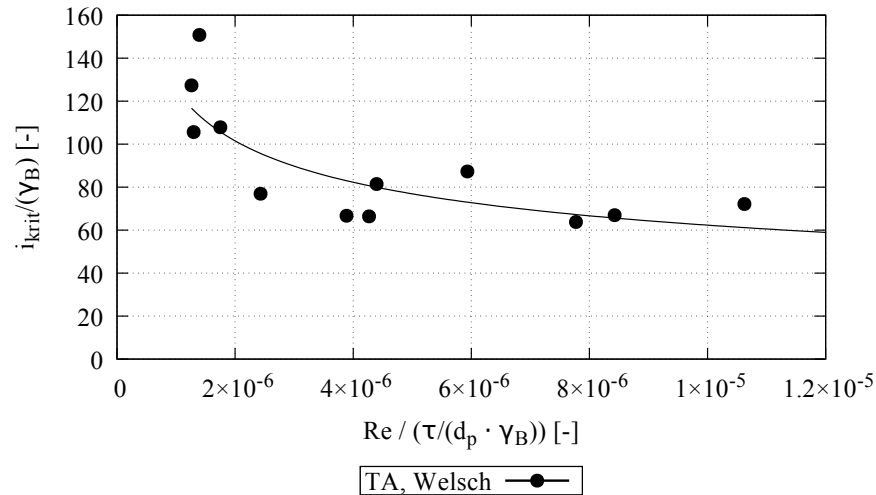


Abbildung 7: Ergebnisse der Erosionsversuche normiert mit Gleichung 6

Korngrößenverteilung des Filtermaterials untersucht. Die folgenden grundlegenden Zusammenhänge konnten bestätigt werden:

- Für einen steigenden Zelldruck σ'_3 steigt der kritische hydraulische Gradient i_{krit} .
- Für einen größer werdenden äquivalenten Porendurchmesser des Filtermaterials d_p sinkt i_{krit} .
- Für einen steigenden Überkonsolidierungsgrad des Dichtmaterials steigt der kritische hydraulische Gradient.

Die Versuche wurden mit den Mitteln der Dimensionsanalyse aufbereitet, um sie mit Ergebnissen aus der Literatur zu vergleichen. Es zeigte sich, dass eine Normierung durch Nutzung der Scherfestigkeit des feinkörnigen Materials, des äquivalenten Porendurchmessers des Filtermaterials und der Wichte des Bodenmaterials möglich ist. Die Unterschiede im kritischen Gradienten resultieren dann hauptsächlich nur noch aus der Bodenart. Es wurde versucht, den Einfluss der Bodenart durch die Filtergeschwindigkeit vor dem Erosionsdurchbruch zu berücksichtigen. Die Ergebnisse der Dimensionsanalyse sind plausibel, müssen allerdings noch durch Experimente validiert werden.

6 Danksagung

Die Autoren danken Herrn Dr. *Christian Karcher* für die Diskussionen zum Thema.

Literatur

- [Atk93] ATKINSON, John: *An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations*. McGraw-Hill International Series in Civil Engineering, 1993
- [BH17] BERGHOLZ, Katharina ; HERLE, Ivo: Experimentelle Bestimmung der Nichtlinearität von Spannungsgrenzbedingungen im Bereich geringer Spannungen. In: *Geotechnik* 40 (2017), Nr. 2, S. 119–125
- [Buc14] BUCKINGHAM, E.: On physically similar systems; Illustrations of the use of dimensional equations. In: *Physical Review* 4 (1914), Nr. 4, S. 345–376
- [Hun67] HUNTLEY, H.E.: *Dimensional Analysis*. Dover, 1967
- [Ker66] KERBER, R.: Möglichkeiten und Grenzen der Dimensionsanalyse. In: *Chemie-Ing.-Techn.* 38 (1966), Nr. 11, S. 1133–1139
- [Kob74] KOBUS, H.: Anwendung der Dimensionsanalyse in der experimentellen Forschung des Bauingenieurwesens. In: *Bautechnik* 51 (1974), Nr. 3, S. 88–94
- [Pal08] PALMER, Andrew C.: *Dimensional Analysis and Intelligent Experimentation*. World Scientific, 2008
- [Pav61] PAVCIC, M.I.: Methode zur Bestimmung einer suffusionssicheren granulometrischen Zusammensetzung von Böden (aus dem russischen). In: *VNIIG, Leningrad*, 1961
- [Reh72] REHFELD, Erich: *Erosion bindiger Erdstoffe bei Durchsickerung*, TU Dresden, Dissertation, 1972
- [Sch07] SCHMITZ, Stefan: *Zur hydraulischen Kontakterosion bei bindigen Basiserdstoffen*, Universität der Bundeswehr München, Dissertation, 2007
- [Sia85] SIANO, Donald B.: Orientational analysis-a supplement to dimensional analysis-I. In: *Journal of the Franklin Institute* 320 (1985), Nr. 6, S. 267–283. – ISSN 00160032
- [Vas92] VASCHY, A.: Sur les lois de similitude en physique. In: *Annales Télégraphiques*. 19 (1892), S. 25–28
- [Zie68] ZIEMS, Jürgen: *Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe*, TU Dresden, Dissertation, 1968
- [Zou00] ZOU, Yazhou: Der vom Spannungszustand und Bodengefüge abhängige Erosionsdurchbruch bindiger Böden. In: *Wasserwirtschaft* 90 (2000)

Laborversuche und Berechnungen zur Ermittlung der wirksamen Wandschubspannungen im Hole-Erosion-Test zur Bestimmung der Erosionsparameter bindiger Böden

Manuel Hark, M.Sc.

Bundesanstalt für Wasserbau, Referat für Erdbau und Uferschutz

Zur Bestimmung der Erosionseigenschaften von Dichtungstönen ist in der BAW-Richtlinie für die Prüfung und den Einbau von mineralischen Weichdichtungen (RPW) ein modifizierter Pinhole-Versuch definiert. Dieser Versuch ist rein qualitativer Natur und nicht quantitativ auswertbar oder für eine Bemessung nutzbar. Um Erosionsparameter ermitteln zu können, die für eine Bemessung im Sinne einer Gegenüberstellung von Einwirkungen und Widerständen nutzbar sind, soll der Versuch weiter entwickelt werden. Der vorliegende Artikel gibt einen Überblick über bisher durchgeführte Untersuchungen zur quantitativen Auswertung des Hole-Erosion-Tests, welcher dem modifizierten Pinhole-Versuch der RPW weitgehend entspricht. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wird ein neues Berechnungsverfahren für die wirksamen Wandschubspannungen vorgestellt, welches örtliche Verluste mit einbezieht. Die Verlustbeiwerte wurden anhand von Versuchen an nicht-erodierbaren Proben ermittelt. Außerdem werden potentielle Fehlerquellen, wie die Verwendung der Messdaten im beschleunigenden Abschnitt des Erosionsprozesses bei der Auswertung des Hole-Erosion-Tests, diskutiert.

1 Einleitung

Kanalhaltungen, die über dem Grundwasserspiegel liegen, werden in der Regel an der Sohle abgedichtet, damit kein Wasser in den Untergrund abfließen kann. Dies ist erforderlich, da anders als bei natürlichen Gewässern kein natürlicher Zustrom existiert und es andernfalls zum stetigen Absinken der Kanalwasserstände kommen

würde. Als Dichtungsmaterial können dafür Dichtungen mit hydraulischem Bindemittel (dauerplastische Bindungen mit Ton und hydraulischem Bindemittel), Dichtungen mit bituminösen Bindemitteln (Asphaltdichtungen), Dichtungen mit Kunststoffen oder Kunststoffmischungen und natürliche Dichtungsstoffe (Naturtondichtungen) verwendet werden. Einen genauen Überblick über die Dichtungsstoffe, deren Eigenschaften und Anforderungen sowie die Einbauverfahren geben die *Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen* [EAO02] der deutschen Gesellschaft für Geotechnik in der aktuellen Fassung von 2002.

Kommen mineralische Weichdichtungen zum Einsatz, so ist deren Erosionsbeständigkeit bei Strömungsangriff nachzuweisen. Die BAW-Richtlinie für die *Prüfung und den Einbau von mineralischen Weichdichtungen (RPW)* [RPW15] in der aktuellen Fassung von 2015 gibt für die infrage kommenden Dichtungsstoffe verschiedene Prüfverfahren vor. Naturtone und dauerplastische Dichtungen mit Ton und hydraulischem Bindemittel sind gegen direkten Strömungsangriff zu testen. Im RPW wird hierfür ein modifizierter Pinhole-Versuch festgelegt, welcher eine Modifikation des Pinhole-Versuches aus der ASTM D4647 (*Identification and Classification of Dispersive Soils by the Pinhole Test*) [AST93] ist.

Der Versuchsaufbau der RPW in seiner derzeitigen Form stellt lediglich ein qualitatives Bewertungsverfahren dar (maximale Aufweitung des Durchströmungsquerschnittes um 100 % nach 200 Stunden Durchströmung) und die Versuchsergebnisse können nicht für eine Bemessung der Dichtungen, im Sinne einer Gegenüberstellung von Einwirkungen und Widerständen, verwendet werden. Um entsprechende Erosionsparameter mit dem Versuch ermitteln zu können, soll der Versuch weiterentwickelt werden.

In diesem Beitrag wird sowohl ein Überblick über die bisher verwendeten Berechnungs- und Auswerteverfahren des Hole-Erosion-Tests gegeben als auch eine verbesserte Variante zur Berechnung der wirksamen Wandschubspannungen vorgestellt. Zusätzlich wird die mögliche Verwendung einer kritischen Geschwindigkeit anstelle einer kritischen Schubspannung diskutiert.

Abschnitt 2 gibt einen Überblick über den Versuchsaufbau und die verschiedenen Mess- und Berechnungsgrößen. Dabei wird zunächst auf die bisher entwickelten Verfahren zur Berechnung des Durchströmungsdurchmessers, der Erosionsrate und der Wandschubspannung eingegangen und anschließend ein neues Verfahren zur Berechnung der wirksamen Wandschubspannung vorgestellt. Abschnitt 3 stellt dann den HET-Index und das Erosionsdiagramm nach Briaud [Bri17] als indexgestützte Klassifizierungsmethoden vor und diskutiert die parametergestützten Auswertemöglichkeiten über die kritische Schubspannung und die kritische Geschwindigkeit. Abschnitt 4 beinhaltet eine Zusammenfassung und einen Ausblick auf die folgenden Arbeiten.

2 Versuchsaufbau und Auswertemethoden des Hole-Erosion-Test (HET)

Der Versuchsaufbau nach [RPW15] entspricht weitgehend dem Hole-Erosion-Test (HET), wie er von Wan und Fell 2002 [WF02] erstmals ausführlich vorgestellt wurde. In weiteren Untersuchungen [Lim06, BB08, Mar11 und Lue11] wurde der Versuch modifiziert und die Auswertemethodik optimiert. Eine Zusammenfassung zum ursprünglichen Versuch, den bisherigen Modifikationen und seiner Anwendung findet sich in Bonelli [Bon13].

Zweck des Versuches ist es, eine Bodenprobe durch eine konzentrierte Durchströmung gezielt zu erodieren und dabei sowohl die Erosionsrate \dot{e} als auch die angreifenden Kräfte in Form der Wandschubspannung τ_b zu ermitteln.

2.1 Versuchsaufbau, Berechnung des Durchflussdurchmessers und der Wandschubspannung

Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau besteht im Wesentlichen aus einer Zustromkammer, dem Probenbehälter und einer Abstromkammer (Abbildung 1). An Zu- und Abstromkammer sind über Schlauchleitungen Wasserbehälter mit stationären Wasserspiegeln angeschlossen. Durch eine Wasserspiegeldifferenz zwischen den beiden Wasserbehältern wird ein hydraulisches Gefälle und entsprechend eine Durchströmung der Probe erzeugt. Durch Änderung der Höhenlage des stromab liegenden Wasserbehälters kann das hydraulische Gefälle variiert werden. Die eingebaute Probe wird vor dem Versuch gezielt durchörtert um somit eine konzentrierte Durchströmung zu erzwingen. Die Durchörterung erfolgt mithilfe eines dünnwandigen Kupferrohres mit einem Durchmesser von $\Phi = 8,0$ mm. Bei festeren Böden kann die Durchörterung auch mithilfe eines Bohrers erfolgen, wobei darauf zu achten ist, dass eine Verdichtung der Probe minimal gehalten und möglichst viel Boden entnommen wird.

Im Versuchsaufbau der Bundesanstalt für Wasserbau wird die Wasserspiegeldifferenz schrittweise um jeweils 0,15 m bis zu einer maximalen Wasserspiegeldifferenz von 2,70 m erhöht.

Während der Versuchsdurchführung wird der Durchfluss mittels magnetisch-induktivem Durchflussmesser (Krohne Optiflux 2000) kontinuierlich aufgezeichnet. Erhöht sich der Durchfluss innerhalb von 30 Minuten nicht, so wird die nächstgrößere Wasserspiegeldifferenz angelegt. Kommt es zu einer Erhöhung des Durchflusses, so wird die Wasserspiegeldifferenz konstant gehalten, bis sich wieder ein stationärer Zustand einstellt, die Durchströmungsgeschwindigkeit also so klein ist, dass keine weitere Erosion auftritt.

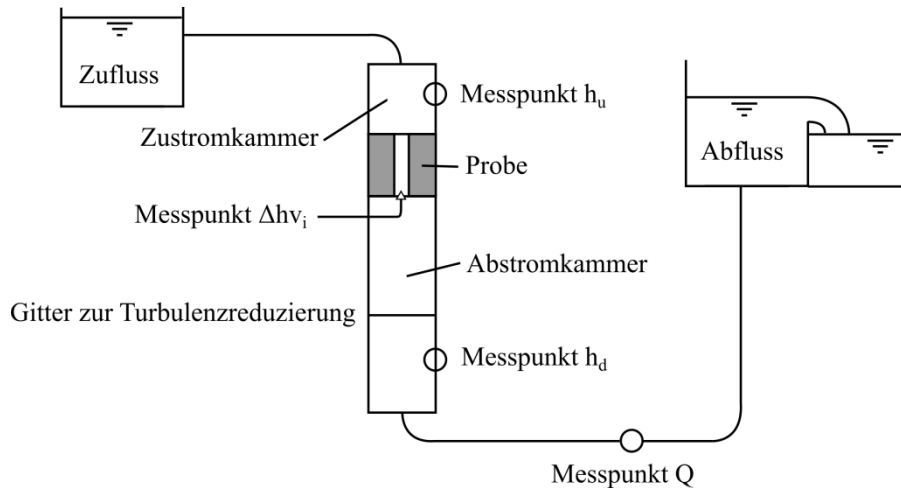


Abbildung 1: Schema des HET-Versuchsaufbaus der BAW.

Parallel zum Durchfluss wird der Druckverlust zwischen Zu- und Abstromkammer $\Delta h = h_u - h_d$ und die Geschwindigkeitsdruckhöhe Δhv_i am Probenaustrittspunkt als Differenzdruck zwischen dynamischem und statischem Druck gemessen (siehe Abbildung 1).

Berechnung der Erosionsrate

Ein Ziel des Versuches ist es, den Bodenabtrag in einem bestimmten Zeitintervall, also die Erosionsrate $\dot{\epsilon}$ zu bestimmen. Die Erosionsrate ergibt sich aus der zeitlichen Änderung des Durchströmungsquerschnittes Φ (Gl. 1).

$$\dot{\epsilon} = \frac{\Delta\Phi}{\Delta t} = \frac{\Phi_{t,n} - \Phi_{t,n-1}}{t_n - t_{n-1}} \quad (1)$$

Berechnung des Durchflussdurchmessers

Um die Erosionsrate bestimmen zu können, ist eine Prognose der zeitlichen Änderung des mittleren Durchflussdurchmessers notwendig. Diese korreliert mit der Zunahme des Durchflusses, in Abhängigkeit des Wandwiderstandes innerhalb der Probe und des hydraulischen Gefälles über die Probe. Da bei den in der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführten Versuchen im Regelfall hoch turbulente Verhältnisse vorliegen (Reynoldszahl $Re \gg 2500$) werden lediglich die Gleichungen für den turbulenten Fall vorgestellt. Bei laminaren Strömungsverhältnissen sind ggf. gesonderte Gleichungen zu verwenden, welche in den aufgeführten Quellen angegeben sind.

In ihren ersten Untersuchungen messen Wan und Fell [WF02] den finalen Durchmesser Φ_{final} des mittleren Durchströmungsquerschnittes anhand von Gipsabdrü-

cken der Fehlstelle nach dem Erosionsversuch. Dieses Vorgehen wird von allen anderen Autoren übernommen und empfiehlt sich auch bei den Verfahren, die ohne direkte Bestimmung des finalen Durchmessers auskommen, um eine visuelle Begutachtung der Fehlstelle vornehmen zu können.

Durch den ermittelten finalen Durchmesser und den bekannten initialen Durchmesser kann ein Reibungsbeiwert f_T an den Zeitpunkten t_0 und t_{end} bestimmt werden (Gl. 2). Der Reibungsbeiwert verknüpft die Wandschubspannungen τ_b mit den mittleren Geschwindigkeiten (Gl. 3) [Bol07]. Wan und Fell [WF02] nehmen einen linearen Verlauf des Reibungsbeiwertes zwischen initialem und finalem Zustand an.

$$f_{T,initial/end} = \frac{\pi^2 \cdot \rho_w \cdot g \cdot \frac{\Delta H_{initial/end}}{L} \cdot \Phi_t^5}{64 \cdot Q_{initial/end}^2} \quad (2)$$

$$\tau_b = f_T \cdot \bar{v}^2 \quad (3)$$

Nach der Bestimmung des initialen und des finalen Reibungsbeiwertes, kann Gl. 2 nach dem Durchflussdurchmesser Φ umgestellt werden (Gl. 4) und dann dazu genutzt werden, bei bekannten zeitlichem Verlauf des Durchflusses, den zeitlichen Verlauf des Durchflussdurchmessers zu bestimmen.

$$\Phi(t) = \left[\frac{64 \cdot Q(t)^2 \cdot f_T}{\pi^2 \cdot \rho_w \cdot g \cdot \frac{\Delta H(t)}{L}} \right]^{1/5} \quad (4)$$

Lim [Lim06] schlägt vor, die zeitliche Änderung des Reibungsbeiwertes an die zeitliche Änderung des Durchströmungsquerschnittes zu koppeln (Gl. 5). Dies begründet er damit, dass sich erst nach begonnener Erosion ein Relief mit charakteristischer Rauheit einstellt, welches im weiteren Verlauf den Strömungswiderstand bestimmt. Unterstützt wird diese Argumentation durch die Beobachtung, dass zum Ende des Versuches geringere Strömungsgeschwindigkeiten in der Probe notwendig sind, um Erosion zu erzeugen.

$$f(t) = f_i + \left(\frac{\Phi(t)}{2} - \frac{\Phi_0}{2} \right) \left(\frac{f_f - f_i}{\frac{\Phi_f - \Phi_i}{2}} \right) \quad (5)$$

Bei der Auswertung mit Gleichung 4 werden hydraulische Verluste durch örtliche Unstetigkeiten vernachlässigt. Vor diesem Hintergrund verwendet Lüthi [Lue11] ein Pitotrohr, mit welchem er das hydraulische Gefälle zwischen Zustromkammer und Probenaustrittspunkt messen kann, um so die Austrittsverluste nicht mit einzubeziehen. Er nimmt weiterhin an, dass die Eintrittsverluste vernachlässigbar sind und entsprechend mit dieser Messmethode nur der schubspannungsrelevante Anteil des Energieverlustes erfasst wird. Die Verwendung des Pitotrohres ermöglicht darüber hinaus die Messung der Geschwindigkeitsenergiehöhe am Probenaustrittspunkt als Differenzdruck $\Delta h v_i = \Delta h s_i H_i$ zwischen statischer $h s_i$ und Gesamtenergiehöhe H_i . Dadurch kann die Geschwindigkeit am Probenaustrittspunkt ermittelt werden und

die zeitliche Änderung des mittleren Durchströmungsdurchmessers über die Kontinuitätsgleichung ermittelt werden (Gl. 6).

$$\Phi(t) = 2 \cdot c'_v \sqrt{\frac{Q(t)}{\pi \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h v_i}}} \quad (6)$$

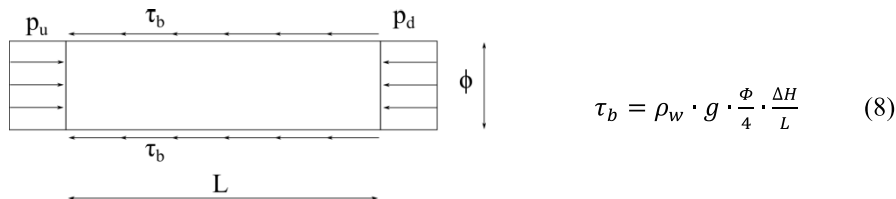
c'_v ist hierbei ein Kalibrierungsfaktor für die Geschwindigkeit. Das Ergebnis dieser Berechnung kann mit einem Abgleich des finalen Durchmessers plausibilisiert werden. Zu beachten ist dabei, dass sich die Geschwindigkeit und entsprechend der Durchmesser auf den Probenaustrittspunkt beziehen. Da sich bei stetig erodierenden Proben jedoch im Regelfall eine energetisch günstige Trichterform der Durchströmungsöffnung einstellt, ist dies der Punkt mit der größten Geschwindigkeit und entsprechend maßgebend für die Betrachtung.

Wandschubspannung

Die auf den Boden übertragenen Kräfte werden als Wandschubspannungen τ_b bezeichnet und folgen aus der Reibung, die zwischen Boden und durchströmendem Wasser wirkt. Verantwortlich für den Gesamtwiderstand einer Bodenoberfläche sind die Kornrauheit aus der Größe der Bodenpartikel, welche einen Flächenwiderstand τ' verursacht, und die Formrauheit aus der Kontur der Bodenoberfläche, welche einen Formwiderstand τ'' hervorruft [Sch94]. Der Gesamtwiderstand, welcher äquivalent zur Wandschubspannung ist, ergibt sich additiv aus den beiden Widerständen (Gl. 7).

$$\tau_b = \tau' + \tau'' \quad (7)$$

Die wirksame Wandschubspannung (Gl. 8) ergibt sich anhand eines Kräftegleichgewichtes an der eingebrachten Fehlstelle (Abbildung 2).



$$\tau_b = \rho_w \cdot g \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\Delta H}{L} \quad (8)$$

Abbildung 2: Kräftegleichgewicht an der Fehlstelle.

Wan und Fell [WF02] verwenden als Energiehöhendifferenz den Druckunterschied zwischen Zu- und Abstromkammer (Gl. 9).

$$\Delta H = p_u - p_d \quad (9)$$

2.2 Neuer Ansatz zur Berechnung der wirksamen Wandschubspannungen unter Berücksichtigung der Ein- und Austrittsverluste

Wie bereits von Lüthi [Lue11] erwähnt wurde, kommt die Energiehöhendifferenz zwischen Zu- und Abstromkammer nicht nur durch Reibungsverluste zustande. Einen erheblichen Anteil am Gesamtverlust haben Verluste durch die geometrische Veränderung des Durchströmungsquerschnittes und entsprechend resultierenden Turbulenzen. Anhand von Versuchen an nicht erodierbaren Proben wurde der Anteil der Wandschubspannung am gesamten Energieverlust von Marot [Mar11] zu ca. 25 % beziffert. Abbildung 3 gibt einen Überblick über die Energiehöhenverteilung im HET. Detaillierte Ausführungen zur Druck- und Energieverteilung im HET sind Riha und Jandora [RJ15] zu entnehmen.

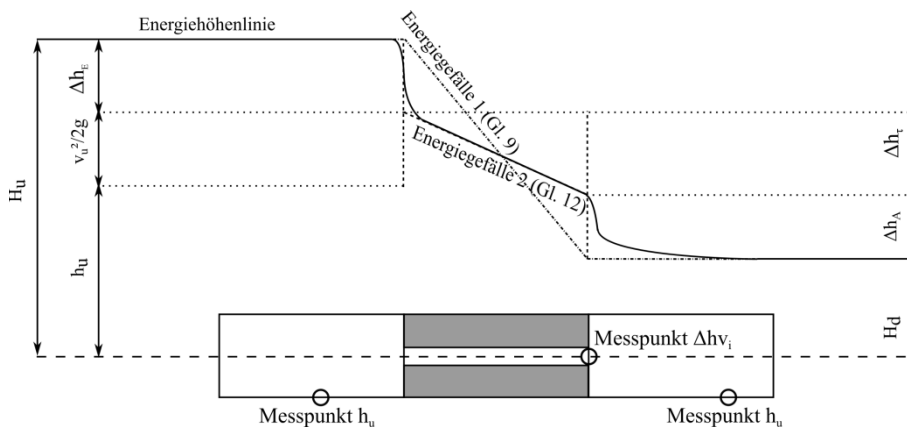


Abbildung 3: Energiehöhenverteilung im HET nach [RJ15].

Wan und Fell [WF02] wählen als Energiedifferenz für die Berechnung der Wandschubspannung, die Differenz der Energiehöhen zwischen Zu- und Abstromkammer, das entspricht dem Energiegefälle 1 aus Abbildung 3. Der tatsächlich in Wandschubspannung umgesetzte Energieverlust entspricht dem Energiegefälle 2. Dabei ist jedoch anzumerken, dass der Energieverlust nicht scharf an den Übergängen stattfindet, sondern erst hinter diesen. Wie in Abbildung 4 dargestellt, kommt es an den Übergangszonen zu Ablösungen, die entsprechende Turbulenzen in der Strömung verursachen. Die Energiedissipation innerhalb der turbulenten Zonen bewirkt dabei den Energiehöhenverlust. Die Größe der örtlichen Verluste kann über Verlustbeiwerte beziffert werden.

Für eine korrekte Berechnung des hydraulischen Verlustes durch Wandschubspannungen, kann das hydraulische Gefälle zwischen Zu- und Abstromkammer als Messgröße nur dann verwendet werden, wenn eine nachträgliche Berücksichtigung

von mittleren Ein- und Austrittsverlusten erfolgt. Die örtlichen Verluste werden hauptsächlich von den Durchmessern der Fehlstelle und der Zu- bzw. Abstromkammer sowie den Krümmungsradien an Ein- und Austrittspunkt bestimmt.

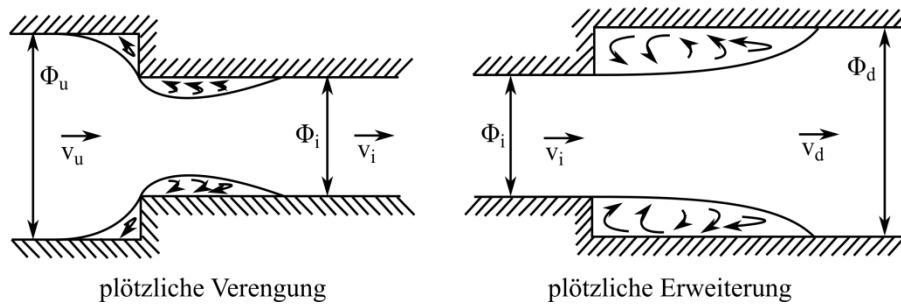


Abbildung 4: Örtliche Energieverluste bei Querschnittsänderung [Bol07].

Die Verlustbeiwerte ζ_v können für einige Spezialfälle (z.B. plötzliche Querschnittserweiterung) theoretisch berechnet werden, müssen für die meisten Fälle allerdings experimentell bestimmt werden. Anschließend kann der Energiehöhenverlust dh_ζ nach Gl. 10 [Bol07] berechnet werden.

$$dh_\zeta = \zeta_v \frac{\bar{v}^2}{2 \cdot g} \quad (10)$$

Um die örtlichen Verluste und deren zeitliche Änderung während eines HET erfassen zu können, wurden Versuche an nicht erodierbaren PVC-Proben durchgeführt, bei denen der Durchmesser des Durchströmungsquerschnittes Φ sowie der Krümmungsradius r der Ein- und Ausgangsöffnung variiert wurde (siehe Tabelle 1).

Da bei diesen Proben die Anteile von Flächen- und Formrauigkeit bei der relativ kurzen Strecke im Bereich der Messgenauigkeit liegen und entsprechend als vernachlässigbar angesehen werden können, ergeben sich die Ein- und Auslaufverluste direkt aus den Differenzen der Energiehöhen. Abbildung 5 und Abbildung 6 zeigen die Verläufe der Ein- und Ausgangsverluste der nicht-erodierbaren Proben (ne-Proben), wobei als Bezugsgröße stets die Geschwindigkeit im Probeninneren v_i angegeben ist.

Die Messwerte des Eingangsverlustes mit dem Krümmungsradius $r = 0,0$ mm zeigen deutliche Abweichungen vom theoretischen Eingangsverlust (beispielhaft für $\Phi = 9,0$ mm und $r = 0,0$ mm in Abbildung 5 eingetragen), da bei den PVC-Proben herstellungsbedingt kleine Radien unvermeidbar sind und diese bereits deutlichen Einfluss auf das Messergebnis haben. Für Eingangsverluste mit Krümmungsradien $r > 0$ gibt es keine analytische Lösung und die Eingangsverluste sind daher nur durch kalibrierte Verlustbeiwerte gut zu erfassen.

Es zeigt sich, dass die Ausgangsverluste vornehmlich von den Krümmungsradien abhängen, während die Eingangsverluste sowohl vom Krümmungsradius als auch

vom Durchmesser der Durchströmungsöffnung bestimmt werden. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die ermittelten Verlustbeiwerte von Eingangs- und Ausgangsverlust.

Tabelle 1: Verlustbeiwerte von Eingangs- und Ausgangsverlust.

	ζ_E			ζ_A
	$\Phi = 9,0 \text{ mm}$	$\Phi = 12,0 \text{ mm}$	$\Phi = 16,0 \text{ mm}$	
$r = 0,0 \text{ mm}$	0,28	0,040	0,100	1,28
$r = 5,0 \text{ mm}$	0,06	0,035	0,035	1,02
$r = 12,5 \text{ mm}$	0,05	0,031	0,025	0,81

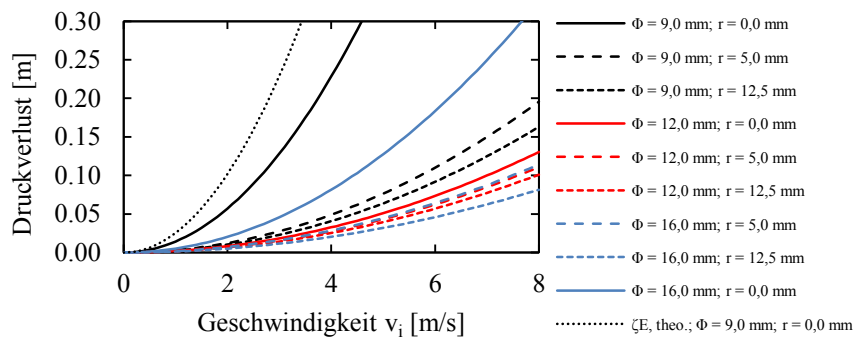


Abbildung 5: Eingangsverluste der ne-Proben.

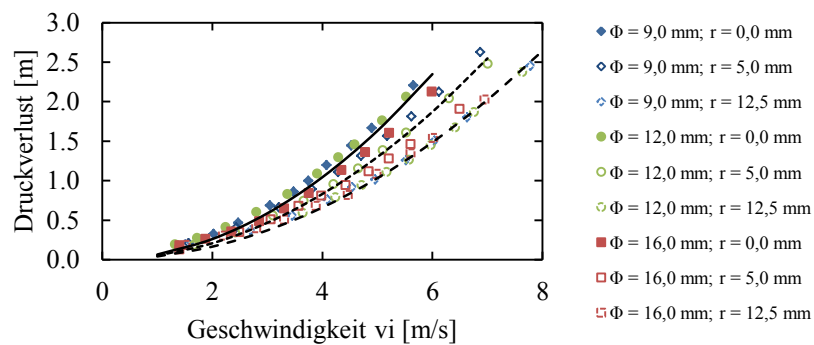


Abbildung 6: Ausgangsverluste der ne-Proben.

Um die statische Druckhöhe in der Abstromkammer bei gleichmäßigem Geschwindigkeitsprofil messen zu können, wurde ein Gitter zur Turbulenzreduzierung zwi-

schengeschaltet. Der entstehende Verlust muss über einen zusätzlichen Verlustbeiwert ζ_G berücksichtigt werden.

Der tatsächlich in Schubspannung übergehende Energieverlust ergibt sich entsprechend nach Gl. 11 und die wirksame Wandschubspannung nach Gl. 12.

$$\Delta H_{\tau,eff} = h_u - h_d - (\zeta_E + \zeta_A) \cdot \frac{\bar{v}_i^2}{2 \cdot g} - \zeta_G \cdot \frac{\bar{v}_d^2}{2 \cdot g} \quad (11)$$

$$\tau_b = \rho_w \cdot g \cdot \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{\Delta H_{\tau,eff}}{L} \quad (12)$$

In Abbildung 7 sind beispielhaft Ergebnisse mit Wandschubspannungen nach dem alten Verfahren τ_{alt} [WF02] und nach dem neuen Verfahren τ_{neu} dargestellt. Ebenfalls ist das Ergebnis eines Vergleichsversuches der Bundesanstalt für Wasserbau im Erosionsgerinne SETEG des Instituts für Wasser- und Umweltsystemmodellierung der Universität Stuttgart abgebildet. Es zeigt sich, dass die mit dem neuen Verfahren berechneten erosionsratenbezogenen Wandschubspannungen im selben Bereich liegen, wie die der Gerinneuntersuchungen, wohingegen das alte Verfahren die Wandschubspannungen deutlich überschätzt.

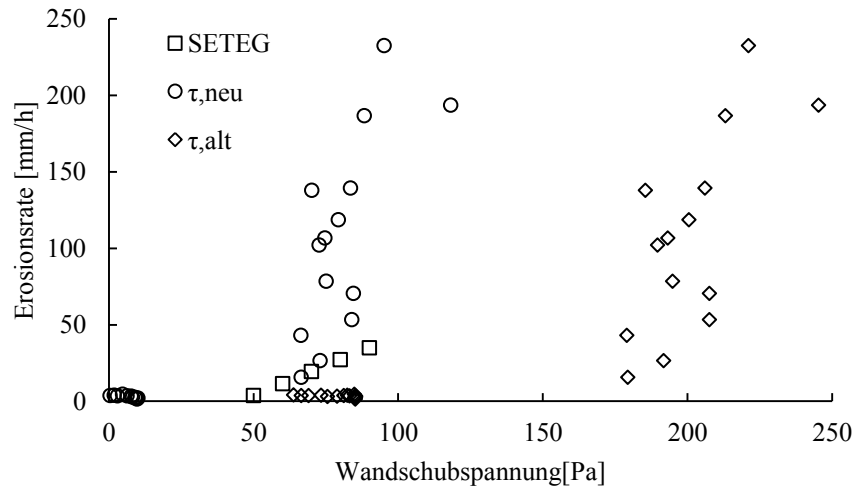


Abbildung 7: Beziehung zwischen Erosionsrate und Wandschubspannung aus dem Hole-Erosion-Test mit altem und neuem Berechnungsverfahren und aus Vergleichsversuchen im Erosionsgerinne SETEG.

3 Parametrisierung und Klassifizierung der Erosionseigenschaften

Klassischerweise werden die Erosionsraten $\dot{\varepsilon}$ den berechneten Wandschubspannungen gegenübergestellt. Der sich so ergebende Zusammenhang zwischen Erosionsrate und Wandschubspannung wird häufig als linear angenommen und geht von einem kritischen Grenzwert der Wandschubspannung τ_c aus [Meh14]. Erst wenn die anliegende Wandschubspannung diesen Grenzwert überschreitet, kommt es zur Erosion, wobei dann wiederum nur der überschüssige Anteil Erosion verursacht. Des Weiteren wird ein linearer Verlauf von überschüssiger Wandschubspannung und Erosionsrate angenommen (Gl. 13).

$$\dot{\varepsilon} = M_E[\tau_b - \tau_c] \quad (13)$$

Dieser Zusammenhang kann auch auf die Berechnungsergebnisse des HET angewendet werden (siehe Abschnitt 3.2). Da bei geotechnischen Anwendung bisher jedoch die Erosionsparameter nur selten für eine direkte Bemessung im Sinne einer Gegenüberstellung von Einwirkungen und Widerständen verwendet wurden, haben sich zwei einfachere Klassifizierungssysteme etabliert.

3.1 Indexgestützte Bewertungsverfahren

HET-Index

Wan und Fell [WF02] schlagen eine Klassifizierung der Erosionseigenschaften eines Bodens anhand eines Erosionsindex I_{HET} vor (siehe Tabelle 2). Er stellt den negativen Logarithmus des Erosionskoeffizienten M_E dar (Gl. 14) und wird in sechs Kategorien von extrem schnell bis extrem langsam erodierend eingeteilt.

$$I_{HET} = -\log(M_E) \quad (14)$$

Tabelle 2: Erosionsklassifizierung nach [WF02].

Erosionsklasse	I_{HET} -Index	Beschreibung
1	< 2	sehr schnell
2	2 - 3	schnell
3	3 - 4	eher schnell
4	4 - 5	eher langsam
5	5 - 6	langsam
6	> 6	sehr langsam

Erosionsdiagramm

Ein ähnliches Vorgehen verfolgt Briaud [Bri17] und schlägt eine Klassifizierung mithilfe eines Erosionsdiagrammes (siehe Abbildung 8) vor. Dieses beinhaltet ebenso wie der HET-Index sechs verschiedene Klassen von sehr stark bis gar nicht erodierbar. Neben der hier gewählten Variante mit den Wandschubspannungen als Einwirkung, können die Geschwindigkeiten als Einwirkungen dargestellt werden. In Abbildung 7 ist beispielhaft ein HET-Ergebnis mit dem Berechnungsverfahren (Gl. 8 und Gl. 9) und mit dem hier vorgestellten Berechnungsverfahren (Gl. 11 und Gl. 12) im Erosionsdiagramm dargestellt. Es zeigt sich eindeutig, dass das neue Berechnungsverfahren für die wirksamen Wandschubspannungen gegenüber dem alten Verfahren auf der sicheren Seite liegt und es kann mit dem alten Verfahren sogar zu einer falschen, auf der unsicheren Seite liegenden Klassifizierung des Bodens kommen.

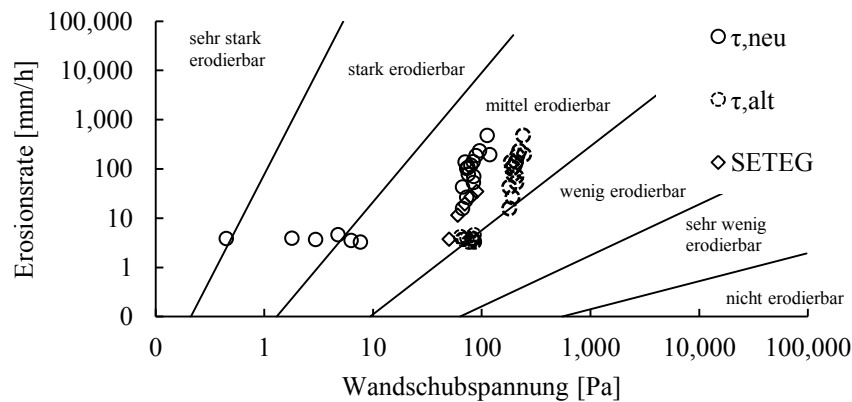


Abbildung 8: Erosionsdiagramm nach [Bri17].

Es liegt auf der Hand, dass die Ergebnisse des HET nur dann sinnvoll auszuwerten sind, wenn die Wandschubspannungen über der kritischen Wandschubspannung liegen. Sind die Wandschubspannungen nicht groß genug, kann es aufgrund der stochastischen Verteilung der Strömungsgrößen zwar zu geringer Erosion kommen, der linear ansteigende Abschnitt der Erosionsraten-Wandschubspannungs-Beziehung wird jedoch nicht erreicht. Ist dies der Fall, kann weder eine sinnvolle Auswertung mit dem HET-Index, noch eine sinnvolle Einteilung im Erosionsdiagramm erfolgen.

3.2 Parametergestützte Bewertungsverfahren

Die Verwendung von indexgestützten Bewertungssystemen ist zwar einfach und übersichtlich, ermöglicht aber keine direkte Bemessung eines Bodens bzgl. seiner Erosionsstabilität. Aufgrund der aufgezeigten Probleme und Unsicherheiten bei der

Berechnung der wirksamen Wandschubspannung ist dies bisher sicherlich auch nicht zuverlässig möglich gewesen. Im Folgenden werden die kritische Wandschubspannung und die kritische Geschwindigkeit als mögliche Parameter zur Bemessung eines Bodens diskutiert.

Kritische Schubspannung

Die Auswertung von Schubspannung und Erosionsrate erfolgt üblicherweise für den Zeitabschnitt, in dem die Erosion bzw. die Durchmessererweiterung beschleunigt. Wie sich in Versuchen der Bundesanstalt für Wasserbau gezeigt hat, nimmt jedoch der hydraulische Gesamtwiderstand der Probe mit der Zeit ab, vor allem bei Versuchsaufbauten mit großen Durchflüssen, und diese Vorgehensweise führt zu keinem klaren Versuchsergebnis. Es kann zu abnehmenden Schubspannungen trotz zunehmender Erosionsraten kommen. Grund dafür ist die Veränderung der einzelnen Widerstandskomponenten. Ein- und Auslaufverlust sowie Gesamtwiderstand im inneren der Probe verändern sich zu Versuchsbeginn sehr stark. Erst mit Erreichen eines stabilen Zustandes (wenig veränderlicher Krümmungsradius am Eingang und gleichmäßige Rauigkeit im inneren der Probe), liegt ein Zustand vor, der trotz veränderlichem hydraulischen Gefälle sinnvoll auszuwerten ist. Entsprechend sind die Schubspannungen, die notwendig sind um initiale Erosion zu erzeugen deutlich größer, als die Schubspannungen, bis zu denen im weiteren Versuchsverlauf Erosion zu beobachten ist. Dies liegt ebenfalls an den sich verändernden Formrauigkeiten, die den Gesamtwiderstand der Probeninnenwandung signifikant erhöhen. Aus diesem Grund empfiehlt es sich, die Auswertung auf den abklingenden Abschnitt der Erosionsratenentwicklung zu beziehen. Hierbei liegen sowohl Rauigkeitsverhältnisse vor, die sich in natura einstellen können und die kritischen Geschwindigkeiten bzw. Schubspannung sind geringer als auf dem ansteigenden Ast und liegen somit auf der sicheren Seite.

In Abbildung 9 ist beispielhaft ein Versuchsergebnis eines HET dargestellt. Über eine lineare Regression lässt sich die kritische Schubspannung [$\tau(\dot{\epsilon}) = 0$] berechnen. Die Güte der so berechneten kritischen Schubspannung und der Beziehung von Schubspannung und Erosionsrate soll in zukünftigen Versuchsreihen überprüft werden.

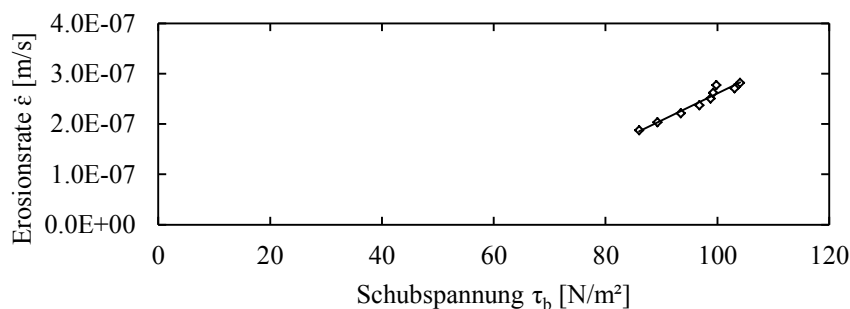


Abbildung 9: Zusammenhang zwischen Erosionsrate und Schubspannung.

Kritische Geschwindigkeit

Mit einer höheren Genauigkeit lässt sich die Geschwindigkeit berechnen, bei welcher der Erosionsprozess zum Erliegen kommt und welche entsprechend als kritische Geschwindigkeit für den Erosionsbeginn betrachtet werden kann. Dieser Wert, der aus der dynamischen Geschwindigkeitshöhe nach Gl. 15 berechnet werden kann, kann über den finalen Durchmesser und den Durchfluss verifiziert.

$$\bar{v}(t) = c_v \cdot c_p \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h v_i} \quad (15)$$

In Gl. 15 stellt c_p einen gerätespezifischer Staufaktor und c_v einen geschwindigkeitsabhängigen Kalibrierungsfaktor dar. Da es bei stark turbulenten Verhältnissen zu starken Schwankungen der gemessenen Geschwindigkeit kommen kann, ist auch eine ausschließliche Auswertung der Geschwindigkeit über Durchfluss und Durchmesser möglich. Die kritische Geschwindigkeit ermöglicht außerdem eine einfachere Möglichkeit der Bemessung von Dichtungstonen, da auftretende Geschwindigkeiten bei bekannten Baugrund- und Grundwasserverhältnissen deutlich einfacher berechnet werden können als Schubspannungen. Grund dafür ist die Unabhängigkeit der Berechnung von Rauigkeitsbeiwerten.

Als maßgebende Widerstandsgröße für eine Bemessung wird daher, anders als bisher üblich, die kritische Strömungsgeschwindigkeit empfohlen. Zwar ist die tatsächliche Geschwindigkeit am Übergang zwischen Boden und Wasser Null, jedoch kann von einem stark ansteigenden logarithmischen Geschwindigkeitsprofil und einer sehr gleichmäßigen Strömungsverteilung im Querschnitt ausgegangen werden, da die Strömung voll turbulent ist (Reynoldszahl $Re \gg 2500$). Des Weiteren ist der Durchströmungsquerschnitt so klein, dass sich keine größeren Wirbelstrukturen ausbilden können. Die kritische Geschwindigkeit bietet also eine deutlich einfachere und präzisere Möglichkeit einen Boden hinsichtlich seiner kritischen Belastung zu bemessen.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Um die Erosionseigenschaften von Dichtungstonen reproduzierbar und quantitativ auswertbar zu ermitteln, wurde der Pinhole-Versuch der Bundesanstalt für Wasserbau, welcher in der RPW [RPW15] beschrieben ist, weiterentwickelt. Die Analyse der bis jetzt verwendeten Auswerteverfahren [WF02, Lim06, Lue11] hat gezeigt, dass vor allem die Vernachlässigung von Ein- und Ausgangsverlusten zu fehlerhaften Berechnungen der wirksamen Schubspannungen führt. Des Weiteren führt eine Auswertung der Versuche in der Beschleunigungsphase der Erosion aufgrund der sich verändernden hydraulischen Verluste (Ein- und Ausgangsverlust sowie veränderlicher Gesamtwiderstand in der Probe) zu einer, auf der unsicheren Seite liegenden, Überschätzung der kritischen Schubspannung bzw. der kritischen Geschwindigkeit. Daher ist es empfehlenswert, die Auswertung in der abklingenden Phase des Erosionsprozesses durchzuführen.

Darüber hinaus ist die Bestimmung der Erosionsrate mit erheblichen Ungenauigkeiten behaftet, was wiederum zu einer ungenauen Bestimmung der kritischen Schubspannung führt. Dahingegen kann die kritische Geschwindigkeit über zwei Verfahren ermittelt (Messung der dynamischen Druckhöhe, Kontinuitätsgleichung) und die Unsicherheit des Messwertes dadurch reduziert werden kann. Die kritische Geschwindigkeit eignet sich entsprechend deutlich besser zur Beurteilung eines Dichtungstones und anderer Erdstoffe hinsichtlich ihrer Erosionsgefährdung.

Anhand von Messungen an nicht erodierbaren Proben konnten die Ein- und Ausgangsverlustbeiwerte bestimmt bzw. bestätigt werden und eine Berechnungsmethode für den, tatsächlich in Wandschubspannung übergehenden, hydraulischen Verlust entwickelt werden. Die Güte der so gewonnen Schubspannungs-Erosionsraten-Beziehung sowie der kritischen Schubspannung und der kritischen Geschwindigkeit wird nun in Versuchsreihen mit verschiedenen Böden sowie mithilfe von vergleichenden Erosionsversuchen in einem Erosionsgerinne bestimmt. Dabei sollen Böden verschiedener Festigkeit und Körnungslinien untersucht werden. Ebenfalls soll das Probenherstellverfahren überprüft und gegebenenfalls angepasst werden.

Die einwirkenden Kräfte, in Form von auftretenden Geschwindigkeiten in einer Fehlstelle einer Kanaldichtung, sollen anhand von numerischen und analytischen Betrachtungen ermittelt werden. Anschließend soll dann ein Bemessungskonzept erarbeitet werden, welches die maßgebenden Widerstände aus den Ergebnissen eines HET, den berechneten Einwirkungen gegenüberstellt.

Literatur

- [Ast93] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Identification and Classification of Dispersive Soils by the Pinhole Test*, ASTM D4647(1993)
- [Bol07] BOLLRICH, Gerhard. *Technische Hydromechanik*, Berlin Huss-Medien, 2007
- [Bon13] BONELLI, Stéphane. *Erosion in geomechanics applied to dams and levees*, London ISTE Ltd. 2013
- [BB08] BONELLI, Stéphane ; Brivois, Olivier. *The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop*, In: Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomechanics 32(2008), Nr. 13, S. 1573-1595
- [Bri17] BRIAUD, Jean-Louis ; Govindasamy, Anand V. ; Shafii, Iman. *Erosion Charts for Selected Geomaterials*, In: J. Geotech. Geoenviron. Eng. 143(2017) , Nr. 10, S. 04017072-1 – 04017072-13

- [EAO02] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU. *Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen*, 2002
- [Lim06] LIM, Seok San. *Experimental investigation of erosion in variably saturated clay soils*, University of New South Wales. School of civil and Environmental Engineering, Dissertation, 2006
- [Lue11] LUETHI, Marcel. *A modified Hole Erosion Test (HET-P) to study erosion characteristics of soil*, University of British Columbia, Vancouver, Masterthesis, 2011
- [Mar11] MAROT, Didier ; Regazzoni, Pierre-Louis ; Wahl, Tony. *Energy-Based Method for Providing Soil Surface Erodibility Rankings*, In: J. Geotech. Geoenviron. Eng. 137(2011), Nr. 12, S. 1290-1293
- [Meh14] Mehta, Ashish J. *An introduction to hydraulics of fine sediment transport*, Singapore: World Scientific, 2014
- [RPW15] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU. *Prüfung von mineralischen Weichdichtungen und deren Einbauverfahren im Verkehrswasserbau (RPW)*, 2015
- [RJ15] ŘIHA, Jaromír ; Jandora, Jan. *Pressure conditions in the hole erosion test*, In: Can. Geotech. J. 52(2015), Nr. 1, S. 114-119
- [Sch94] SCHROEDER, Ralph C.M. *Technische Hydraulik. Kompendium für den Wasserbau*, Berlin, Heidelberg: Springer, 1994
- [WF02] WAN, Chi Fai ; Fell, Robin. *Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test*, University of New South Wales, Report, 2002

Beurteilung der Verflüssigungsneigung grobkörniger Böden

Božana Bačić, Ivo Herle

Technische Universität Dresden, Institut für Geotechnik, Professur für Bodenmechanik und Grundbau

Laboruntersuchungen zur Bodenverflüssigung wurden meist mittels undrainierter zyklischer Triaxialversuche durchgeführt. Diese sind kompliziert und zeitaufwendig. Der Probeneinbau und die zuverlässige Erfassung von Messgrößen stellen sehr hohe Anforderungen dar, die nur wenige Labore erfüllen können. Das Ziel dieser Forschung ist die Beurteilung des Verflüssigungspotentials grobkörniger Böden anhand einer einfachen Methode. Diese Methode ermöglicht einen schnellen Probeneinbau und eine anschließende Untersuchung des Porenwasserdruckaufbaus während zyklischer Scherung innerhalb kurzer Zeit. Das neue experimentelle Verfahren wurde in ersten Versuchen validiert, welche den Aufbau des Porenwasserdrucks und Reproduzierbarkeit bestätigt haben. Es wurde bestätigt, dass der Aufbau des Porenwasserdrucks von der Anfangsdichte abhängt. Beim Vergleich verschiedener Böden wird gezeigt, dass das Verflüssigungspotential von den granulometrischen Eigenschaften des Bodens (z.B. Korngrößenverteilung) abhängig ist. Ziel der weiteren Untersuchungen ist es, die Neigung zur Verflüssigung zu bewerten und auf unterschiedliche granulometrische Eigenschaften zu beziehen.

1 Einleitung

Das mechanische Verhalten sandiger Böden ist insbesondere von Druck und Lagerungsdichte abhängig. Lockere Böden werden infolge einer Scherbeanspruchung verdichtet während in den dichten Böden eine Auflockerung entsteht. Die Verdichtung wassergesättigter, lockerer Böden kann nur durch das Ausdrücken des Porenwassers stattfinden. In Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit und der Bodendurchlässigkeit entstehen Porenwasserüberdrücke bzw. -unterdrücke. Diese können den Betrag der effektiven Spannungen bei gleich bleibenden totalen Spannungen verändern. Da die Steifigkeit des Bodens von den effektiven Spannungen abhängig ist, kann sie von den entstandenen Porenwasserdrücken beeinflusst werden. Wenn die effek-

tive Spannungen (Korn-zu-Korn-Spannungen) sehr gering werden, weist der Boden keine Steifigkeit mehr auf und verhält sich wie eine Flüssigkeit. Man spricht von einer Bodenverflüssigung. Die höchste Neigung zur Verflüssigung haben sandige und rundkörnige Böden ([BAS⁺11]). Dabei können sehr große Bodenbewegungen entstehen, die durch katastrophale Auswirkungen auf die Infrastruktur und Menschen begleitet werden ([Ham14]).

Laboruntersuchungen der Tendenz zur Bodenverflüssigung werden üblicherweise mittels zyklischer Triaxialversuche durchgeführt ([Kra96], [Ish93], [Cas69], [IY72]). Die Untersuchungen in Triaxialversuchen sind aufwendig und langwierig. Der Probeneinbau und die zuverlässige Erfassung von Messgrößen stellen sehr hohe Anforderungen dar, die nur wenige spezialisierte Labore erfüllen können. Darüber hinaus lassen sich manche Einflussfaktoren in Triaxialversuchen kaum bzw. nur in Spezialfällen untersuchen. Es ist bisher kaum möglich die Verflüssigungsneigung verschiedener Sande schnell zu überprüfen und für unterschiedliche Zustände miteinander zu vergleichen.

Ein Verfahren zur schnellen und einfachen Untersuchung der Verflüssigungsneigung wurde am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden entwickelt. Von den ursprünglichen Modellversuchen ist eine Art Identifikationsversuch entstanden. Es wurden mehrere Änderungen des ersten Versuchsstandes ([SH14], [HS14]) vorgenommen und dieser ist immer noch in der Entwicklung. Dabei ist im Vergleich zum Triaxialversuch ein einfacherer Versuchsaufbau vorhanden. Die Herstellung der Bodenproben ist relativ unempfindlich. Gleichzeitig werden die Versuchsergebnisse schnell geliefert. Bei dem Versuch wird ein lockeres, wassergesättigtes Bodenvolumen in eine Membran eingebaut. Nach Erhöhung der effektiven Spannungen durch Unterdruck, wird die Probe in horizontaler Richtung zyklisch beansprucht. Um den Aufbau der Porenwasserdrücke zu ermöglichen, wird der Versuch in undrainierten Bedingungen durchgeführt. Während des Versuchs werden die Porenwasserdrücke gemessen und anschließend ausgewertet.

In einer ersten Versuchsreihe wurde ein Boden mit verschiedenen Anfangsdichten untersucht. Dabei konnte gezeigt werden, dass die Verflüssigungsneigung von der Dichte des Bodens abhängt. Eine wichtige Rolle bei der Verflüssigungsneigung spielt die Bodenstruktur ([MSC⁺77]). Beim Vergleich verschiedener Böden wurde gezeigt, dass das Verflüssigungspotential von der durch den Einbau erzeugten Bodenstruktur abhängt.

Das neue Verfahren soll seine Anwendung als ein Identifikationsversuch in der schnellen Beurteilung des Verflüssigungspotentials finden. Es ist zu erwarten, dass die weiteren Versuche eine starke Abhängigkeit des Verflüssigungspotentials von granulometrischen Eigenschaften wie Korngröße und -form zeigen. Somit sollte auch möglich sein, anhand der Versuchsergebnisse auf die Korneigenschaften schließen zu können.

2 Identifikationsversuche

2.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Der Versuchsaufbau des Identifikationsversuchs kann Abbildung 1 entnommen werden. Der Stand mit der Bodenprobe ist auf eine Waage gesetzt, um die Masse des Wassers in der Probe zu bestimmen. Diese Masse wird bei der Auswertung für die Bestimmung des Wassergehaltes und des Sättigungsgrades verwendet.

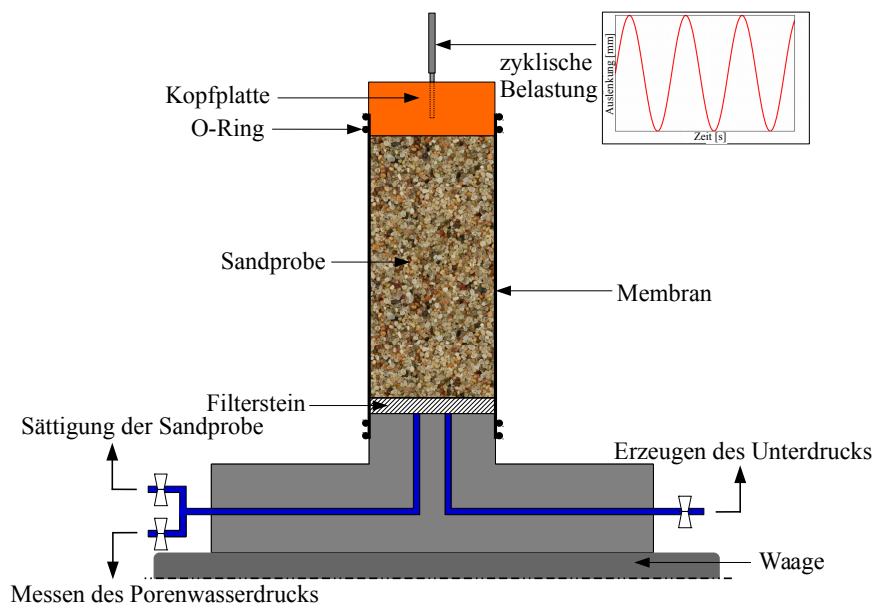


Abbildung 1: Skizze des Versuchsaufbaus im Identifikationsversuch

Im ersten Schritt wird die Bodenprobe mit einem Trichter im lockeren Zustand in eine Membran eingebaut. Anschließend erfolgt eine langsame Sättigung der Bodenprobe von unten nach oben. Danach wird ein Unterdruck (negativer Porenwasserdruck) durch das Saugen des Wassers in der Probe angelegt. Die äußere Belastung (totale Spannung - p) entspricht in diesem Fall dem relativen Luftdruck. Da die totale Spannung gleich Null ist, wird der Betrag der effektiven Spannung (p') um den Wert des negativen Porenwasserdrucks (u) erhöht. Die erhöhte effektive Spannung (Druckspannung positiv) kann analog zu Gleichung 1 bestimmt werden.

$$p = p' + u = 0 \text{ kPa} \quad \rightarrow \quad p' = -u > 0 \text{ kPa} \quad (1)$$

Letztlich wird die Probe unter undrainierten Bedingungen am Kopf in der horizontalen Richtung zyklisch belastet. Somit entsteht eine direkte Scherbelastung. Diese zyklische Belastung erfolgt unter einer definierten Frequenz und Belastungsamplitude. Die Beanspruchung der Probe ist mechanisch und erfolgt durch einen Elektromotor. Die Art der Belastungseinrichtung entspricht dem Mechanismus einer Schubkurbel. Dabei wird eine Drehbewegung in eine Schubbewegung umgeformt. Dadurch ist die konstante Belastungsamplitude gesichert. Die Verschiebungen werden berührungslos mittels eines Lasers gemessen.

Der Kontakt zwischen der Kopfplatte der Bodenprobe und der Belastungseinheit wird mithilfe eines Elektromagneten hergestellt. Die Kopfplatte ist durch eine geschliffene Ankerplatte mit dem Elektromagnet verbunden. Um die Messung der Probensetzung zu ermöglichen, wurde ein Lineallager aus Kunststoff in die Kopfplatte eingebaut. Die Ankerplatte wird in den Lineallager spielfrei eingeführt. Während des Versuchs werden der ansteigende Porenwasserdruck in der Probe und der Luftdruck gemessen und ausgewertet.

2.2 Versuchsböden

Für die ersten Versuche zur Untersuchung der Verflüssigungsneigung wurden vier verschiedene fein- bis grobkörnige Sande ausgewählt. Die Korngrößenverteilungen der verwendeten Sande sind in Abbildung 2 dargestellt.

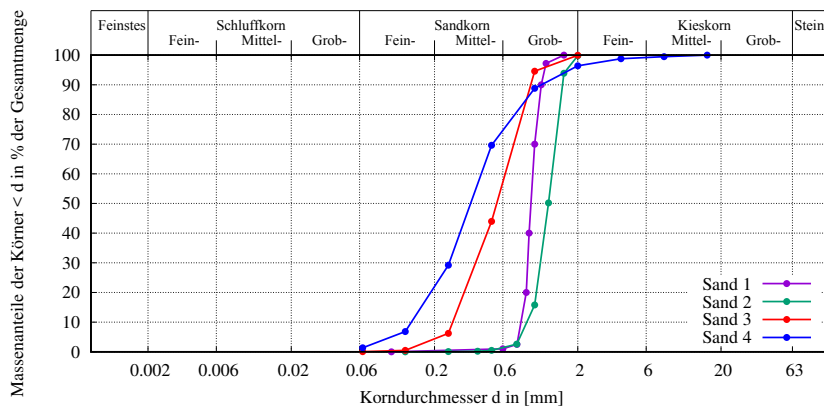


Abbildung 2: Korngrößenverteilung der in den Identifikationsversuchen verwendeten Sande

Alle Sande sind enggestuft klassifiziert ($C_u < 6$). Sand 1 und Sand 2 haben sehr ähnliche Korngrößenverteilungen und beide können als grobkörnige Sande bezeichnet werden. Sand 2 ist etwas grobkörniger als Sand 1. Dies kann aus der KGV Kurve

entnommen werden und wurde mit dem höheren Schüttwinkel beim Sand 2 bestätigt. Aus diesem Grund wird das ähnliche Verhalten dieser Sande beim Versuch erwartet. Sand 3 und Sand 4 sind mittelkörnige Sande. Beim Sand 4 sind in kleinen Mengen Kieskörner vorhanden was auch durch höheren Schüttwinkel beim Sand 4 bestätigt wird. Bei diesem Sand ist wichtig zu erwähnen, dass die Körner mit $d > 4,0$ mm, aus technischen Gründen nicht eingebaut wurden.

Für diese Sande wurde die Bestimmung der Kornform für die Fraktionen $0,5 \text{ mm} \leq d \leq 1,0 \text{ mm}$ und $1,0 \text{ mm} \leq d \leq 2,0 \text{ mm}$ durchgeführt. Die gescannte Bilder von den Körnern wurden mit der Software *ImageJ* ausgewertet. Die bestimmte Kornform ist durch Rundungskoeffizient *RK* (eng. *circularity*) dargestellt. Rundungskoeffizient hat den Wert Null für zunehmend längliche Körner und den Wert Eins für den perfekten Kreis. Weitere Parameter der untersuchten Sand sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Parameter der in den Identifikationsversuchen verwendeten Sande

Sand	φ [°]	e_{min} [-]	e_{max} [-]	ρ_s [-]	RK [-]
1	30,00	0,579	0,865	2,650	0,77
2	34,13	0,622	0,918	2,636	0,75
3	32,68	0,417	0,713	2,639	0,81
4	35,11	0,412	0,921	2,643	0,77

2.3 Ergebnisse und Auswertung

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse wurde die Anzahl der Zyklen (N) betrachtet, welche für die Abnahme der effektiven Spannung um 20 kPa nötig ist. Nach der Feststellung der Reproduzierbarkeit der Versuche wurden zwei Einflüsse auf Bodenverflüssigung untersucht: Einbaudichte und die durch Probeneinbau erzeugte Bodenstruktur.

In der ersten Versuchsreihe wurden die Versuchsbedingungen konstant gehalten, um vergleichbare Ergebnisse zu bekommen. Dazu zählen Frequenz (f) und Amplitude (A) bei der Probenbelastung, effektive Spannung zum Versuchsbeginn (p'_0) und -ende (p'_E), Dicke der Membran (D_m) sowie die Probengeometrie (D, H).

In ersten Versuchen wurden die Bodenproben bei der niedrigen effektiven Spannung untersucht ($p'_0 = 30$ kPa). Jeder Versuch wurde bei der effektiven Spannung von $p'_E = 10$ kPa beendet. Die Frequenz der Probenbelastung wurde mit 1 Hz gewählt. Es wurde davon ausgegangen, dass die Trägheitseffekte, welche bei dieser Frequenz auftreten, vernachlässigbar sind. Dieser Einfluss der Frequenz wird durch zukünftige Untersuchungen detaillierter überprüft. Aufgrund der niedrigen Frequenz werden die Proben quasi-statisch und nicht dynamisch beansprucht ([Wic05]). Durch die quasi-statische Belastung der Bodenproben sind die Verflüssigungseffekte besser erkennbar und vergleichbar. Eine Amplitude von $4,6 \text{ mm} \pm 2\%$ wurde für die Versuche gewählt. Da es

sich im Versuch um eine niedrige effektive Spannung handelt, ist der Einfluss der Steifigkeit der Membran nicht zu vernachlässigen. Um diesen Einfluss gleich zu halten, wurden alle Versuche mit Membranen der gleichen Stärke durchgeführt. Die Geometrie der untersuchten Bodenproben wurde konstant gehalten in allen Versuchen und betrug $D/H = 50,0/100,0$ mm.

Die Versuchsbedingungen sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Bedingungen in Identifikationsversuchen

Versuchs- bedingung	σ'_0 [kPa]	σ'_E [kPa]	f [Hz]	A [mm]	D_m [mm]	D [mm]	H [mm]
	30,0	10,0	1,0	$4,6 \pm 2\%$	0,3	50,0	100,0

Reproduzierbarkeit der Ergebnisse

In Abbildung 3 sind die in den Identifikationsversuchen gemessenen Porenwasserdrücke dargestellt. Es wurde die Anzahl der Zyklen betrachtet, welche für die Zunahme des Porenwasserdrucks um 20 kPa benötigt wird. Es zeigt sich, dass die gemessenen Porenwasserdrücke reproduzierbar sind, da immer ähnliche Anzahl der Zyklen für definierte Porenwasserdruckänderungen bestimmt wurde. Anhand der Ergebnisse, kann die Bandbreite bestimmt werden, in welcher die Streuung der Ergebnisse zu berücksichtigen ist. Bei der Betrachtung der gemessenen Porenwasserdrücke bei 50 Zyklen wurde festgestellt, dass die Bandbreite der Ergebnisse bei 10% liegt.

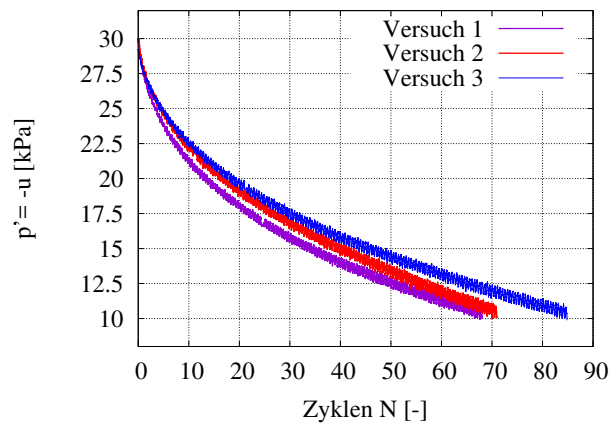


Abbildung 3: Entwicklung des Porenwasserdrucks in Reproduzierbarkeitsversuchen

In Tabelle 3 sind die Lagerungsdichten, Sättigungsgrade und Anzahl der Zyklen in jeweiligen Versuchen zusammengefasst.

Tabelle 3: Lagerungsdichten, Sättigungsgrade und Anzahl der Zyklen in Reproduzierbarkeitsversuchen

Versuch	bezogene Lagerungsdichte I_{D0} [-]	Sättigungsgrad S_r [%]	Anzahl der Zyklen N [-]
1	0,431	91,0	68
2	0,411	89,7	71
3	0,439	88,0	85

Einfluss der Einbaudichte

Die Abhängigkeit des Verflüssigungspotentials von der Einbaudichte wurde am Sand 1 überprüft. Es wurden vier Versuche mit unterschiedlichen Einbaudichten durchgeführt. Da die Verflüssigung in wassergesättigten Böden auftritt, spielt der Sättigungsgrad eine wichtige Rolle bei der Bestimmung des Verflüssigungspotentials. Es wurde eine sehr langsame Sättigungsgeschwindigkeit gewählt um einen hohen Sättigungsgrad zu erreichen. Es wird davon ausgegangen, dass bei $S_r > 80\%$ die Lufteinschlüsse nur als individuelle Gasblasen vorhanden sind, und nicht als eine kontinuierliche Phase ([KTI09]). In jedem Versuch wurde der Sättigungsgrad anhand der gemessenen Masse des Wassers in der Probe bestimmt.

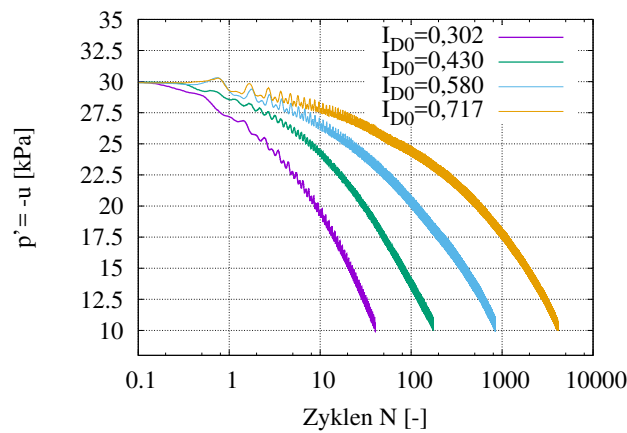


Abbildung 4: Abnahme der effektiven Spannung bei unterschiedlichen Einbaudichten

In Abbildung 4 sind die Ergebnisse dieser Untersuchung abgebildet. Die dargestellte Zyklen stellen die nötige Zyklen für eine Zunahme des PWDs um 20 kPa dar. Die Versuche zeigen deutlich, dass die Zunahme des Porenwasserdrucks bzw. Abnahme der effektiven Spannung ($u \rightarrow 0, p' \rightarrow 0$) von der Dichte des Bodens abhängt. In Tabelle 4 sind die bezogenen Lagerungsdichten und die Sättigungsgrade zum Versuchsbeginn sowie die Anzahl der Zyklen in den jeweiligen Versuchen dargestellt.

Tabelle 4: Bezogene Lagerungsdichten, Sättigungsgrade und Anzahl der Zyklen in Versuchen am Sand 1

Versuch	bezogene Lagerungsdichte I_{D0} [-]	Sättigungsgrad S_r [%]	Anzahl der Zyklen N [-]
1	0,302	87,3	40
2	0,430	85,7	175
3	0,580	90,1	842
4	0,717	90,6	4089

Die Bodenproben mit den höheren Anfangsdichten mussten mit mehreren Zyklen belastet werden, um den definierten Porenwasserdruck zu erreichen. In Abbildung 5 ist dieser Trend dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Anzahl der Zyklen mit der zunehmenden Dichte exponentiell steigt.

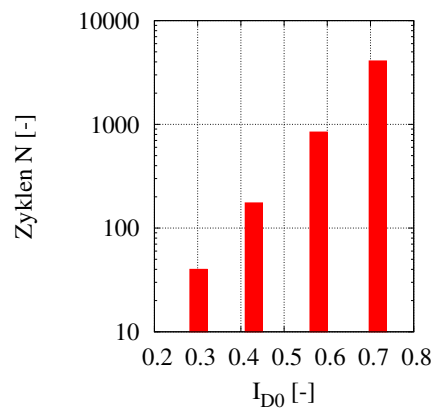


Abbildung 5: Abhängigkeit der nötigen Zyklenanzahl von der Einbaudichte in Identifikationsversuchen

Die Geschwindigkeit mit welcher sich der Porenwasserdruck in der Probe aufbaut, nimmt mit der Zunahme der Dichte des Boden ab. Diese Tendenz ist auch innerhalb eines Versuchs erkennbar. In Abbildung 6 sind die Versuchsergebnisse für die ersten 25 Zyklen dargestellt. In die Betrachtung wurden die ersten 20 Zyklen genommen. Für alle betrachtete Dichten ist festzustellen, dass die Zunahme des Porenwasserdrucks in den ersten fünf Zyklen gleich groß ist, wie in den restlichen 15 Zyklen.

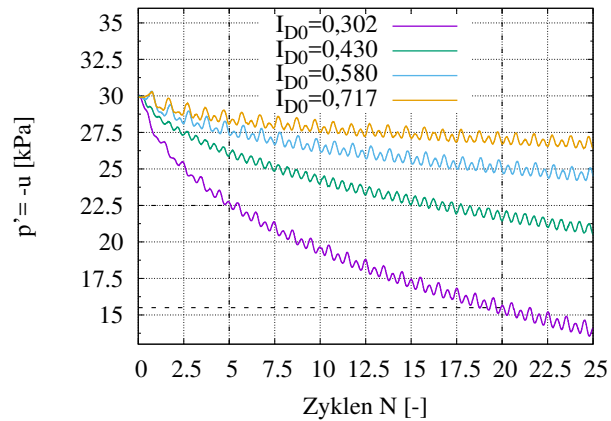


Abbildung 6: Abnahme der effektiven Spannung bei unterschiedlichen Einbaudichten innerhalb der ersten 25 Zyklen

Einfluss der durch den Einbau erzeugten Bodenstruktur

Die beim Einbau erzeugte Bodenstruktur spielt eine wichtige Rolle bei der Neigung zur Bodenverflüssigung ([MSC⁺77]). Unter Bodenstruktur wird die Anordnung der Körner und die Orientierung der Kontaktebenen zwischen den Körnern beim Proben-einbau berücksichtigt. Alle vier getesteten Sande wurden auf gleicher Weise im lockeren Zustand mit einem Trichter in die Membran eingebaut, gesättigt und anschließend zyklisch belastet. So ist es möglich, das Verflüssigungspotential verschiedener Sande mit einer Struktur, die auf gleicher Weise erzeugt ist, zu vergleichen.

In Tabelle 5 sind die Lagerungsdichten und Sättigungsgrade der jeweiligen Sanden dargestellt. Beim Sand 1 und Sand 2 sind ähnliche Lagerungsdichten beim Proben-einbau erreicht worden. Diese Sande besitzen auch ähnliche Korngrößenverteilungen (Abbildung 2). Es kann davon ausgegangen werden, dass die erzeugte Bodenstruktur auch sehr ähnlich ist.

Tabelle 5: Bezogene Lagerungsdichten, Sättigungsgrade und Anzahl der Zyklen in den jeweiligen Versuchen an verschiedenen Sanden

Sand	bezogene Lagerungsdichte I_{D0} [-]	Sättigungsgrad Sr [%]	Anzahl der Zyklen N [-]
1	0,302	87,3	40
2	0,343	86,7	47
3	0,089	83,3	37
4	0,505	77,4	63

Beim Sand 3 ist eine deutlich geringere Lagerungsdichte und etwas niedriger Sättigungsgrad als beim Sand 1 und Sand 2 zu beobachten. Es ist zu erwarten, dass eine sehr lockere Lagerung zu schneller Verflüssigung führt. Auf der anderen Seite, beim Sand 4 ist eine deutlich höhere Lagerungsdichte vorhanden. Hier kann erwartet werden, dass sich der Boden etwas langsamer verflüssigt.

Trotz der erwähnten Unterschiede in der Lagerungsdichten und in der Granulometrie zeigen die Ergebnisse ein ähnliches Verflüssigungspotential bei allen Sanden. In Abbildung 7 ist eine Abnahme des Porenwasserdrucks um 20 kPa und die benötigte Anzahl der Zyklen dargestellt. Offensichtlich ist die durch den (gleichen!) Einbau erzeugte Bodenstruktur für die Verflüssigungsneigung entscheidend. Diese Struktur äußert sich dabei auch durch unterschiedliche Lagerungsdichten.

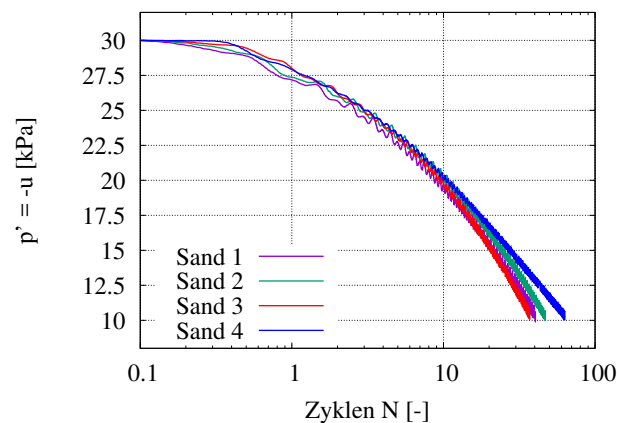


Abbildung 7: Aufbau des Porenwasserdrucks mit Belastungszyklen für verschiedene Sande

3 Zusammenfassung und Ausblick

Anhand der Ergebnisse des neuentwickelten Verfahrens zur Untersuchung der Neigung zur Verflüssigung grobkörniger Böden konnte gezeigt werden, dass es möglich ist, eine Tendenz zur Bodenverflüssigung über die Porenwasserdrücke infolge einer zyklischen Scherung zu erkennen.

Es wurden Versuche an einem Sand drei mal wiederholt, um die Versuchsreproduzierbarkeit zu überprüfen. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass die Versuche reproduzierbar sind. Vier Versuche an einem Sand mit unterschiedlichen Lagerungsdichten zum Versuchsbeginn haben bewiesen, dass die Verflüssigungsneigung von der Dichte des Bodens abhängt. Untersuchung von verschiedenen Böden, die gleich eingebaut,

gesättigt und belastet wurden, zeigten, dass durch den Einbau erzeugte Bodenstruktur einen maßgebenden Einfluss auf die Verflüssigungsneigung hat.

Das neue Verfahren ermöglicht, die Verflüssigungsneigung unter verschiedenen Bedingungen schnell zu überprüfen. Es kann nicht nur der Spannungszustand variiert werden, sondern auch die durch den Bodeneinbau erzeugte Bodenstruktur. In den zukünftigen Untersuchungen werden anderen Einflussfaktoren (z.B effektive Spannung zum Versuchsbeginn, Frequenz und Belastungsamplitude) auf Verflüssigung überprüft.

Es ist geplant ein Verflüssigungsindex (f_l) einzuführen. Der Verflüssigungsindex kann z.B. als Verhältnis der Porenwasserdruckänderung (Δu) zur effektiven Spannung zum Versuchbeginn (p'_0) definiert werden - $f_l = \frac{\Delta u}{p'_0}$. Durch den Vergleich des Verflüssigungsindex für verschiedene Böden soll es möglich sein, die Verflüssigungsneigung verschiedener Böden miteinander zu vergleichen.

Literatur

- [BAS⁺11] BELKHATIR, M ; ARAB, A ; SCHANZ, T ; MISSOUM, H ; DELLA, N: Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics. In: *Granular Matter* 13 (2011), Nr. 5, S. 599–609
- [Cas69] CASTRO, Gonzalo: Liquefaction of sands. In: *Harvard Soil Mechanics Series* 81 (1969), Nr. January 1969, S. 112
- [Ham14] HAMADA, Masanori: *Engineering for Earthquake Disaster Mitigation*. 2014
- [HS14] HERLE, Ivo ; SCHWITEILO, Erik: Bodenverflüssigung als Indexversuch. (2014)
- [Ish93] ISHIHARA, K: Liquefaction and flow failure during earthquakes. In: *Géotechnique* 43 (1993), Nr. 3, S. 351–415
- [IY72] ISHIHARA, Kenji ; YASUDA, Susumu: Sand liquefaction due to irregular excitation. In: *Soils and Foundations* 12 (1972), Nr. 4, S. 65–77
- [Kra96] KRAMER, Steven L.: *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1996
- [KTI09] KAMATA, Toshiyuki ; TSUKAMOTO, Yoshimichi ; ISHIHARA, Kenji: Undrained Shear Strength of Partially Saturated Sand in Triaxial Tests. In: *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 42 (2009), Nr. 1, S. 57–62
- [MSC⁺77] MULILIS, J P. ; SEED, H B. ; CHAN, Clarence K. ; MITCHELL, James K. ; ARULANANDAN, Kandiah: *Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction*. 1977

- [SH14] SCHWITEILO, Erik ; HERLE, Ivo: Modell- und Elementversuche zur Bodenverflüssigung. (2014)
- [Wic05] WICHTMANN, Torsten: Explizites Akkumulationsmodell für nichtbindige Böden unter zyklischer Belastung. In: *Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Bochum* 48 (2005), Nr. 3, S. 472–477

Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit der Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen

Torsten Wichtmann

Bauhaus-Universität Weimar

Der Beitrag beschreibt die Anwendung eines hochzyklischen Akkumulationsmodells zur Untersuchung des Langzeitverhaltens von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen (OWEA). Nach einer Beschreibung der Vorgehensweise bei Finite-Elemente-Berechnungen mit dem Modell werden unterschiedliche Möglichkeiten zur Ermittlung der Materialkonstanten erläutert. Die Validierung der Prognosen des Akkumulationsmodells anhand der Nachrechnung von Modellversuchen an Monopile-Gründungen mit verschiedenen Maßstäben sowie eines 1:1-Versuches an einem Prototypen einer OWEA-Flachgründung wird demonstriert. Nach der Präsentation einer FE-Parameterstudie an Monopile-Gründungen erfolgt abschließend ein Vergleich mit den Prognosen anderer Ingenieurmodelle für Monopiles.

1 Einleitung

Die Errichtung großer Offshore-Windparks in der Nord- und Ostsee ist ein wesentlicher Bestandteil der sog. Energiewende. Zahlreiche Windparks sind bereits im Betrieb, einige weitere befinden sich derzeit im Bau und ein weiterer Ausbau der Kapazitäten ist geplant. Die verschiedenen Gründungsvarianten, die für die Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) infrage kommen, sind in Abbildung 1 dargestellt. Es handelt sich um Flachgründungen (Schwergewichtsgründungen) oder Gründungen auf einem einzelnen großen Pfahl (Monopiles mit Durchmessern im Bereich 5 bis 8 m), mehreren kleineren Pfählen (Tripiles, Tripods, Jackets) oder einem oder mehreren sog. Suction Buckets. Während Flachgründungen bei geringen Wassertiefen wirtschaftlich sein können, ist der gebräuchlichste Gründungstyp für größere Wassertiefen der Monopile.

Die OWEA-Gründungen werden infolge der Einwirkungen aus Wind und Wellen hochzyklisch beansprucht. Diese Beanspruchung kann zu einer Akkumulation blei-

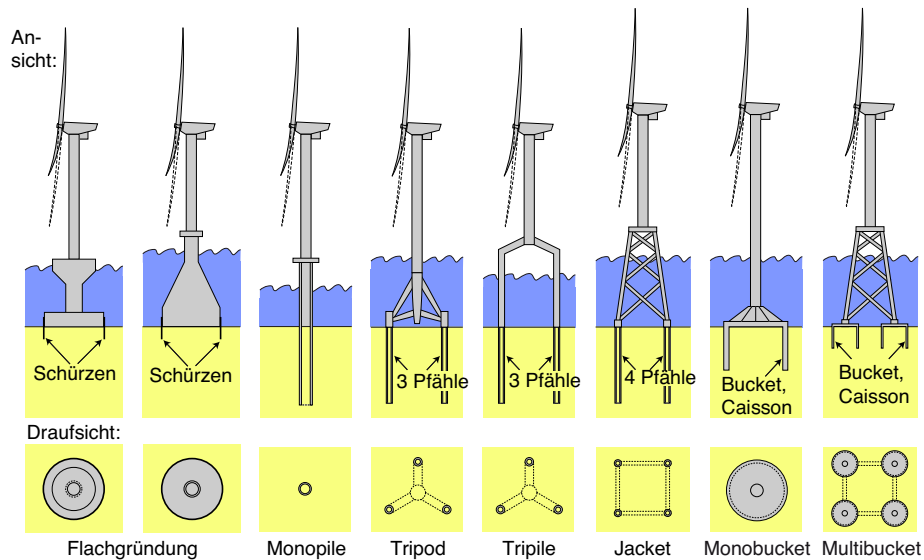


Abbildung 1: Gründungsvarianten für Offshore-Windenergieanlagen

bender Verformungen im Boden und damit zu einer Schiefstellung der Gründungen führen. Eine zu große Schiefstellung gefährdet die Gebrauchstauglichkeit der Anlagen, da der Betrieb der Turbinen nur kleine Neigungen des Turms (Neigungswinkel $\theta = 0.5^\circ - 1.0^\circ$) toleriert. Eine Übertragung der Erfahrungen von Gründungen konventioneller Offshore-Bauwerke (z.B. Ölbohrplattformen) auf die OWEA-Gründungen ist kaum möglich, da bei letzteren das Verhältnis aus den horizontal wirkenden zyklischen Lasten und dem Eigengewicht der Struktur viel größer ist. OWEA-Gründungen, die bereits seit mehreren Jahrzehnten existieren, liegen nah an der Küste und weisen deutlich geringere Abmessungen als die Anlagen in den neuen Parks auf. Die Erkenntnisse aus dem Betrieb dieser Anlagen sind daher ebenfalls nicht ohne Weiteres auf die neuen OWEA übertragbar. Generell fehlt es im Hinblick auf das Langzeitverhalten der neuen OWEA-Gründungen mit ihren ungewöhnlich großen Abmessungen unter der offshore-typischen hochzyklischen Einwirkung an Erfahrungen. Vorliegende Methoden für die Prognose von zyklisch induzierten Langzeitverformungen (z.B. API [API00]) wurden für deutlich kleinere Pfahldurchmesser ($< 1 \text{ m}$) und geringere Amplituden sowie Zyklanzahlen ($N \leq 100$) entwickelt. Die Übertragbarkeit auf die neuen OWEA-Gründungen ist daher äußerst fraglich.

Für die Prognose der Langzeitverformungen von OWEA-Monopiles wurden in den letzten Jahren verschiedene Ingenieurmodelle vorgeschlagen [AKAR08, D10, TRG11a]. Die in [D10, TRG11a] beschriebenen Methoden haben auch Eingang in den Appendix der EA Pfähle [DGG12] gefunden, auf welchen wiederum die "Richtlinien für die Zertifizierung von Windenergieanlagen" des Germanischen Lloyds [Ger12] verweisen. Die meisten dieser Modelle basieren auf Modellversuchen mit kleinem bis

mittlerem Maßstab. Eine Validierung anhand von Messungen an einem 1:1 Prototypen einer Monopile-Gründung liegt bisher für keines der Modelle vor. Daher findet sich in [Ger12] der Hinweis, dass für die Last-Verschiebungs-Beziehungen unter zyklischer Langzeitbelastung keine erprobten Methoden existieren, die als Stand der Technik angesehen werden könnten.

In diesem Beitrag wird eine Methode zur Prognose des Langzeitverhaltens von OWEA-Gründungen auf Basis eines hochzyklischen Akkumulationsmodells vorgestellt, die in den letzten Jahren am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF) des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) entwickelt wurde. Diese Methode wurde durch die Nachrechnung von Elementversuchen, Modellversuchen mit verschiedenen Maßstäben sowie Messungen an Prototypen bzw. realen Bauwerken validiert, was im Folgenden dargelegt wird. Finite-Elemente-Berechnungen mit dem Akkumulationsmodell besitzen den Vorteil, dass die gesamte Boden-Bauwerk-Interaktion unter hochzyklischer Beanspruchung untersucht werden kann (nicht nur die Verformungen). Weiterhin lassen sich auf diese Weise Prognosen für beliebige Gründungsstrukturen erstellen (siehe Abbildung 2, keine Beschränkung auf Monopile-Gründungen).

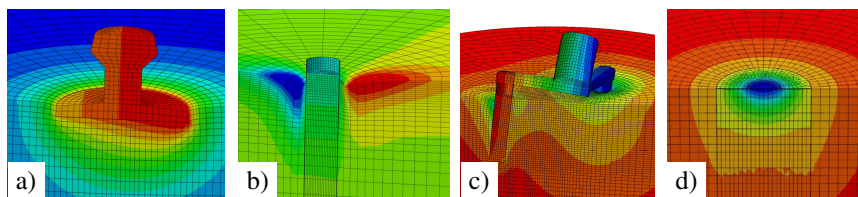


Abbildung 2: FE-Modelle für unterschiedliche Gründungstypen: a) Flachgründung, b) Monopile, c) Tripod, d) Suction bucket (jeweils auf der Symmetrieebene geschnitten)

2 Rechenstrategie

Für Untersuchungen zyklisch beanspruchter Gründungen stehen prinzipiell zwei unterschiedliche Rechenstrategien zur Verfügung. Diese sind in Abbildung 3 für eine Flachgründung dargestellt. Bei der ersten, auch *implizit* genannten Methode (Abbildung 3a) wird jeder Zyklus inkrementell mit einem geeigneten konventionellen Stoffmodell berechnet, d.h. einem Stoffmodell, das mit Spannungs- und Dehnungsraten formuliert ist (z.B. Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung). Das Stoffmodell prognostiziert die Entwicklung der Dehnung in jedem Element und damit auch die Akkumulation der Dehnung. Diese Methode impliziert zwei gravierende Nachteile: Zum einen wird die zyklische Belastung mit sehr vielen Inkrementen berechnet, wobei sich mit jedem Inkrement Fehler des Stoffgesetzes und der Numerik aufsummieren. Beispielsweise überschätzen die vorhandenen Stoffmodelle die Akkumulation der Dehnung bei größeren Zyklenanzahlen ($N > 100$) zumeist drastisch. Zum anderen ist der Rechenaufwand insbesondere bei einem komplizierten 3D-Modell sehr groß, so

dass Untersuchungen mit dieser Methode zumeist auf wenige Zyklen ($N \leq 50$) begrenzt bleiben.

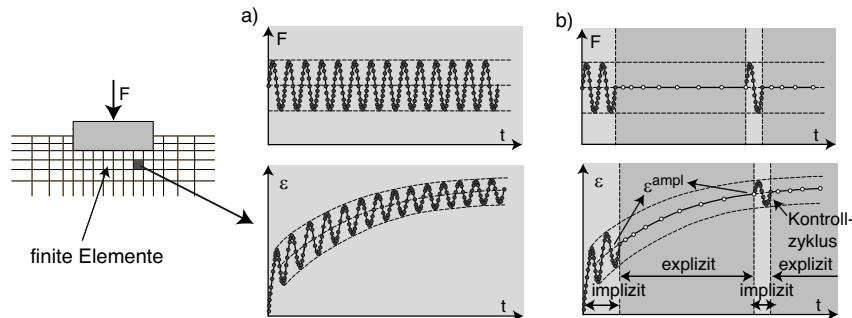


Abbildung 3: FE-Berechnung einer vertikal zyklisch beanspruchten Flachgründung: a) Rein implizite Berechnung, b) Kombination von impliziten und expliziten Berechnungsphasen unter Verwendung eines Akkumulationsmodells

Für hochzyklische Belastungen ist die in Abbildung 3b dargestellte Vorgehensweise besser geeignet. Dabei werden zunächst nur die ersten beiden Zyklen mit einem konventionellen Stoffmodell berechnet. Für die *explizite* Simulation der weiteren Zyklen kommt ein spezielles Akkumulationsmodell zur Anwendung. Dieses prognostiziert die Entwicklung der bleibenden Dehnung, ohne den Dehnungspfad während der einzelnen Zyklen zu verfolgen. Während der Berechnung mit dem Akkumulationsmodell werden die äußeren Lasten auf ihren Mittelwerten konstant gehalten. Die Verformungsakkumulation im Sand infolge zyklischer Belastung wird demnach ähnlich wie das Kriechen von Ton unter konstanter Belastung behandelt. Ein wesentlicher Eingangsparameter für das Akkumulationsmodell ist die Dehnungsamplitude ϵ^{ampl} , die für jedes Element aus dem Dehnungspfad während des zweiten konventionell berechneten Zyklus gewonnen wird. Da Dichteänderungen oder Spannungsumlagerungen das Feld der Dehnungsamplitude verändern können, ist die Einschaltung von implizit berechneten sog. Kontrollzyklen in die Berechnung gegebenenfalls sinnvoll. In diesen Kontrollzyklen wird das Feld der Dehnungsamplitude aktualisiert. Anschließend wird die explizite Berechnung mit dem Akkumulationsmodell unter Verwendung des aktualisierten Feldes der Dehnungsamplitude fortgesetzt. Simulationen unter Verwendung dieser Rechenstrategie unterliegen keinen Einschränkungen hinsichtlich der maximal zu berechnenden Zyklenanzahl. Sie erfordern jedoch ein geeignet formuliertes Akkumulationsmodell.

3 Akkumulationsmodell

Die Gleichungen des Akkumulationsmodells von Niemunis et al. [NWT05] basieren auf einer umfangreichen Parameterstudie [Wic05, WNT05] mit dränierten hochzykli-

schen Versuchen an Sand. Die Grundgleichung des Modells lautet

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E} : (\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}} - \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{pl}}) \quad (1)$$

mit der Spannungsrate $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ der effektiven Cauchy-Spannung $\boldsymbol{\sigma}$ (Druck positiv), der Dehnungsrate $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$ (Zusammendrückung positiv), der vorgegebenen Akkumulationsrate $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}}$, einer plastischen Dehnungsrate $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{pl}}$ (wird aktiviert, wenn der Spannungspfad während der expliziten Berechnungsphase die Fließfläche erreicht) und der spannungsabhängigen elastischen Steifigkeit \mathbf{E} . Der Punkt über einer Variable kennzeichnet im Kontext des Akkumulationsmodells eine Ableitung nach der Zyklenanzahl N , d.h. $\dot{\square} = \partial \square / \partial N$. In Abhängigkeit der Randbedingungen prognostiziert Gleichung (1) eine Änderung der Spannung ($\dot{\boldsymbol{\sigma}} \neq \mathbf{0}$) und / oder eine Akkumulation der Dehnung ($\dot{\boldsymbol{\epsilon}} \neq \mathbf{0}$).

Für die Akkumulationsrate $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}}$ in Gleichung (1) wird folgender multiplikativer Ansatz gewählt:

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}} = \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}} \mathbf{m} \quad (2)$$

mit der Akkumulationsrichtung $\mathbf{m} = \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}} / \|\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}}\| = (\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}})^{\rightarrow}$ (Einheitstensor, Fließregel) und der Akkumulationsintensität $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}} = \|\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}}\|$. Für \mathbf{m} wird die Fließregel des Modified Cam clay (MCC)-Modells verwendet. Die Akkumulationsintensität $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}}$ in Eq. (2) wird als Produkt von sechs Teilfunktionen berechnet:

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{\text{acc}} = f_{\text{ampl}} \dot{f}_N f_e f_p f_Y f_\pi \quad (3)$$

Jede dieser Teilfunktionen berücksichtigt separat einen Einflussparameter, nämlich die Dehnungsamplitude ϵ^{ampl} (Funktion f_{ampl}), die zyklische Vorbelastung (\dot{f}_N , unter Verwendung der Vorbelastungsvariable g^A , die die aufgebrachte Zyklenanzahl N mit der Dehnungsamplitude ϵ^{ampl} dieser Zyklen wichtet), die Porenzahl e (f_e), den mittleren Druck p^{av} (f_p), das normierte mittlere Spannungsverhältnis \bar{Y}^{av} (f_Y , $\bar{Y}^{\text{av}} = 0$ bei isotropen Spannungen, $\bar{Y}^{\text{av}} = 1$ bei einem kritischen Spannungsverhältnis) und den Einfluss von Änderungen der Richtung der Zyklen (f_π):

$$f_{\text{ampl}} = \min \left\{ \left(\frac{\epsilon^{\text{ampl}}}{10^{-4}} \right)^{C_{\text{ampl}}}; 10^{C_{\text{ampl}}} \right\} \quad (4)$$

$$\dot{f}_N = C_{N1} C_{N2} \exp \left[-\frac{g^A}{C_{N1} f_{\text{ampl}}} \right] + C_{N1} C_{N3} \quad (5)$$

$$f_e = \frac{(C_e - e)^2}{1 + e} \frac{1 + e_{\text{max}}}{(C_e - e_{\text{max}})^2} \quad (6)$$

$$f_p = \exp \left[-C_p \left(\frac{p^{\text{av}}}{100 \text{ kPa}} - 1 \right) \right] \quad (7)$$

$$f_Y = \exp(C_Y \bar{Y}^{\text{av}}) \quad (8)$$

mit den Materialkonstanten C_{ampl} , C_{N1} , C_{N2} , C_{N3} , C_e , C_p und C_Y . Für die in diesem Beitrag betrachteten zyklischen Beanspruchungen mit gleichbleibender Richtung gilt $f_\pi = 1$.

4 Kalibrierung der Materialkonstanten

Für die Kalibrierung der Parameter des Akkumulationsmodells auf experimenteller Basis [WNT10, WNT15] sind vier Reihen dräniertes zyklischer Triaxialversuche notwendig, in denen die Spannungsamplitude q^{ampl} , die Anfangslagerungsdichte I_{D0} , der mittlere Druck p^{av} und das mittlere Spannungsverhältnis $\eta^{\text{av}} = q^{\text{av}}/p^{\text{av}}$ von Versuch zu Versuch variiert werden. Die Abbildung 4 zeigt exemplarische Ergebnisse solch einer Versuchsreihe. Dargestellt ist die Entwicklung der bleibenden Dehnung ε^{acc} mit steigender Zyklusanzahl N . Die Zunahme der Intensität der Akkumulation mit steigender Amplitude, abnehmender relativer Anfangslagerungsdichte sowie steigendem mittlerem Spannungsverhältnis ist deutlich zu erkennen. Eine Variation des mittleren Druckes führt zu ähnlichen Akkumulationsverläufen, wenn das Verhältnis aus Spannungsamplitude und mittlerem Druck konstant gehalten wird (nicht dargestellt in Abbildung 4). Anhand der Versuchsergebnisse werden zunächst die Parameter C_{ampl} (Abbildung 4a), C_e (Abbildung 4b), C_p und C_Y (Abbildung 4c) ermittelt. Der gesamte Datensatz wird anschließend noch einmal zur Kalibrierung der Parameter C_{N1} , C_{N2} und C_{N3} herangezogen. Im Anschluss können die Versuche mit einem Elementtestprogramm unter Verwendung des Akkumulationsmodells nachgerechnet werden, um die Prognosequalität zu überprüfen oder einzelne Parameter zu optimieren. Die in Abbildung 4 eingetragenen blauen Kurven entstammen solchen Nachrechnungen, wobei eine gute Übereinstimmung der Modellprognose mit den Versuchsdaten festzustellen ist.

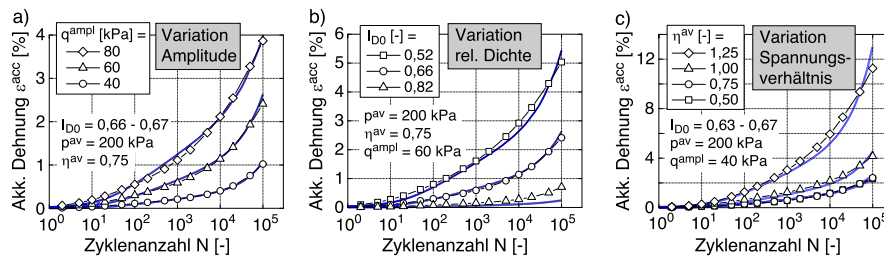


Abbildung 4: Entwicklung der akkumulierten Dehnung ε^{acc} mit der Zyklusanzahl N in Versuchen an einem Mittelsand ($d_{50} = 0.6 \text{ mm}$, $C_u = d_{60}/d_{10} = 2.5$) mit unterschiedlichen a) Spannungsamplituden q^{ampl} , b) relativen Anfangslagerungsdichten I_{D0} und c) mittleren Spannungsverhältnissen η^{av} . Die blauen Kurven stammen aus Simulationen mit dem Akkumulationsmodell unter Verwendung des optimalen Satzes von Materialkonstanten für diesen Sand.

Um den Aufwand bei der Kalibrierung des Akkumulationsmodells zu reduzieren, wurde eine vereinfachte Methode entwickelt. Auf der Basis von ca. 350 zyklischen Versuchen an 22 speziell gemischten Korngrößenverteilungskurven eines Quarzsandes wurden Korrelationen der Materialkonstanten mit den Parametern der Korngrößenverteilungskurve (mittlerer Korndurchmesser d_{50} , Ungleichförmigkeitszahl $C_u = d_{60}/d_{10}$)

bzw. leicht im Labor zu ermittelnden Indexgrößen (Porenzahl e_{\min} bei dichtester Lagerung) abgeleitet [WNT09, WNT15]:

$$C_{\text{ampl}} = 1,70 \quad (9)$$

$$C_e = 0,95 \cdot e_{\min} \quad (10)$$

$$C_p = 0,41 \cdot [1 - 0,34 \cdot (d_{50}[\text{mm}] - 0,6)] \quad (11)$$

$$C_Y = 2,60 \cdot [1 + 0,12 \cdot \ln(d_{50}[\text{mm}]/0,6)] \quad (12)$$

$$C_{N1} = 0,00120 \cdot [1 - 0,36 \cdot \ln(d_{50})] \cdot (C_u - 1,18) \quad (13)$$

$$C_{N2} = 0,0051 \cdot \exp[0,39 \cdot d_{50} + 12,3 \cdot \exp(-0,77 \cdot C_u)] \quad (14)$$

$$C_{N3} = 1,00 \cdot 10^{-4} \cdot \exp(-0,84 \cdot d_{50}) \cdot (C_u - 1,37)^{0,34} \quad (15)$$

Eine Ermittlung sämtlicher Parameter auf Basis der Gleichungen (9) bis (15) ist allerdings nur für grobe Abschätzungen geeignet, da die Korrelationen streng genommen nur für rundkantigen reinen Quarzsand gelten. Als Mindeststandard wird empfohlen, die Parameter C_{ampl} , C_e , C_p und C_Y anhand der Gleichungen (9) bis (12) abzuschätzen und die Konstanten C_{N1} bis C_{N3} , die im Wesentlichen die Größenordnung der Akkumulationsintensität bestimmen, aus einem einzelnen zyklischen Versuch zu ermitteln.

5 Validierung durch Nachrechnung von Modell- und Prototypversuchen

Durch die erfolgreiche Nachrechnung der Laborversuche (Abbildung 4) wurde das Akkumulationsmodell auf der Elementtestebene validiert. In einem nächsten Schritt wurden Modellversuche mit unterschiedlichen Maßstäben sowie ein 1:1-Versuch an einem Prototypen einer OWEA-Flachgründung nachgerechnet.

Am IBF wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche an OWEA-Flachgründungen und Monopiles durchgeführt [Zac15], wobei Karlsruher Feinsand (KFS, $d_{50} = 0,14$ mm, $C_u = 1,5$) verwendet wurde. Im Folgenden wird die Nachrechnung von vier Versuchen an horizontal zyklisch beanspruchten Monopiles präsentiert. Der Durchmesser des Pfahls (Hohlrohr) betrug 6,1 cm, die Einbindetiefe 60 cm. Die durchgezogenen Kurven in Abbildung 5b zeigen die in den vier Versuchen mit unterschiedlichen Kraftamplituden nahe der Sandoberfläche gemessenen horizontalen Pfahlverschiebungen als Funktion der Zyklenanzahl. Die gestrichelten Kurven entstammen den Simulationen unter Verwendung des in Abbildung 5a dargestellten FE-Modells. Die Abmessungen des Modells entsprechen dabei den Dimensionen des Modellversuchsbehälters. Da ausschließlich Belastungen mit einer konstanten Richtung der Zyklen betrachtet werden, konnte - wie bei allen weiteren in diesem Beitrag betrachteten Modellen - die Symmetrie des Problems ausgenutzt werden. Es wurde daher nur eine Hälfte des Pfahls mit dem umgebenden Boden modelliert. Die angesetzten Parameter des KFS für die Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung (impliziter Teil der Berechnung) und das Akkumulationsmodell (explizite Phase) wurden zuvor auf Basis monotoner und zyklischer Laborversuche ermittelt. Trotz gewisser Abweichungen bei dem einen oder

anderen Versuch kann auf der Basis von Abbildung 5b eine relativ gute Reproduktion der Modellversuchsergebnisse durch die FE-Simulationen festgestellt werden.

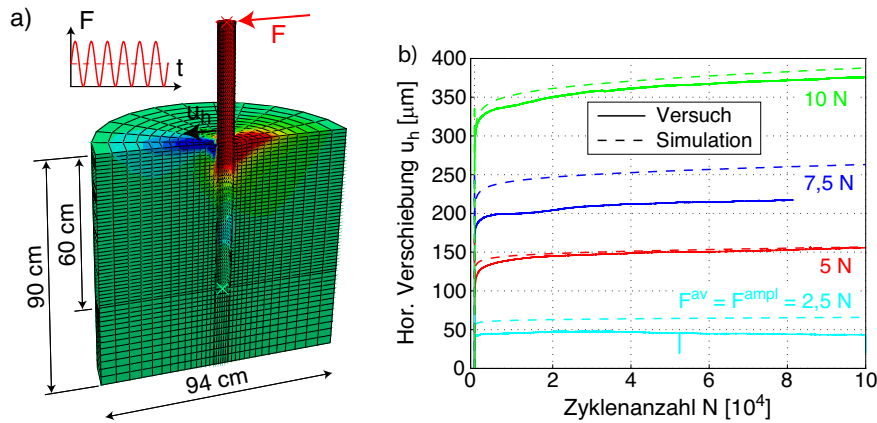


Abbildung 5: Nachrechnung der Modellversuche des IBF an Monopiles: a) FE-Modell, b) Vergleich der Horizontalverschiebungen des Pfahls nahe der Sandoberfläche aus den Modellversuchen und den FE-Simulationen (modifiziert aus [Zac15])

In einem nächsten Schritt wurden Modellversuche mit größerem Maßstab betrachtet, die in der Versuchsgrube der TU Berlin an Monopiles mit Durchmessern zwischen 14 und 41 cm sowie Einbindelängen zwischen 1,6 und 2,9 m durchgeführt wurden [TRG11b]. Die Parameter der Stoffmodelle wurden für den in den Modellversuchen verwendeten Berliner Sand ($d_{50} = 0,51$ mm, $C_u = 3$) aus umfangreichen Laborversuchsreihen am IBF ermittelt. Weiterhin wurden FE-Modelle erstellt, die auch die Details der Versuchsgrube abbilden (u.a. den seitlichen Holzverbau für die Installation von Messtechnik, siehe Abbildung 6a). Die Abbildung 6b enthält einen Vergleich der Pfahlkopfverschiebungen aus Simulation und Experiment für einen Modellversuch mit sechs aufeinander folgenden Zyklenpaketen mit unterschiedlichen Amplituden. Auch in diesem Fall kann eine akzeptable Übereinstimmung zwischen Modellversuch und FE-Nachrechnung geschlossen werden.

Als drittes Beispiel wird im Folgenden der 1:1-Versuch der Fa. Ed. Züblin AG an einem Prototypen einer aufgelösten OWEA-Flachgründung behandelt [HM12]. Einen Schnitt durch das Testfundament zeigt die Abbildung 7. Der Prototyp bestand aus zwei kreuzförmig angeordneten Spannbeton-Hohlkästen, die auf vier separaten Fundamentpratzen ruhten. Nach oben schloss ein ebenfalls aus einem Spannbeton-Querschnitt bestehender Turm an. Die Hohlkästen wurden nach der Platzierung der Gründung mit Sand verfüllt. In einer gefluteten Baugrube nahe Cuxhaven wurde das Verhalten solch einer Gründung unter einer offshore-typischen zyklischen Belastung aus Wind und Wellen untersucht. Der Baugrund und das Fundament wurden aufwändig mit Messtechnik instrumentiert. Die zyklische Belastung wurde mit Hilfe einer hydraulischen Presse als Zugkraft am Turm aufgebracht. Auf diese Weise wurden 20

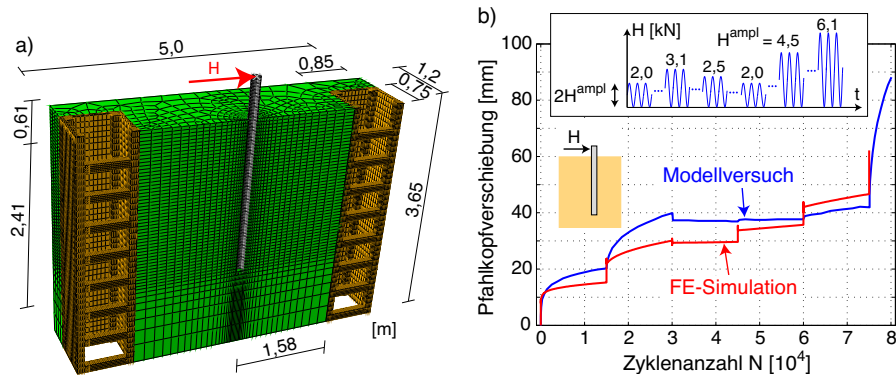


Abbildung 6: Nachrechnung der Modellversuche der TU Berlin an Monopiles: a) FE-Modell, b) Vergleich der horizontalen Pfahlkopfverschiebungen aus einem Modellversuch und der zugehörigen FE-Simulation (modifiziert aus [Zac15])

Sturmereignisse mit insgesamt 1,6 Millionen Zyklen und unterschiedlichen Amplituden simuliert.

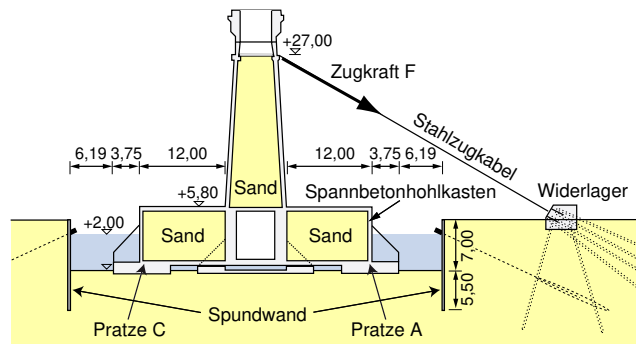


Abbildung 7: Schnitt durch den Prototypen der aufgelösten OWEA-Flachgründung der Ed. Züblin AG im Feldversuch nahe Cuxhaven (modifiziert aus [Zac15])

Der Baugrund wurde am IBF anhand von zwei Bohrkernen aufgenommen (Abbildung 8a). Die Parameter der Stoffmodelle für die im oberen Bereich anstehenden Feinsande und die darunterliegenden Mittelsande wurden in aufwändigen Laborversuchsreihen ermittelt. Die relative Lagerungsdichte des Bodens in situ wurde auf Basis der im Rahmen der Baugrunderkundung durchgeführten Drucksondierungen unter Anwendung der in [Cud01] beschriebenen Methode der hypoplastischen Hohlräumeaufweitung abgeschätzt (Abbildung 8b). Das erstellte FE-Modell des Testfundamentes (Abbildung 8c) bildet auch den Bauablauf ab. Simuliert wurde der Feldversuch bis zum Abschluss des ersten Sturmereignisses, bei dem die größten Setzungen im Versuch auftraten. Das

Sturmereignis besteht aus mehreren Zykluspaketen mit zunächst aufsteigenden und anschließend wieder abfallenden Amplituden (siehe Schema am rechten Rand von Abbildung 9).

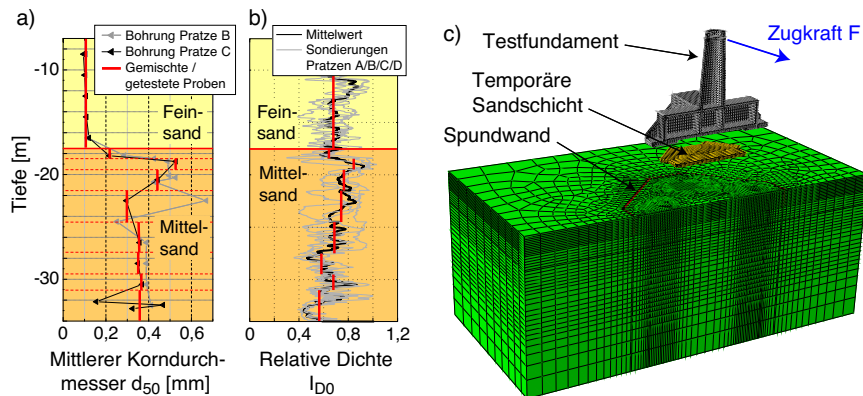


Abbildung 8: a) Granulometrie und b) Lagerungsdichte des Baugrundes unterhalb des Testfundamentes, c) FE-Modell des Testfundamentes (modifiziert aus [Zac15])

In Abbildung 9 sind die gemessenen und berechneten Verläufe der Setzungen der am stärksten belasteten Prätze A sowie der gegenüberliegenden Prätze C während des ersten simulierten Sturmereignisses gegenübergestellt. Für die Prätze A wurden sowohl im Versuch als auch in der Nachrechnung größere Setzungen erhalten als für die Prätze C. Die in der FE-Simulation prognostizierte Endsetzung der Prätze C liegt nahe an dem im Versuch gemessenen Wert. Die Setzung der Prätze A wird in der Simulation hingegen unterschätzt, was sich in gleicher Weise auf die prognostizierte Verdrehung des Fundamentes auswirkt. Ein möglicher Einfluss von Dichteschwankungen im Untergrund wird in [Zac15] diskutiert. Generell sind die Prognosen mit dem Akkumulationsmodell stark von der Lagerungsdichte des Baugrundes abhängig. Neben den Setzungen konnten auch die im Untergrund des Prototypen gemessenen Porenwasserüberdrücke (keine Akkumulation) gut reproduziert werden. Die gefährliche Umlagerung von Sohlspannungen von den Prätzen A und C, die in der Hauptbelastungsrichtung liegen, auf die abseits gelegenen Prätze B und D wurde sowohl im Feldversuch als auch in der Nachrechnung beobachtet (Abbildung 9).

Einen weiteren Schritt der Validierung des Akkumulationsmodells abseits der OWEA-Thematik stellt die erfolgreiche Reproduktion der gemessenen Setzungen der Schleuse Uelzen I (Bestandteil des Elbe-Seitenkanals) während eines Zeitraumes von ca. 20 Jahren dar [MWZT18]. Hierauf wird an dieser Stelle jedoch nicht weiter eingegangen.

Auf Basis der präsentierten Nachrechnungen von Element-, Modell- und in-situ-Versuchen lässt sich schlussfolgern, dass das Akkumulationsmodell auf verschiedenen Skalen validiert werden konnte. Es scheint daher gerechtfertigt, es auf reale Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen anzuwenden. Die folgenden Ausführungen

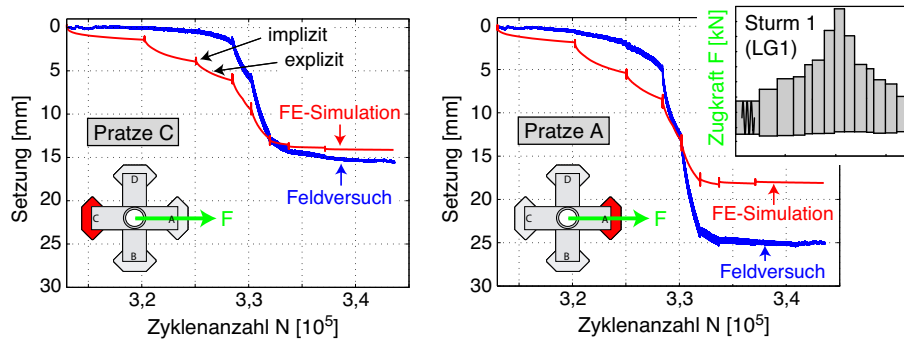


Abbildung 9: Vergleich der Entwicklung der Setzungen der Pratten A und C während des ersten simulierten Sturms im Feldversuch und in der FE-Nachrechnung (modifiziert aus [Zac15])

beschränken sich auf die Monopile-Gründungen.

6 Parameterstudie an Monopile-Gründungen

Die Abbildung 11 zeigt das verwendete FE-Modell eines Monopiles mit dem Durchmesser $D = 5$ m und der Einbindelänge $L = 30$ m. Die Momenten- und Querkraftbelastung aus dem Turm wurde als Paare von Vertikal- und Horizontalkräften in der Symmetrieachse auf den Kopf des Monopiles aufgebracht. Mit diesem FE-Modell wurden Prognosen für unterschiedliche Belastungen und Lagerungsdichten des Bodens erstellt. Es wurden jeweils 1 Million Zyklen simuliert. In Abbildung 12 sind die Biegelinien des Monopiles nach diesen 1 Million Zyklen dargestellt. Erwartungsgemäß steigt die Verformung des Pfahls mit zunehmenden Werten von Amplitude und Mittelwert des Biegemomentes sowie mit lockerer werdender Lagerung. Anhand der Neigung der Biegelinie oberhalb des Meeresbodens, die in etwa der Neigung des Turms entspricht, kann geprüft werden, ob das Toleranzkriterium für die Schiefstellung eingehalten ist. In diesen Simulationen wurde ein maximaler Verdrehwinkel von $\theta = 0,21^\circ$ erhalten, was unterhalb des kritischen Wertes von ca. $0,5^\circ$ liegt.

In Abbildung 13 sind die Ergebnisse für unterschiedliche Pfahlgeometrien zusammengestellt. Die Berechnungen eines Pfahls mit dem gleichen Durchmesser 5 m aber unterschiedlichen Einbindelängen zeigten erwartungsgemäß, dass eine Vergrößerung der Einbindelänge ab einem bestimmten Maß – hier ca. 35 m – keine wesentliche Reduktion der Pfahlkopfauslenkung mehr zur Folge hat (Abbildung 13a). Die Abbildung 13b enthält die Ergebnisse für vier unterschiedliche Pfahldurchmesser zwischen 5 m und 8 m. Der Pfahl wurde mit steigendem Pfahldurchmesser jeweils um 5 m verlängert, während die Belastung mit dem Pfahldurchmesser linear skaliert wurde. In Abbildung 13b ist unter diesen Randbedingungen eine deutliche Reduktion der

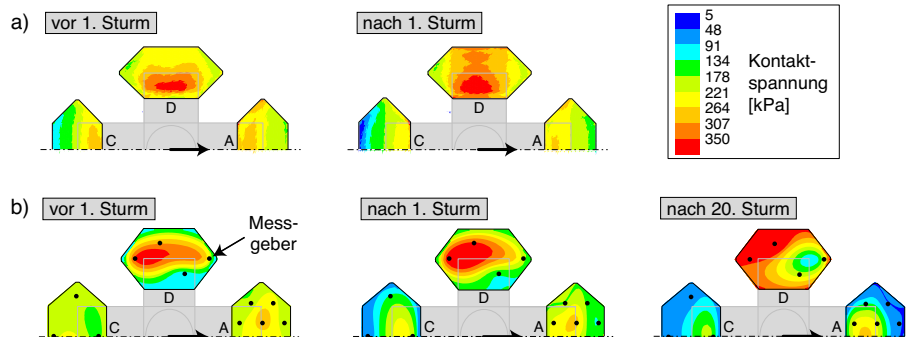


Abbildung 10: Umlagerungen von Sohlspannungen von den Pratten A und C, die in der Belastungsrichtung liegen, auf die abseits gelegenen Pratten B und D (modifiziert aus [Zac15])

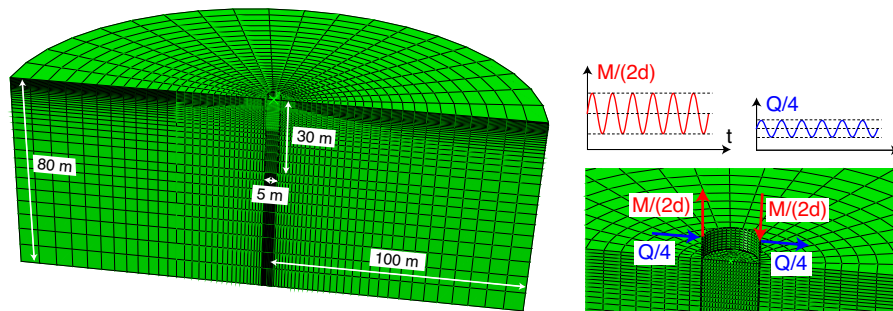


Abbildung 11: FE-Modell eines Monopiles mit Durchmesser $D = 5$ m und Einbindelänge $L = 30$ m [Wic16]

Pfahlkopfverschiebungen und -verdrehungen mit steigendem Pfahldurchmesser zu erkennen.

7 Vergleich der Prognosen verschiedener Modelle für Monopile-Gründungen

In [WZW14a, WZW14b] wurden die Prognosen verschiedener Modelle [AKAR08, Dİ0, TRG11a, NWT05] für die Langzeitverformungen von OWEA-Monopilegründungen miteinander verglichen. Die Parameter aller Modelle wurden für denselben Sand (KFS), teilweise auf Basis derselben Laborversuche ermittelt. In den Vergleichsberechnungen wurde ein Monopile mit 5 m Durchmesser und 30 m Einbindetiefe

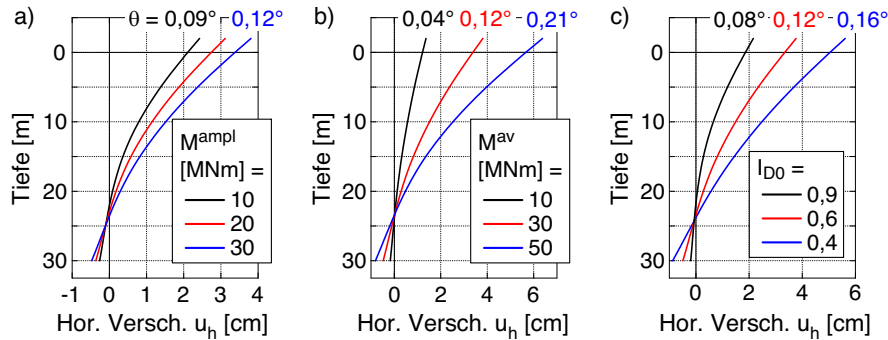


Abbildung 12: Biegelinien des Monopiles ($D = 5$ m, $L = 30$ m) nach 1 Million Zyklen für unterschiedliche Belastungen und Lagerungsdichten: a) $M^{av} = 30$ MNm, $h = M/V = 30$ m, $I_{D0} = 0,7$, b) $M^{ampl} = 30$ MNm, $h = 30$ m, $I_{D0} = 0,7$, c) $M^{av} = 30$ MNm, $M^{ampl} = 20$ MNm, $h = 30$ m (modifiziert aus [Wic16])

betrachtet. Die Abbildung 14 zeigt exemplarisch den Vergleich für eine bestimmte Belastung des Monopiles (siehe Schema in Abbildung 14a) und eine mitteldichte Lagerung. In Abbildung 14b sind die prognostizierten horizontalen Verschiebungen infolge der ersten monotonen Belastung auf die Maximallasten dargestellt, in Abbildung 14c die Biegelinien am Ende der 100000 berechneten Zyklen. In beiden Diagrammen sind deutliche Unterschiede zwischen den verschiedenen Modellen zu erkennen. Die mit der Kombination aus Hypoplastizität und Akkumulationsmodell prognostizierten Verformungen liegen zumeist am oberen Rand. Die bei weitem geringsten Horizontalverschiebungen ergeben sich aus dem Ansatz des API. Es sei betont, dass nicht abschließend beurteilt werden kann, welche Modellprognose am nächsten an der Realität liegt, da öffentlich zugängliche in-situ-Messdaten oder 1:1-Feldversuche wie im Fall des Züblin-Testfundamentes für Monopiles nicht vorliegen.

8 Zusammenfassung

Die Vorgehensweise bei der Erstellung einer Prognose der Langzeitverformungen mit einem hochzyklischen Akkumulationsmodell wurde vorgestellt. In Finite-Elemente-Simulationen mit dem Akkumulationsmodell kann die komplexe Boden-Bauwerk-Interaktion für beliebige Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen untersucht werden. Die Materialkonstanten des Modells lassen sich aus dränierten zyklischen Triaxialversuchen ermitteln. Alternativ kann eine Abschätzung aller oder eines Teils der Konstanten aus Korrelationen mit Parametern der Korngrößenverteilungskurve bzw. mit Indexgrößen erfolgen. Die Prognosen des Akkumulationsmodells wurden durch die erfolgreiche Nachrechnung von Modellversuchen an Monopiles, die am IBF in Karlsruhe bzw. der TU Berlin durchgeführt wurden, und des 1:1 Versuches der

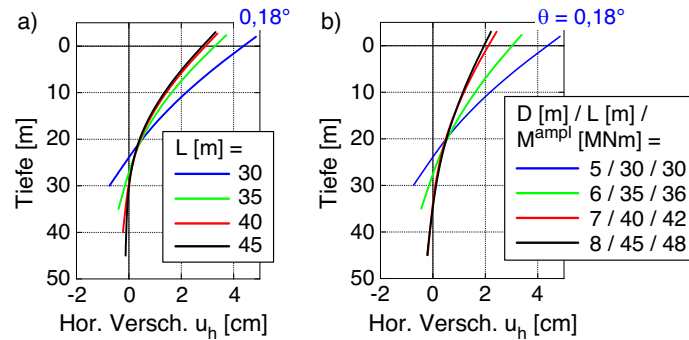


Abbildung 13: Biegelinien von Monopile-Gründungen mit unterschiedlichen Pfahlgeometrien nach 1 Million Zyklen: a) Variation der Einbindelänge ($D = 5$ m, $I_{D0} = 0,6$, $h = 30$ m, $M^{av} = M^{ampl} = 30$ MNm), b) Variation des Pfahldurchmessers ($I_{D0} = 0,6$, $h = 30$ m, $M^{av} = M^{ampl}$)

Ed. Züblin AG an einem Prototypen einer aufgelösten OWEA-Flachgründung validiert. Eine FE-Parameterstudie an Monopilegründungen ergab die erwartete Zunahme der Pfahlkopfauslenkung mit zunehmenden Werten von Amplitude und Mittelwert des Biegemomentes sowie mit lockerer werdender Lagerung. Unter den gewählten Randbedingungen wurde zudem eine Reduktion der Langzeitverformungen mit steigenden Abmessungen des Monopiles (Durchmesser und Einbindelänge) erhalten. Ein Vergleich verschiedener Modelle für OWEA-Monopilegründungen hat deutliche Unterschiede in den Modellprognosen aufgezeigt.

Literatur

- [AKAR08] ACHMUS, M. ; KUO, Y.-S. ; ABDEL-RAHMAN, A.: Zur Bemessung von Monopiles für zyklische Lasten. In: *Der Bauingenieur* 83 (2008), S. 303–311
- [API00] AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, API: *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - Working stress design*. API RP 2A - WSD, Washington CD, USA, 2000
- [Cud01] CUDMANI, R.O.: *Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindige Böden*. Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 152, 2001
- [Dj0] DÜHRKOP, J.: *Zum Einfluss von Aufweitungen und zyklischen Lasten auf das Verformungsverhalten lateral beanspruchter Pfähle in Sand*. Dissert-

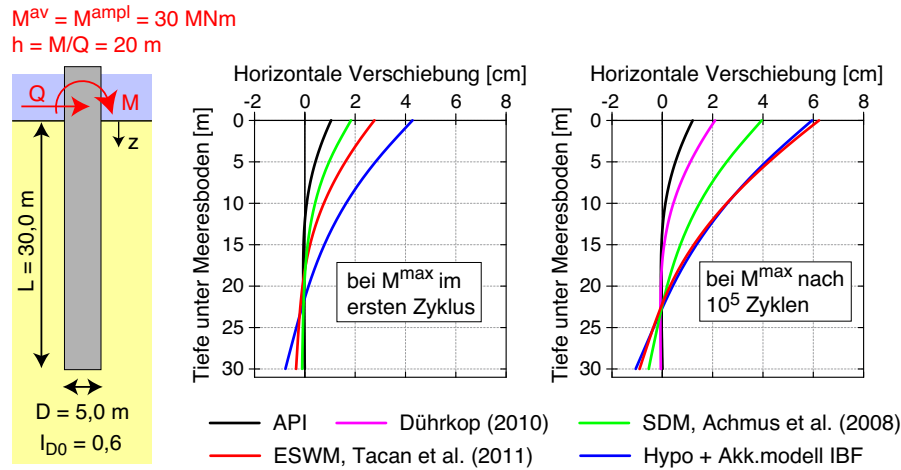


Abbildung 14: Vergleich verschiedener Modelle für die Prognose der Langzeitverformungen von OWEA-Monopilegründungen (modifiziert aus [WZW14a, WZW14b])

tation, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft Nr. 20, 2010

- [DGG12] DGGT: *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage.* 2012
- [Ger12] GERMANISCHER LLOYD: *Rules and Guidelines, IV Industrial Services, 2 Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines, 6 Structures.* 2012
- [HM12] HARTWIG, U. ; MAYER, T.: Entwurfsaspekte bei Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen. In: *Bautechnik* 89 (2012), Nr. 3, S. 153–161
- [MWZT18] MACHAČEK, J. ; WICHTMANN, T. ; ZACERT, H. ; TRIANTAFYLIDIS, Th.: Long-term settlements of a ship lock: measurements vs. FE-prediction using a high cycle accumulation model. In: *Computers and Geotechnics* 97 (2018), Nr. 5, S. 222–232
- [NWT05] NIEMUNIS, A. ; WICHTMANN, T. ; TRIANTAFYLIDIS, Th.: A high-cycle accumulation model for sand. In: *Computers and Geotechnics* 32 (2005), Nr. 4, S. 245–263
- [TRG11a] TAŞAN, H.E. ; RACKWITZ, F. ; GLASENAPP, R.: Ein Bemessungsmodell für Monopilegründungen unter zyklischen Horizontallasten. In: *Bautechnik* 88 (2011), Nr. 5, S. 301–318

- [TRG11b] TAŞAN, H.E. ; RACKWITZ, F. ; GLASENAPP, R.: Experimentelle Untersuchungen zum Verhalten von zyklisch horizontal belasteten Monopiles. In: *Bautechnik* 88 (2011), Nr. 2, S. 102–112
- [Wic05] WICHTMANN, T.: *Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading*. PhD thesis, Publications of the Institute of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Ruhr-University Bochum, Issue No. 38, 2005
- [Wic16] WICHTMANN, T.: *Soil behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications*. Habilitation thesis, Publications of the Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe Institute of Technology, Issue No. 181, 2016
- [WNT05] WICHTMANN, T. ; NIEMUNIS, A. ; TRIANTAFYLLIDIS, Th.: Strain accumulation in sand due to cyclic loading: drained triaxial tests. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (2005), Nr. 12, S. 967–979
- [WNT09] WICHTMANN, T. ; NIEMUNIS, A. ; TRIANTAFYLLIDIS, Th.: Validation and calibration of a high-cycle accumulation model based on cyclic triaxial tests on eight sands. 49 (2009), Nr. 5, S. 711–728
- [WNT10] WICHTMANN, T. ; NIEMUNIS, A. ; TRIANTAFYLLIDIS, Th.: On the determination of a set of material constants for a high-cycle accumulation model for non-cohesive soils. In: *International Journal For Numerical And Analytical Methods in Geomechanics* 34 (2010), Nr. 4, S. 409–440
- [WNT15] WICHTMANN, T. ; NIEMUNIS, A. ; TRIANTAFYLLIDIS, Th.: Improved simplified calibration procedure for a high-cycle accumulation model. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 70 (2015), Nr. 3, S. 118–132
- [WZW14a] WESTERMANN, K. ; ZACHERT, H. ; WICHTMANN, T.: Vergleich von Ansätzen zur Prognose der Langzeitverformungen von OWEA-Monopilegründungen in Sand. Teil 1: Grundlagen der Ansätze und Parameterkalibration. In: *Bautechnik* 91 (2014), Nr. 5, S. 309–323
- [WZW14b] WESTERMANN, K. ; ZACHERT, H. ; WICHTMANN, T.: Vergleich von Ansätzen zur Prognose der Langzeitverformungen von OWEA-Monopilegründungen in Sand. Teil 2: Simulationen und Schlussfolgerungen. In: *Bautechnik* 91 (2014), Nr. 5, S. 324–332
- [Zac15] ZACHERT, H.: *Zur Gebrauchstauglichkeit von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen*. Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie, Heft Nr. 180, 2015

1g Modellversuche mit granularen Säulen in organischen Böden

Dipl.-Ing. Marcel Ney, Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz

*Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Berlin*

In diesem Beitrag wird auf das Bodenverbesserungsverfahren mit nichtummantelten granularen Säulen in weichen organischen Böden eingegangen. Hierbei liegt der Untersuchungsschwerpunkt auf der Frage, ob in solchen anspruchsvollen Böden mit geringer undrainierter Scherfestigkeit der Einsatz von nichtummantelten Sandsäulen praktikabel ist. Es besteht im Allgemeinen die Befürchtung des Versagens derartiger Säulen aufgrund zu geringer radialer Stützwirkung des umgebenden Baugrundes. Anhand von klein- und großmaßstäblichen 1g Modellversuchen soll untersucht werden, welchen Einfluss wesentliche Parameter wie die Säulenherstellungsmethode als auch das gewählte Flächenverhältnis auf das Tragverhalten haben. Weiterhin soll der Frage nachgegangen werden, ob es zu einem Versagen durch Säulenausbauchung kommen kann. Die Ergebnisse der Modellversuche werden auf in situ Verhältnisse extrapoliert und den Prognosen eines gängigen analytischen Bemessungsverfahrens gegenübergestellt.

1 Einleitung

Die kontinuierliche Erschließung von neuen Wohn-, Gewerbe- als auch Industriegebieten und damit die stetige Zunahme des Verkehrsaufkommens hat zur Folge, dass Gebiete gequert werden müssen, welche bisher auf Grund ihrer schwierigen Untergrundverhältnisse gemieden wurden. Hierzu zählen in erster Linie Gebiete mit weichen bindigen als auch organischen Ablagerungen. Gebiete mit großflächigen organischen oberflächennahen Ablagerungen (Hoch- und Tiefmoore) sind in Deutschland vorrangig im Norden anzutreffen, siehe Abbildung 1.

Angesichts der Ausweitung derartiger Ablagerungen im Rahmen einer Baumaßnahme können verschiedene Baugrundverbesserungsmaßnahmen sinnvoll und wirtschaftlich

sein. Bei sehr begrenzten Ablagerungen kann ggf. ein Bodenaustausch in Betracht gezogen werden. Ist ausreichend Zeit und Schüttmaterial vorhanden, dann kann eine großflächige Vorkonsolidierung mit anschließendem Rückbau eine mögliche Alternative darstellen.

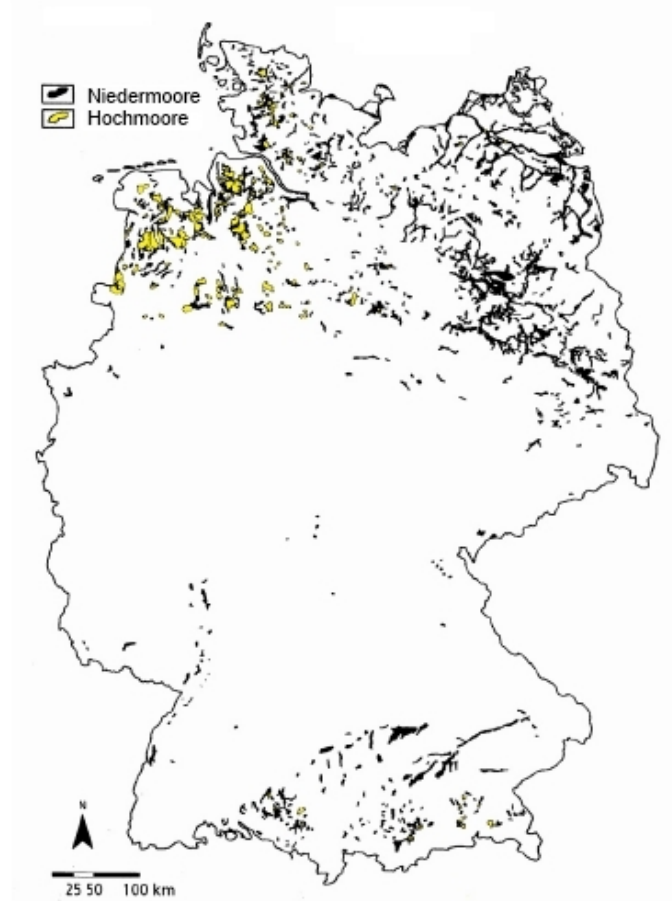


Abbildung 1: Mooregebiete in Deutschland. (Quelle: Länderfachbehörden, 2011: Positionspapier „Potentiale und Ziele zum Moor- und Klimaschutz“)

Eine weitere Möglichkeit der Baugrundverbesserung im benannten Fall ist die Einbringung von granularen Säulen. Hier gibt es diverse Herstellungsmöglichkeiten als auch Bemessungsansätze. Die Bemessung derartiger Baugrundverbesserungen muss eine Vielzahl an Parametern berücksichtigen. Neben den bodenphysikalischen und bodenmechanischen Parametern ist auch der Herstellvorgang eines Säulenrasters mit zusätzlichen Parametern zu berücksichtigen. Auf Grund der Vielzahl an Einflussnehmenden Parametern ist es schwierig, analytisch eine verlässliche Prognose der erzielbaren Baugrundverbesserung zu geben. Hinzu kommt, dass der überwiegende Teil an Bemessungsansätzen für mineralische Böden aufgestellt wurde, wobei Einflüsse nicht

berücksichtigt werden können, die vor allem bei organischen Böden auftreten können. Hier sei vor allem die Berücksichtigung des langzeitlichen Kriechverhaltens als auch der Einfluss des Herstellungsverfahrens der granularen Säulen genannt. Grundsätzlich steht die Frage zur Diskussion, ab welchem Wert der undrainierten Scherfestigkeit c_u der Einsatz von granularen Säulen möglich ist.

2 Gründungsverfahren mit granularen Säulen

2.1 Rüttelstopf- und Rütteldruckverfahren

Anfang der 30er Jahre des 20. Jahrhunderts erhielt die heutige Firma Keller Grundbau GmbH ein Patent für ein vorgestelltes Tiefenrütteldruckverfahren. Dieses Verfahren wurde für Lockergesteine (Kiese, Sande) entwickelt, bei welchem über Vibration eine Eigenverdichtung des Baugrundes erzielt wurde. Erste Ansätze zur Ausbildung von granularen Säulen erfolgten hierbei durch Zugabe von granularem Material während der Trichterausbildung [KK10].

In den 70er Jahren wurde dieses Verfahren um einen patentierten Schleusenrüttler erweitert. Dieser Schleusenrüttler konnte mit granularem Material bestückt und in vorgegebener Tiefe gezielt entleert werden. Durch Vibration des Schleusenrüttlers und kontinuierliche Auf- und Abwärtsbewegungen konnten definierte, verdichtete granulare Säulen hergestellt werden. Dieses Verfahren ist bekannt als Rüttelstopfverfahren und kommt vorwiegend in weichen bindigen Böden zum Einsatz, wobei der Einsatz über den gesamten Bereich der Lockergesteine möglich ist [KK10].

Zur Dimensionierung von Baugrundverbesserungen mit Rüttelstopfverdichtungen hat sich über die letzten Jahrzehnte das Verfahren nach Priebe etabliert, welches erstmalig 1976 [Pri76] vorgestellt wurde. Im gleichen Zeitraum wurde für den Einsatz des Rüttelstopfverfahrens eine untere Anwendungsgrenze in Bezug auf die undrainierte Scherfestigkeit des umgebenden Bodens von $c_u = 15 - 25$ kPa festgelegt.

2.2 Sandsäulen

Im asiatischen Raum, vorrangig in Japan, wurde das System der nichtummantelten Sandsäulen, auch benannt als Sandverdichtungspfähle (engl. Sand Compaction Pile „SCP“), entwickelt. Dieses System kam ursprünglich mit nichtverdichteten Sandsäulen zum Einsatz, um Konsolidierungsvorgänge zu beschleunigen bzw. das Verflüssigungspotential locker gelagerter Ablagerungen zu reduzieren, ohne hierbei eine lastabtragende Wirkung zu erzielen. Im Laufe der Zeit wurde dieses Verfahren um die Verdichtung der Sandsäulen mit dem Ziel erweitert, dass auch anteilig den Sandsäulen

ein lastabtragender Anteil zugeschrieben werden konnte. In Abbildung 2 sind aus [Kit05] entnommen die wesentliche zeitliche Entwicklung der Sandsäulen und deren mögliche Einsatzgebiete dargestellt.

Improvement principle	Engineering method	Work examples	Period practical application introduced								
			1930s	1940s	1950s	1960s	1970s	1980s	1990s	2000s	
Replacement	Excavation replacement	Dredging replacement method									
	Forced replacement	Sand compaction pile method				1966					
Consolidation	Preloading	Preloading method	1928								
		Sand drain method			1952						
	Preloading with vertical drain	Packed sand drain method				1967					
		Board drain method				1963					
	Dewatering	Deep well method		1944							
		Well point method			1953						
		Vacuum consolidation method					1971				
Chemical dewatering	Quick lime pile method				1963						
Densification	Dewatering/compaction	Sand compaction pile method			1957						
		Gravel compaction pile method				1965					
	Compaction	Vibro-flotation method			1955						
Solidification (Admixture stabilization)	Agitation mixing	Shallow mixing method					1973				
		Deep mixing method					1972				
	Jet mixing	Jet mixing method						1974			
Contact pressure reduction	Load distribution	Fascine mattress method									
		Sheet net method				1962					
		Sand mat method									
	Balancing loads	Surface solidification method					1970				
		Counterweight fill method									

Abbildung 2: Geschichtliche Entwicklung der SCP Methode, aus [Kit05]

[Rai99] stellt in seiner Arbeit das System der geotextilummantelten Sandsäulen vor. Das System der ummantelten Sandsäulen wurde experimentell (klein- und großmaßstäbliche 1g Modellversuche) in organischem Boden (Torf) untersucht. Schwerpunkte hierbei sind die Untersuchung des einzusetzenden Geotextils und eine Erarbeitung eines entsprechenden Bemessungsverfahrens. Das Geotextil soll in erster Linie die als unzureichend angenommene radiale Stützwirkung des zu verbessernden Bodens kompensieren.

[Rai99] als auch [Sch12] stellen in ihren Arbeiten verschiedene Projekte vor, bei denen geotextilummantelte Sandsäulen eingesetzt wurden. Des Weiteren greift [Sch12]

aber auch ein Projekt (Bundesstraße 96) auf, bei dem auf einer Länge von ca. 150 m nichtummantelte Sandsäulen als Baugrundverbesserung einer organischen Ablagerung (Torf, Mudde) eingesetzt wurden. Diesen Einsatz der nichtummantelten Sandsäule hat [Sch12] in seiner Arbeit näher untersucht und hierzu sowohl klein- als auch großmaßstäbliche 1g Modellversuche durchgeführt, siehe Abbildung 3.



Abbildung 3: Großmaßstäblicher 1g Modellversuch im Rahmen der Forschungstätigkeit Prof. Dr.-Ing. M. Schüßler, aus [Ney18]

2.3 Analytische Bemessungsverfahren

Im deutschsprachigen Raum hat sich das Bemessungsverfahren nach Priebe etabliert, welches erstmals in [Pri76] veröffentlicht wurde. Diese Veröffentlichung stellt die Grundlage für weitere Veröffentlichungen von Priebe dar, in welchen der ursprüngliche Bemessungsansatz erweitert und Vereinfachungen relativiert wurden.

Grundsätzlich beruht das Bemessungsverfahren nach Priebe auf dem Ansatz der Einheitszelle, siehe Abbildung 4. Vereinfacht wird ursprünglich angenommen, dass der umgebende Baugrund sich isotrop verhält und der horizontale Erddruck als Flüssigkeitsdruck wirkt. Das Setzungsverhalten wird als elastisch angesehen, das Säulenmaterial als inkompressibel und im Bruchzustand mit aktiver Erddruckwirkung auf den umgebenden Baugrund. Das Gewicht des Baugrundes als auch des Säulenmaterials wird vernachlässigt. Weiterführende Anpassungen des ursprünglichen Bemessungsansatzes berücksichtigen die Kompressibilität des Säulenmaterials als auch die Eigengewichte des Baugrundes und des Säulenmaterials. Das Ergebnis der Bemessung ist

der sogenannte Baugrundverbesserungswert n , der die Setzung des unverbesserten Ausgangsbodens auf die Setzung des ertüchtigten Baugrunds bezieht (Gleichung 3).

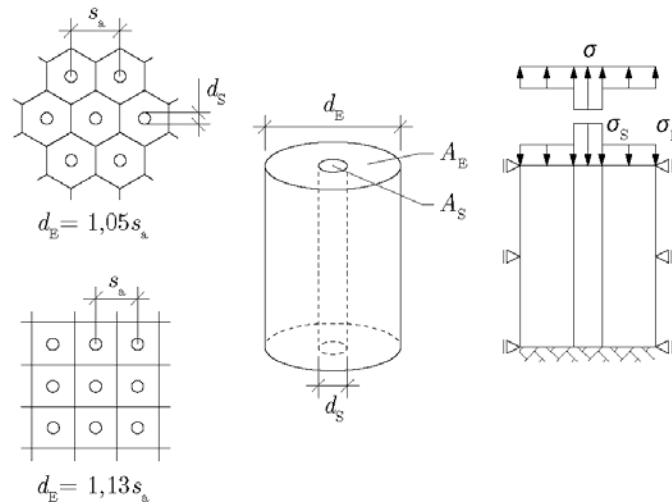


Abbildung 4: Einheitszelle, nach [Kir04]

3 1g Modellversuche

Modelle als auch Modellversuche im normalen Erdschwerefeld (1g) können in verschiedene Gruppen eingeordnet werden. Abbildung 5 veranschaulicht vier unterschiedliche Modelltypen. Modelle können als reine Anschauungsmodelle konzipiert sein, um wesentliche Zusammenhänge oder Abläufe darzustellen. Ein Demonstrationsmodell (Abbildung 5 a) soll einen mechanischen Zusammenhang demonstrieren. Abbildung 5 b) zeigt ein Holzkeilmodell, welches die Ausbildung von Erdkeilen bei aktivem oder passivem Erddruck veranschaulicht bzw. demonstriert. Im weiteren Sinne entspricht es auch dem Modell in Abbildung 5 c), dem sogenannten Analogmodell. Es wird ein Material für die Abbildung des Baugrundes verwendet, welches in stark vereinfachter Form ein analoges Verhalten wie der Baugrund aufweist. Die Durchführung von Analogmodellversuchen ist meist einfacher in deren Vorbereitung. Die Reproduzierbarkeit von Versuchsergebnissen ist auf Grund der gewählten einfachen Materialien höher als bei der Versuchsdurchführung mit realen Böden. Wird dennoch realer Boden mit vereinfachter Abbildung von Gründungskörpern oder ähnlichem gewählt, so werden diese Modelle bzw. Modellversuche Realmodelle genannt (Abbildung 5 d).



Abbildung 5: a) Anschauungsmodell b) Demonstrationsmodell
c) Analogmodell d) Realmodell, aus [Ney18]

Neben diesen Modellformen, welche im normalen Erdschwerefeld ($1g$) durchgeführt werden, gibt es noch die Modellversuchsdurchführung in geotechnischen Zentrifugen. Der Vorteil hierbei ist die künstliche Erhöhung des Erdschwerefeldes (n_g) durch Ausnutzung der Fliehkraft, welche in einer Zentrifuge auf das Modell einwirkt. Nachteilig hierbei ist der meist in einer Zentrifuge sehr beengte Platz, was die Modellgröße beschränkt und die dadurch erschwerte Modellvorbereitung als auch Instrumentierung.

Der Vorteil von $1g$ Modellversuchen liegt in deren frei wählbaren Größe, der guten Instrumentierbarkeit als auch einfachen Versuchsdurchführung. Der wesentliche Nachteil von $1g$ Modellversuchen ist das geringe Spannungsniveau, welches in einem Modellversuchsaufbau herrscht. Bodenphysikalische Parameter wie die Scherfestigkeit oder auch das Dilatanzverhalten sind druckabhängig. Diese Nachteile können kompensiert werden, indem der Einfluss des Druckes in verschiedenen Maßstäben untersucht wird. Der Maßstab ist definiert als das Verhältnis einer Abmessung in situ zur Abmessung im Modell. Modellversuche in verschiedenen Maßstäben können dann zu Modellfamilien zusammengeführt werden und somit der Einfluss des Spannungsniveaus berücksichtigt werden. In der Modelltheorie, basierend auf der Dimensionsanalyse, werden physikalische Größen über deren Dimensionen (Länge, Masse, Zeit) in Zusammenhang gebracht, wenn ein Einfluss einer Skalierung der zu untersuchenden Fragestellung vorliegt (verkleinerte Modellbildung). Über die Festlegung

sich nicht ändernder Bezugsgrößen während einer Modellversuchsdurchführung, beispielsweise eine sich nicht ändernde Abmessung oder eine konstant bleibende Wichte, werden physikalische Größen skaliert, siehe Tabelle 1.

Tabelle 1: Modellgesetze

Physikalische Größe	Dimension	Einheit	Modellgesetz
Länge	T	m	$l_M = l_P/\lambda$
Kraft	K	kN	$F_M = F_P/\lambda^3$
Spannung	K/L^2	kN/m ²	$\sigma_M = \sigma_P/\lambda$
Wichte	K/L^3	kN/m ³	$\gamma_M = \gamma_P$
Dehnung	-	-	$\varepsilon_M = \varepsilon_P$

3.1 Durchgeführte 1g Modellversuche

Im Rahmen eines DFG Forschungsprojektes soll an den bis dahin vorliegenden Erkenntnissen aus Forschungsarbeiten zum Thema der Baugrundverbesserung weicher organischer Böden mit Sandsäulen angeschlossen werden. Ziel ist es, in verschiedenen Maßstäben die erzielbare Baugrundverbesserung mit nichtummantelten Sandsäulen zu untersuchen. Es soll untersucht werden, ob organische Böden mit geringer undrainierter Scherfestigkeit eine ausreichende Stützwirkung auf die nichtummantelten Sandsäulen aufbringen können oder ob es zum Säulenversagen in Form von Ausbauchungen kommt. Auch ein möglicher Einfluss erhöhter radialer Stützwirkung auf Grund von Bodenverdrängung bei Säulenherstellung ist in seiner Auswirkung zu untersuchen.

Als wesentliche einflussnehmende Parameter wurde das gewählte Flächenverhältnis a_s , d. h. die Grundrissfläche des Säulenmaterials bezogen auf die gesamte Grundrissfläche des Modellausschnitts, sowie die Säulenherstellungsmethode festgelegt. Diese Parameter wurden im Rahmen der durchgeführten Modellversuche variiert. Der Einfluss des Flächenverhältnisses a_s wurde in einem Bereich von 10,1 % bis 30 % untersucht. Die Sandsäulenherstellung wurde als Bodenersatzverfahren (BE) bzw. als Bodenverdrängungsverfahren (BV) durchgeführt. Es wurde gedanklich von einer typischen Trassenführung (Dammschüttung) über eine organische Ablagerung ausgegangen. Die im Bereich Säulenoberkannte herrschende Vertikalspannung soll 100 kPa betragen. Als Baugrundverbesserung soll ein Säulenraster aus nichtummantelten

Sandsäulen dienen. Jede Säule hat eine Länge von 5 m und weist eine Schlankheit von 4,6 auf. Die Sandsäulen stehen auf einem im Verhältnis sehr steifen Untergrund auf, das Grundwasser steht bis zur Geländeoberkante an.

Es wurden 11 kleinmaßstäbliche und 9 großmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt. Als Modellform bieten sich verschiedene Ansätze an, siehe Abbildung 6. Da das Interesse an einer direkten Beobachtung des Säulenverhaltens bestand, wurden die kleinmaßstäblichen Modellversuche in Form eines ebenen Modells durchgeführt, die großmaßstäblichen Modellversuche hingegen als Rasterausschnitt. Die Modellversuche wurden in einem Maßstabsbereich von $\lambda = 14,3 - 4,3$ durchgeführt.

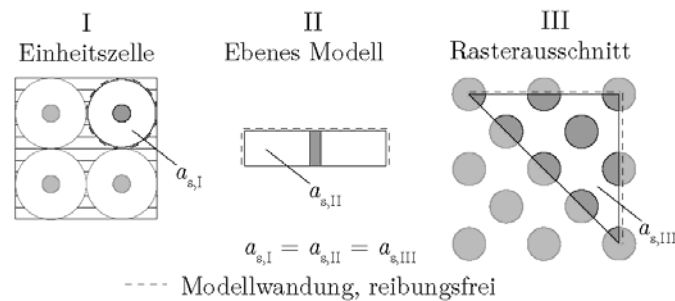


Abbildung 6: Mögliche Varianten zur Modellbildung von Baugrundverbesserungen mit granularen Säulen, aus [Ney18]

Abbildung 7 stellt beide Modellversuchsaufbauten schematisch dar. Die Instrumentierung mit Messwertgebern beschränkte sich bei den kleinmaßstäblichen Modellversuchen auf Grund der geringen Abmessungen auf die lotrechte Wegmessung im Kopfbereich der Sandscheibe. Hingegen konnten die großmaßstäblichen Modellversuche in fünf Messebenen mit Messwertgebern ausgestattet werden. So wurden Horizontal- als auch Vertikalspannungen, Porenwasserdrücke und Setzungen gemessen und aufgezeichnet.

enggestufter Sand (SE) mit einer Krümmungszahl $C_C = 0,9$ und Ungleichförmigkeitszahl $C_U = 3,1$ gewählt. Dessen kritischer Reibungswinkel wurde mit $\varphi'_c = 31,5^\circ$ bestimmt.

Die Versuchsdurchführung bei allen Versuchen hat sich in vier Abschnitte aufgeteilt: Einbau des Versuchsbodens, Vorkonsolidierung des Versuchsbodens, Herstellung der Sandsäulen, Belastung in vier Schritten.

Zur größtmöglichen Reduzierung der Wandreibung wurden die Wandungen der Modellkästen vor dem Bodeneinbau mit einer Schmierseife bestrichen und mit einer dünnen Folie abgedeckt. Der Versuchsboden wurde in breiiger Konsistenz sowohl bei den kleinmaßstäblichen als auch den großmaßstäblichen Modellversuchen mit einem mittleren Wassergehalt von $w_E = 235\%$ eingebaut. Hierdurch konnte eine gute Homogenität und Reproduzierbarkeit erzielt werden. Der eingebaute breiige organische Boden wurde bei den kleinmaßstäblichen Modellversuchen für eine Dauer von 48 h unter einer Vertikallast von 0,75 kPa vorbelastet, bei den großmaßstäblichen wurde für eine Dauer von 7 d unter 2 kPa vorbelastet. Nach Abschluss der Vorkonsolidierung wurden oberflächennah Sonderproben entnommen als auch bei den großmaßstäblichen Modellversuchen der Flügelscherwiderstand in drei Ebenen bestimmt.

Die Säulenherstellung im Bodenverdrängungsverfahren erfolgte im Anschluss mit Verdrängungskörpern, siehe Abbildung 8. Diese Verdrängungskörper wurden mit „verlorener“ Spitze bis in die untere Drainageschicht eingebracht. Anschließend wurden die Verdrängungskörper mit Sand gefüllt und gezogen. Im Mittel wurde bei den Sandsäulen eine Trockendichte $\rho_d = 1,6 \text{ g/cm}^3$ erzielt, welche einer lockeren bis mitteldichten Lagerung entspricht. Die Säulenherstellung im Bodenersatzverfahren unterscheidet sich vom Bodenverdrängungsverfahren in der Hinsicht, dass zuerst die Verdrängungskörper in die Modellkästen eingestellt wurden und anschließend der breiige organische Boden eingebaut und vorkonsolidiert wurde. Nach Abschluss der Vorkonsolidierung wurden die Verdrängungsrohre mit Sand gefüllt gezogen.

Nach der Herstellung der Sandsäulen wurde die Belastung als Schüttung in vier Stufen aufgebracht. Die kleinmaßstäblichen Modellversuche wurden alle 48 h weiterbelastet, die großmaßstäblichen Modellversuche alle 5 d. Nach Abschluss der Gesamtbelastungsphase wurde die Aufschüttung zurückgebaut und wiederum Sonderproben oberflächennah entnommen und Flügelscherfestigkeiten in drei Messebenen bestimmt.

3.2 Ergebnisse der durchgeführten 1g Modellversuche

Die undrainierten Flügelscherwiderstände wurden bei den großmaßstäblichen Modellversuchen nach der Vorkonsolidierung vor der Säulenherstellung („Beginn“),

nach erfolgter Säulenherstellung („n.S.H.“) als auch nach Versuchsende („Ende“) bestimmt, siehe Abbildung 9. Es ist erkennbar, dass der Wert des Flügelscherwiderstandes bei Säulenherstellung ca. 5 kPa betrug und während der Versuchsdurchführung auf einen mittleren Wert von ca. 8 – 12 kPa anstieg.

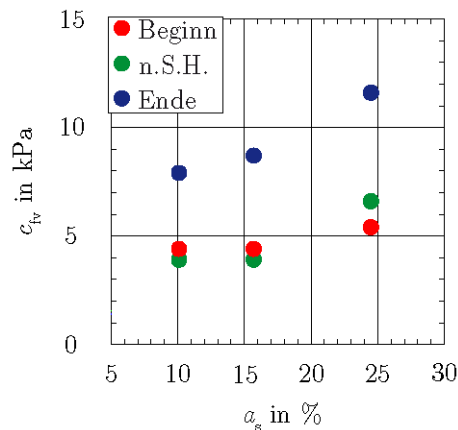


Abbildung 9: Großmaßstäbliche Modellversuche, Bodenverdrängungsverfahren (BV) – Flügelscherwiderstände, aus [Ney18]

Abbildung 10 und Abbildung 11 stellen normiert die Primärsetzungen nach jeder Schüttstufe dar.

$$\sigma_{v,norm.} = \frac{\sigma_v}{\gamma_s h_0} \quad (1)$$

$$s_{norm.} = \frac{s_{mittel}}{h_0} \quad (2)$$

Die Diagramme sind jeweils unterteilt nach dem Säulenherstellungsverfahren (links: BE, rechts: BV). Es ist sowohl bei den klein- als auch großmaßstäblichen Modellversuchen erkennbar, dass das gewählte Flächenverhältnis a_s einen wesentlichen Einfluss auf das Setzungsverhalten aufweist. Das Säulenherstellungsverfahren hat hingegen einen nicht sehr ausgeprägten Einfluss.

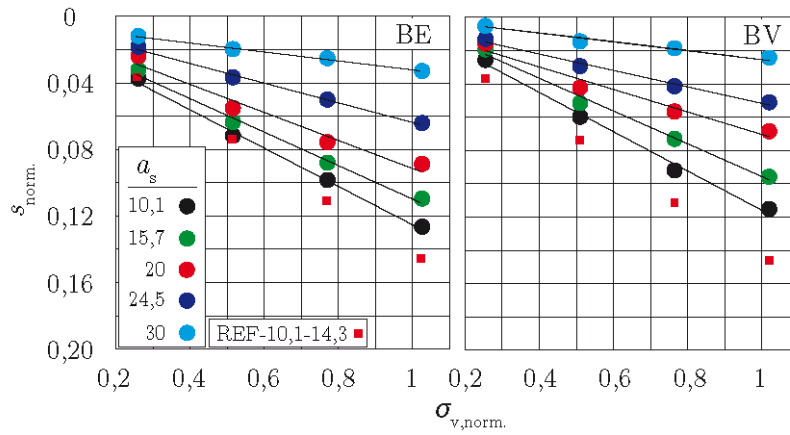


Abbildung 10: Kleinmaßstäbliche Modellversuche (BE, BV) – Setzungen, normiert, aus [Ney18]

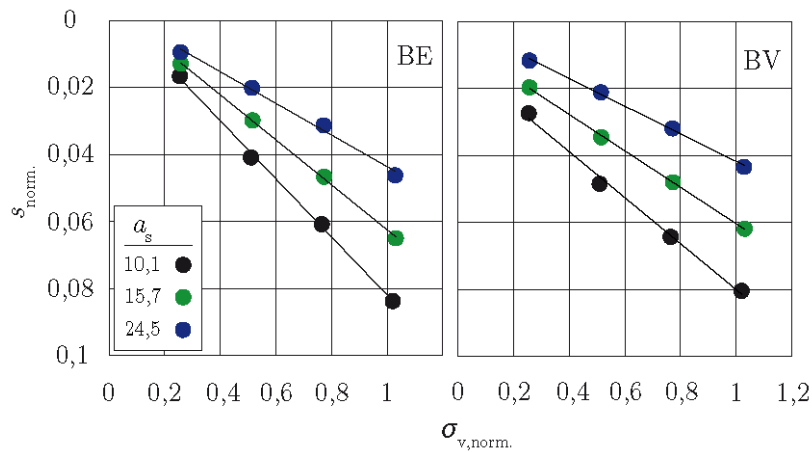


Abbildung 11: Großmaßstäbliche Modellversuche (BE, BV) – Setzungen, normiert, aus [Ney18]

Die Ergebnisse der Setzungsmessungen wurden auf in situ Verhältnisse ($\lambda = 1$) extrapoliert und stellen auf Basis der Modellversuche eine Prognose zum erwarteten Setzungsverhalten des Prototyps dar, siehe Tabelle 2. Die Tabelle zeigt die zu erwartenden Primärsetzungen, unterteilt nach dem gewählten Flächenverhältnis a_s als auch unterteilt nach der gewählten Säulenherstellungsmethode. Des Weiteren sind die zu erwartenden Setzungen des unverbesserten Baugrundes aufgeführt. Bei der Extrapolation wurde davon ausgegangen, dass in situ der gleiche organische Boden ansteht.

Tabelle 2: Prototyp – Extrapolierte Primärsetzungen

	Flächenverhältnis a_s		
	10,1	15,7	24,5
Bodenersatz	43 cm	33 cm	13 cm
Bodenverdrängung	38 cm	28 cm	8 cm
Unverbessert	53 cm		

Die Baugrundverbesserung wird allgemein als Verhältnis der Setzung des unverbesserten Baugrundes zu der Setzung des ertüchtigten Baugrundes angegeben:

$$n = \frac{s_{\text{unverbessert}}}{s_{\text{verbessert}}} \quad (3)$$

In Tabelle 3 sind die zu erwartenden extrapolierten Werte der Baugrundverbesserung n dargestellt. Des Weiteren sind die mit dem Bemessungsverfahren nach Priebe ermittelten Werte der zu erwartenden Baugrundverbesserung mit aufgeführt. Man erkennt, dass mit bei geringem Flächenverhältnis a_s die Prognose als auch die Extrapolation relativ gut übereinstimmen. Mit steigendem Flächenverhältnis zeigen die Extrapolationen jedoch die Tendenz, über den Prognosen nach Priebe zu liegen. Die Extrapolationen für eine Säulenherstellung im Bodenverdrängungsverfahren nehmen mit steigendem Flächenverhältnis stärker zu als die der Säulenherstellung im Bodenersatzverfahren und übersteigen die Prognose nach Priebe um das Dreifache.

Tabelle 3: Prototyp – Baugrundverbesserung n

	Flächenverhältnis a_s		
	10,1	15,7	24,5
Priebe n_{Priebe}	rd. 1,3	rd. 1,6	rd. 2,0
Bodenersatz n_{BE}	1,2	1,6	4,1
Bodenverdrängung n_{BV}	1,4	1,9	6,6

In Abbildung 12 a) sind die Werte der extrapolierten Baugrundverbesserung und die Werte der Prognose nach Priebe dargestellt. Abbildung 12 b) stellt die Normierung der Versuchsergebnisse auf den jeweiligen Wert nach Priebe dar.

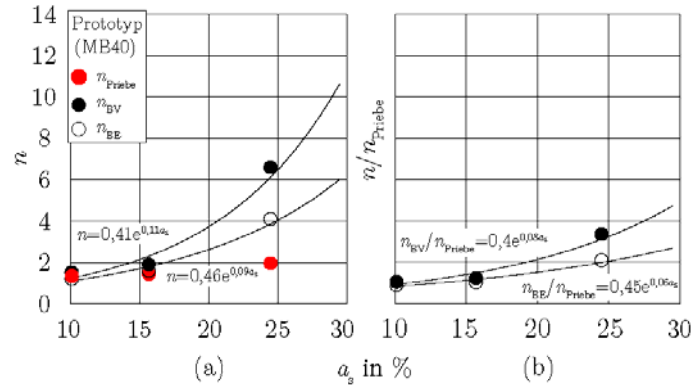


Abbildung 12: a) Extrapolierte Baugrundverbesserung, abhängig vom Säulenherstellungsverfahren b) Normierte Darstellung, aus [Ney18]

4 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag werden klein- und großmaßstäbliche 1g Modellversuche zur Untersuchung der Einsetzbarkeit von nichtummantelten Sandsäulen in weichen organischen Böden vorgestellt. Insgesamt wurden 20 Modellversuche in einem Maßstabbereich von $\lambda = 14,3 - 4,3$ mit einem organischen Mischboden durchgeführt. Hierbei wurde einerseits das gewählte Flächenverhältnis in einem Bereich $a_s = 10,1 - 30\%$ variiert als auch die Säulenherstellungsmethode (Bodenersatz bzw. Bodenverdrängung). Die Auswertung der Modellversuche zeigt, dass die nichtummantelten Sandsäulen trotz der geringen undrainierten Scherfestigkeit des Modellbodens weitestgehend formstabil blieben und nicht durch Ausbauchen versagten. Der Einfluss des Säulenherstellungsverfahrens zeigte sich ab einem Flächenverhältnis a_s von rd. 16%. Ab diesem Wert zeigen die Modellversuche mit Sandsäulen, hergestellt im Bodenverdrängungsverfahren, ein steiferes Verhalten als die Versuche mit Säulen, hergestellt im Bodenersatzverfahren.

sollen eine Grundlage bilden, um Die Erkenntnisse der hier vorgestellten Modellversuche sollen auf weiche organische Böden übertragen werden, welche sowohl höhere als auch niedrigere organische Anteile aufweisen als der hier genutzte organische Mischboden. Diese Übertragung auf Böden mit anderen organischen Anteilen kann eine Grundlage bilden, um bestehende analytische Bemessungsverfahren in ihrer Anwendbarkeit auf weichen organischen Baugrund und den Einsatz von nichtummantelten Sandsäulen zu erweitern.

Literatur

- [Kir04] KIRSCH, Fabian: *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen*. Braunschweig, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Dissertation, 2004
- [Kit05] KITAZUME, Masaki: *The Sand Compaction Pile Method*. Leiden: Balkema Publ., 2005. – ISBN 0415372127
- [KK10] KIRSCH, Klaus; KIRSCH, Fabian: *Ground Improvement by Deep Vibratory Methods*. CRS Press, 2017. – ISBN 9781482257564
- [Ney18] Ney, Marcel: *Nichtummantelte Sandsäulen in weichen Böden mit hohem organischen Anteil*. Berlin, Technische Universität Berlin, Dissertation, 2018 (eingereicht.)
- [Pri76] Priebe, Heinz J.: *Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes*. In: Bautechnik 53 (1976), Nr. 5, S. 160–162.
- [Rai99] Raithel, Marc: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen*. Kassel, Universität Gh Kassel, Dissertation, 1999
- [Sch12] Schübler, Maik: *Untersuchungen zum Verformungsverhalten von Untergrundverbesserungen mit Sandsäulen in Böden mit organischen Anteilen*. Berlin, Technische Universität Berlin, Dissertation, 2012

Bodenverdichtung - Experimentelle und numerische Untersuchungen

Holger Pankrath

HTWK Leipzig, G² Gruppe Geotechnik

Im Beitrag werden Fragestellungen zur experimentellen Erfassung des Verformungsverhaltens bei Verdichtungsprozessen verfolgt. Die Arbeit soll zudem Validierungsmöglichkeit numerischer Modelle im Sinne von Benchmark-Versuchen bieten und ergänzend existierende numerische Methoden nutzen. Geprüft werden Möglichkeiten und Grenzen mit der DIC-Methode (Digital Image Correlation), Verschiebungen und Dehnungen im Boden zu erfassen. 1g Modellversuche im ebenen Verformungszustand und als Halbmodell werden für Untersuchungen zum Verformungsverhalten unter statischer Auflast und bei der Fallgewichtsverdichtung eingesetzt. Die Ergebnisse belegen umfangreiche Möglichkeiten aber auch Grenzen der DIC-Methode. Die Bodenverformungen bestätigen zum Grundbruch bekannte Theorien und zeigen Parallelen und Unterschiede zur Fallgewichtsverdichtung. Simulationen mit der CEL (Coupled Eulerian Lagrange) Methode bieten die Möglichkeit einer ergänzenden Versuchsbeurteilung. Durch den Einsatz von einer Hochgeschwindigkeitskamera und von Beschleunigungssensoren konnten temporäre Vorgänge wie die Ausbreitung von Wellenfronten erfasst werden.

1 Einleitung

Verfahren zur Verdichtung von Baugrund sind weltweit intensiv im Einsatz. Fragestellungen ergeben sich v.a. hinsichtlich einer Bewertung von Wirtktiefen und Verdichtungsqualität. Mit diesen Untersuchungen soll zu einem tieferen Verständnis der Bodenverdichtung beigetragen werden. Folgende Fragestellungen wurden verfolgt:

1. Können mit der DIC-Methode (*Digital Image Correlation*) quantitativ Verschiebungen und Dehnungen bei Verdichtungsprozessen erfasst werden?
2. Zeigen sich bei Grundbruchversuchen im ebenen Verformungszustand und als Halbmodell-Versuch wesentliche Unterschiede?
3. Welche Besonderheiten zeigen sich bei einer Erfassung der Fallgewichtsverdichtung mit der DIC-Methode?

4. Lassen sich kinematische Merkmale der dynamischen Verdichtung mit der DIC-Methode zuverlässig erfassen?
5. Welche Merkmale verbinden und unterscheiden das Verformungsverhalten eines Grundbruchversuches mit einem Fallgewichtsversuch?

2 Verdichtung mit Fallgewichten

Die Verdichtung von Boden durch Fallgewichte ist wahrscheinlich die älteste Form einer gezielten Verbesserung der Trageigenschaften eines Baugrundes und lässt sich nach [Kér 93] bei Arbeiten in China vor über 4000 Jahren sowie in vielen späteren Kulturen im zivilen und im militärischen Bauen wiederfinden. Gemäß [Slo 93] wurde die moderne Form der Fallgewichtsverdichtung durch Louis Menard in den 70er Jahren in Frankreich entwickelt und u.a. 1972 in Großbritannien, 1975 in den USA sowie schnell in großen Teilen der Welt eingesetzt. Dabei wird mit einem Kran ein Fallgewicht wiederholt in einem festgelegten Raster aus mehreren Metern Höhe kabelgeführt fallengelassen. Häufig verbreitet sind Massen der Fallgewichte um 20 t bis 25 t bei maximalen Fallhöhen von 25 m. Inzwischen sind in Einzelprojekten auch Systeme mit bis zu 200 t bei einer Fallhöhe von maximal 40 m sowie echte Freifallssysteme im Einsatz. Es zeigt sich, dass das Bodenverhalten unter Fallgewichten von Versagensmechanismen bestimmt wird, die auch aus Grundbruchuntersuchungen bekannt sind. Der als Grundbruch bezeichnete Verlust der Tragfähigkeit eines Bodens bei ebener Geländeoberfläche weist typische Versagensformen auf. Nach [Pra 20] bildet sich im Versagenszustand ein dreieckförmiger Bodenkeil unter einem Fundament aus. Entsprechend der Theorie nach [Hil 50] bilden sich hingegen zwei Bodenkeile unterhalb eines Fundamentes aus (s. Abbildung 1).

Mit Modellversuchen lassen sich einzelne der Nachteile von Feldversuchen v.a. hinsichtlich Kenntnissen zu Aufbau, Eigenschaft und Zustand des Bodens überwinden. Jedoch muss in Abhängigkeit der Fragestellung die Ähnlichkeit mit dem realen Prozess am Modell gewährleistet sein. Ein Vorteil von Modellversuchen kann bei entsprechendem Versuchsaufbau die Möglichkeit der direkten Beobachtung von Bodenverformungen sein. Durch optische Messmethoden wie *Digital Image Correlation* (DIC) oder die Methode der *Particle Image Velocimetry* (PIV) ist dann eine flächenhafte Erfassung und Bewertung von Bodenverformungen in der Sichtebene möglich. Ziel eigener Modellversuche ist es, eine Ähnlichkeit zu realen Verfahren der Verdichtung zu gewährleisten. Eine numerische Nachrechnung soll im Modellmaßstab erfolgen. Somit ist die Anwendung von Modellgesetzen nicht erforderlich.

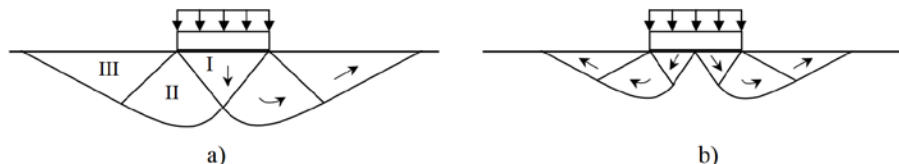


Abbildung 1: Grundbruchfiguren nach a) [Pra 20] und b) [Hil 50], aus [Beu 05]




3 Methodik und Versuchsaufbau

3.1 Konzeption von Modellversuchen

Die Verdichtung mit transientem Energieeintrag wie bei Fallgewichtsversuchen umfasst einen komplexen mechanischen Prozess, bei dem häufig nur bleibende Veränderungen oder punktuelle Effekte während des Vorganges erfasst werden können. Die Bodendeformationen werden durch eine Reihe von dynamischen Prozessen aus Komprimierung und Scherung geprägt.

In eigenen Modellversuchen wird versucht, bestimmte Effekte zu trennen bzw. Einflussgrößen zunächst zu reduzieren und schrittweise zu einem komplexeren Randwertproblem zu erweitern. Möglichkeiten und Grenzen der DIC-Methode sollen an den Modellaufbauten schrittweise zunächst statisch geprüft werden. Zudem werden numerische Modelle analog der Versuchsarten und Lastmodelle entwickelt. Es wurden die in Tabelle 1 genannten Versuchsarten und Lastmodelle an 3 sich ergänzenden Versuchsständen vorgesehen:

Tabelle 1: Überblick zu Versuchsarten und untersuchten Lastmodellen der Versuchsstände-C, -S und -M

Versuchsart/ Lastmodell			
	eindimensionale Kompression	ebener Verformungszustand	Halbmodell
statisch	Versuchsstand-C	Versuchsstand-C / -M	Versuchsstand-M
dynamisch	-	Versuchsstand-M	Versuchsstand-S / -M

3.2 Digital Image Correlation (DIC)

Digital Image Correlation (DIC) bezeichnet eine Gruppe von Verfahren, die Messwerte aus einem Vergleich von digitalen Bildaufnahmen erhalten. DIC-Versuche in der Geotechnik benötigen in der Regel ein oder mehrere Sichtfenster, welche die Bereiche zeigt, in denen relevante Verformungen erwartet werden (ROI). Für die eigenen Arbeiten wird bei statischen Versuchen eine Systemkamera *Olympus E-M10* und bei Versuchen mit Fallgewichten eine Hochgeschwindigkeitskamera vom Typ *HSVT-SION SpeedCam MegaVis HD+* verwendet. Die Hochgeschwindigkeitskamera besitzt eine maximale Auflösung von 1.920 x 1.440 Bildpunkten (HD+) bei 1.604 fps (*frames per second*). Für die primäre DIC-Auswertung wird die kommerzielle Software *ISTR4D* der Firma *Dantec Dynamics* genutzt. Die Auswertung und Visualisierung der DIC-Messungen erfolgt in *Matlab*. Eine Kalibrierung erfolgt über ein automatisiertes Verfahren für *ISTR4D*. Dabei werden die Bilddaten der eigentlichen Messaufnahmen entzerrt, entzeichnet und von Pixeln auf mm skaliert.

3.3 Versuchssand und Aufbau der Versuche

Als Versuchsmaterial wurde ein regionaler trockener Sand verwendet. Der Versuchssand ist als Mittelsand, grobsandig, leicht feinsandig mit einer Ungleichförmigkeit $U = 3,0$ und einem mittleren Korndurchmesser $d_{50} = 0,61$ mm zu beschreiben. In allen in diesem Beitrag vorgestellten Versuchen wurde der Sand mit Rieselfverfahren in mitteldichter Lagerung eingebaut ($I_D = 0,5$, $e_0 = 0,61$, $\rho_d = 1,62$).

Die verwendeten Versuchsstände tragen die Abkürzungen „C“ für *calibration*, „S“ für *small* und „M“ für *middle*. Das Grundprinzip der Versuchsstände wird in Abbildung 2 veranschaulicht. Versuchsstand-C wurde für die Belastung unter einer hydraulische Prüfpresse konzipiert und kann über eine Modifizierung des Lastbügels für Grundbruchversuche genutzt werden. Versuche zur Fallgewichtsverdichtung werden in den Versuchsständen-S und -M durchgeführt. Die Versuchsstände-S und -M können auch für statische Belastungsversuche genutzt werden und unterscheiden sich v.a. in den Dimensionen und Massen möglicher Fallgewichte und Probenmenge. Der Versuchsstand-M kann durch Verkleinerung der Behältergrundfläche und Anpassung der Lasteinleitung für Versuche im ebenen Verformungszustand modifiziert werden.

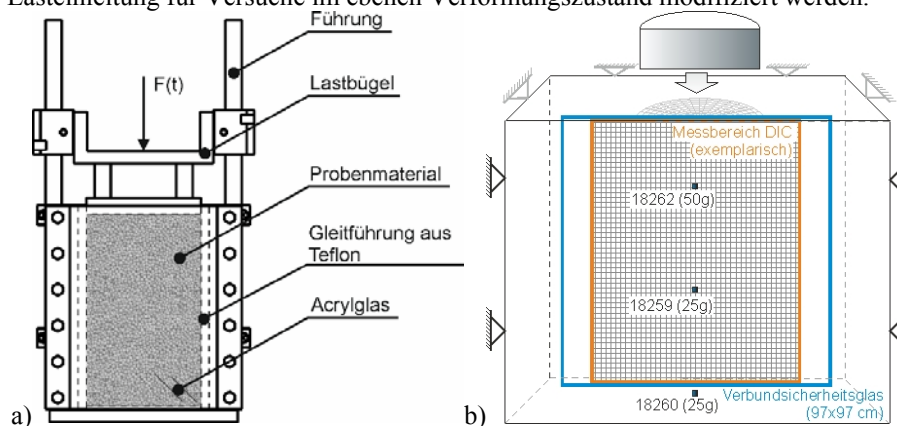


Abbildung 2: Prinzipskizzen der verwendeten Versuchsstände mit Sichtebenen für die Anwendung der DIC-Methode: a) Versuchsstand-C für Kompressions- und Grundbruchversuche, b) Versuchsstände-S und -M für Halbmodell-Versuche

3.4 Stoffmodell und Modellerstellung

Für die numerischen Simulationen wurde das hypoplastische Stoffmodell nach [Wol 96] mit der Erweiterung um das Konzept der intergranularen Dehnungen nach [NH 97] verwendet. Für eine benutzerdefinierte Implementierung in Abaqus wurden eine *UMAT* sowie eine *VUMAT*-Version über die Webseite soilmodels.info bezogen. Die für alle Berechnungen verwendeten Materialparameter des Versuchssandes wurden in [Oca 16] bestimmt und sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

Tabelle 2: Verwendete Stoffmodellparameter des Versuchssandes für die Hypoplastizität nach [Wol 96] mit der Erweiterung um das Konzept der intergranularen Dehnungen nach [NH 97]

φ_c	h_s	n	ϵ_{d0}	ϵ_{c0}	ϵ_{d0}	A	β	m_R	m_T	R	β_r	χ
[°]	[MN/m ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
32,4	3.300	0,26	0,48	0,75	0,86	0,25	1,5	5	2	$6,5 \cdot 10^{-5}$	0,5	6

Die Simulation der Kompressionsversuche erfolgt mit *Abaqus/Standard*. Für die Versuche mit großen Verformungen wird *Abaqus/Explicit* und die *Coupled Eulerian Lagrange* (CEL) Methode verwendet. Eine Validierung der Simulationen erfolgt in erster Linie an den eigenen Experimenten. Bisher liegen nur wenige Arbeiten mit quantitativer Überprüfung der Qualität der theoretischen Berechnungsansätze zur Fallgewichtsverdichtung vor.

4 Statische Versuche

4.1 Kompressionsversuche am Versuchsstand-C

Für Versuche unter Eindimensionaler Kompression wird am Versuchsstand-C ein Lastbügel mit glatter Unterseite eingesetzt. Die Abmessungen der Grundfläche des Lastbügels entsprechen nahezu den Innenabmessungen des Probenträgers und erlauben eine vollflächige Belastung eingebauter Sandproben. Für die Versuche wird der komplett mit Versuchssand gefüllte Probenträger eben abgezogen und der Lastbügel auf die Probe aufgesetzt. Die Aufbringung der weiteren Lasten erfolgt durch die Prüfpresse. In Anlehnung an einen Ödometerversuch werden mehrere Laststufen zwischen 10 kN/m² und 1.000 kN/m² angefahren. Abbildung 3 zeigt die DIC Ergebnisse zur Verschiebung zum Zeitpunkt der maximalen Auflast von 1.000 kN/m². Die Werte beziehen sich dabei immer auf die Änderung gegenüber dem Ausgangszustand zu Messbeginn.

Die Darstellungen in Abbildung 3 zeigen, dass die Maximalverschiebungen in y-Richtung auftreten und an der Probenoberseite bei ca. 5,2 mm liegen. Es ist zu erkennen, dass die vertikale Verschiebung über die Breite der Probe nicht konstant ist. Die Verschiebungen an den Seitenrändern werden durch Wandreibung reduziert.

Für Simulationen des Versuches wurden unterschiedliche Varianten als 2D und 3D Modelle betrachtet. Neben einer Simulation ähnlich einem Elementversuch mit einfachen Randbedingungen wurde untersucht, welchen Einfluss genauere Nachrechnungen u.a. mit einfachen Kontaktbedingungen und verformbaren Behälterwandungen (Modell „Kontakt“) sowie zusätzlich einer Simulation des Einbauvorganges haben (Modell „Kontakt/Silo“).

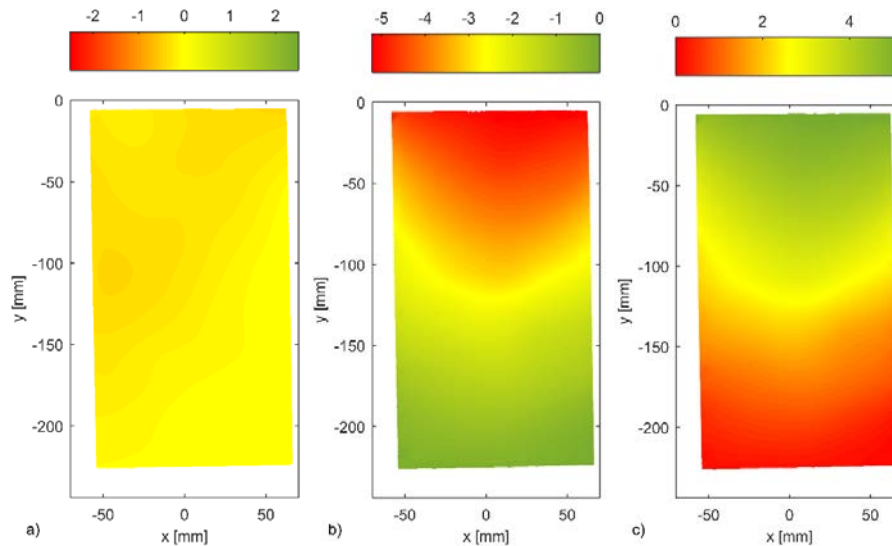


Abbildung 3: Verschiebungsfelder für einen Kompressionsversuch am Versuchstand-C: a) u_x , b) u_y und c) $|u|$ in mm, Versuch UC_003, Auflast 1.000 kN/m^2

Abbildung 4 zeigt von den Simulationen exemplarisch Ergebnisplots bei maximaler Auflast für das 3D Modell „Kontakt“. Abbildung 5 vergleicht Ergebnisse aus Experiment mit allen genannten Simulationsvarianten. Die Ergebnisse des Experimentes tragen die interne Bezeichnung „UC_003“.

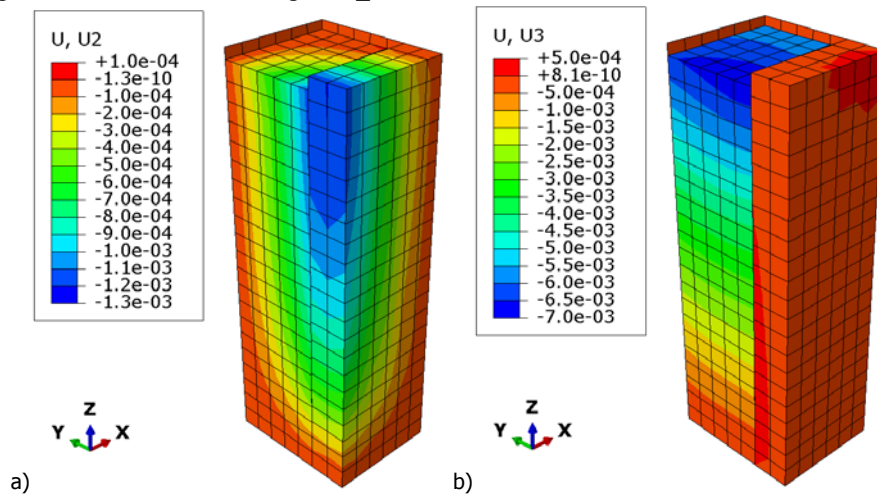


Abbildung 4: Ergebnisplots der Verschiebungen bei Auflast von 1.000 kN/m^2 :
 (a) Verschiebung u_2 (y-Richtung), (b) Verschiebung u_3 (z-Richtung)

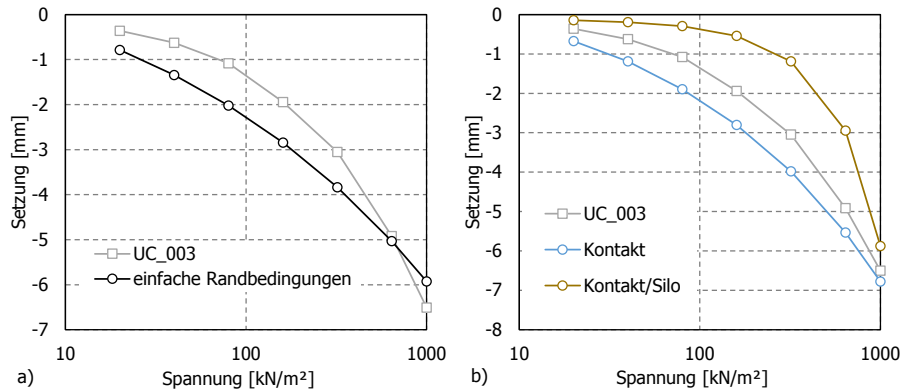


Abbildung 5: Vertikale Setzung der Lastplatte in Abhängigkeit der Auflastspannung: a) Vergleich der Ergebnisse von Experiment und Simulation mit einfachen Randbedingungen, b) Vergleich mit komplexeren Simulationen

Die Gegenüberstellungen zeigen, dass mit den gewählten Konfigurationen für die Simulationen das Setzungsverhalten der Lastplatte aus dem Versuch UC_003 nicht exakt beschrieben werden konnte. Eine Simulation in 2D oder 3D mit einfachen Randbedingungen weist insbesondere bei höheren Laststufen ein zu steifes Verformungsverhalten auf. Eine Berücksichtigung von Verformungen der Acrylglasplatte, Kontakt zwischen Sandprobe und Behälterwänden sowie ggf. auch eine Simulation des Einrieselvorganges scheinen daher zur präziseren Beschreibung dieses Versuches erforderlich. Auf eine nachträgliche Anpassung bspw. des gewählten Wandreibungswinkels δ bzw. Steifigkeiten der Acrylglasplatte wurde jedoch im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

Die DIC oder der PIV-Methode bietet i.d.R. Möglichkeiten zur Ermittlung von Dehnungen. Veröffentlichungen zu DIC-Messungen an geotechnischen Versuchen erfolgen jedoch häufig mit qualitativen Darstellungen zur Dehnung bzw. es wird auf die Größe der Dehnungsbeträge nicht näher eingegangen. In eigenen Studien am Versuchsstand-C wurden Besonderheiten bei der Ermittlung richtungsbezogener Dehnungen sowie volumetrischer Dehnungen und Scherdehnungen untersucht. Eine Berechnung der volumetrischen Dehnung ε_{vol} und der maximalen Scherdehnung γ_{max} erfolgt für die Versuche im ebenen Verformungszustand nach Gl. 1 und 2:

$$\varepsilon_{\text{vol}} = \varepsilon_x + \varepsilon_y \quad (1)$$

$$\gamma_{\text{max}} = \varepsilon_x - \varepsilon_y \quad (2)$$

Abbildung 6 stellt Ergebnisse aus Experiment und der Simulation „Kontakt“ für einen vertikalen Pfad in der Mitte des Sichtfensters bei maximaler Auflastspannung von 1.000 kN/m² gegenüber. Dargestellt werden Ergebnisse der vertikalen Verschiebungen und Ergebnisse zur volumetrischen Dehnung ε_{vol} nach Gl. 1.

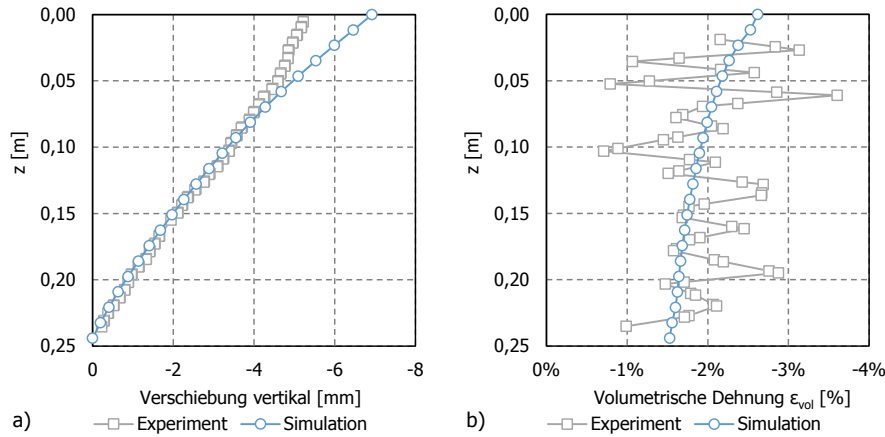


Abbildung 6: Ergebnisse für den Versuch UC_003 aus Experiment und Simulation entlang eines vertikalen Ergebnispfades in der Mitte der Sichte Ebene bei maximaler Auflastspannung von 1.000 kN/m^2 : a) Verschiebung und b) volumetrische Dehnung

Der Vergleich der Verschiebungsergebnisse zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit einer näherungsweise linearen Abnahme der Setzungen entlang des Pfades bis zur Probenunterseite. Ausnahme stellen die Ergebnisse des Experimentes nahe der Probenoberseite dar. Hier zeigen sich Einflüsse aus der optischen Brechung am Rand der Acrylglascheibe. Die Gegenüberstellung für die volumetrische Dehnung zeigt eine Besonderheit bei der Ermittlung von Dehnungen über DIC-Messungen am Sand. Die Ergebnisse weisen bei hoher DIC-Auflösung mit geringer Größe der Stützstellen (Patches) einen sehr un stetigen bzw. sprunghaften Verlauf auf. Beide Ergebniskurven weisen i.M. eine volumetrische Dehnung von 2 % aus.

4.2 Grundbruchversuche am Versuchsstand-M

Nachfolgende Abbildungen 7 und 8 zeigen DIC-Ergebnisse zu Grundbruchversuchen am Versuchsstand-M. Dabei wird das Verformungsverhalten im ebenen Verformungszustand und an einem Halbmodell-Versuch betrachtet.

Die Verschiebungsfelder zeigen deutlich die Verformungsbereiche mit seitlichem Verdrängen neben und vertikalen Setzungen unterhalb der Lastplatte. Der Vergleich der Versuchsergebnisse im ebenen Verformungszustand und als Halbmodell-Versuch lässt auch erkennen, dass sich Scherzonen im Versuch im ebenen Verformungszustand deutlicher und weitreichender ausbilden. Grund hierfür ist, dass bei ebenem Verformungszustand die Bodenverformungen nur in der Bildebene stattfinden. Im Halbmodell-Versuch ist eine Bodenverformung nach außen auch mit einer Verformung in radialer Richtung (Umfangsrichtung) verbunden. Daher sind Verschiebungen bzw. Verformungen hier weniger stark ausgeprägt.

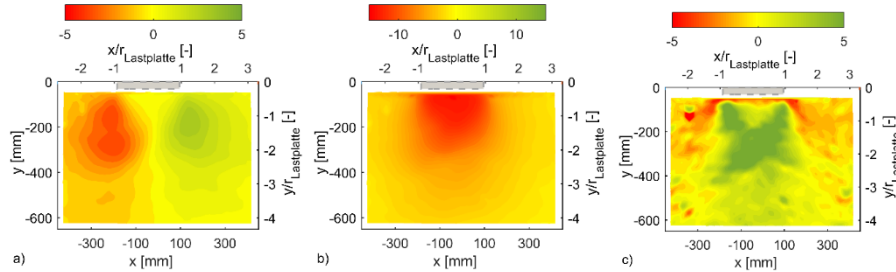


Abbildung 7: DIC-Ergebnisse für a) u_x und b) u_y in mm sowie c) γ_{\max} in %, ebener Verformungszustand am Versuchsstand-M, Setzung des Lastbügels = 15 mm

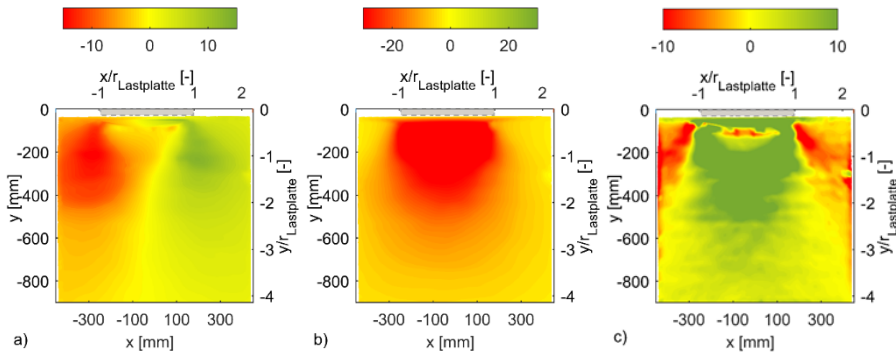


Abbildung 8: DIC-Ergebnisse für a) u_x und b) u_y in mm sowie c) γ_{\max} in %, Halbmodell-versuch am Versuchsstand-M, Setzung Lastplatte = 57 mm

5 Fallgewichtsversuche

Übergreifend wurden an den Versuchsständen-S und -M 14 verschiedene Fallgewichtskonfigurationen untersucht. In einzelnen Studien werden dabei die Zusammenhänge zwischen den Steuergrößen der Fallgewichtsverdichtung auf die Wirktiefe betrachtet. Nachfolgend wird exemplarisch je ein Fallgewichtsversuch in ebenem Verformungszustand und als Halbmodell-Versuch vorgestellt. Neben Ergebnissen zum Verformungsverhalten wird auf einzelne Aspekte der Kinematik eingegangen. Beide Fallgewichtsversuche wurden mit einer Fallmasse von $m = 48,1$ kg und einer Fallhöhe $h = 0,34$ m durchgeführt. Die Grundfläche des Fallgewicht ist im Versuch in ebenem Verformungszustand rechteckig mit $L \times B = 300 \times 150$ mm. Für den Halbmodell-Versuch wird ein Fallgewicht mit halbkreisförmiger Grundfläche und einem Durchmesser $d = 435$ mm verwendet.

5.1 Verformungsverhalten

Nachfolgende Abbildungen 9 bis 12 zeigen Ergebnisplots der DIC-Messung für beide Versuche nach dem 1. Impuls. Dargestellt werden die richtungsbezogenen Verschiebungen u_x (horizontal) und u_y (vertikal). Zudem werden die richtungsbezogenen Dehnungen ε_x und ε_y sowie die maximalen Scherdehnung γ_{\max} und die volumetrischen Dehnungen ε_{vol} abgebildet. Die Tiefe des Setzungskraters betrug ca. 80 mm im Versuch im ebenen Verformungszustand (Abbildung 9 und 10) und ca. 44 mm im Halbmodell-Versuch (Abbildung 11 und 12).

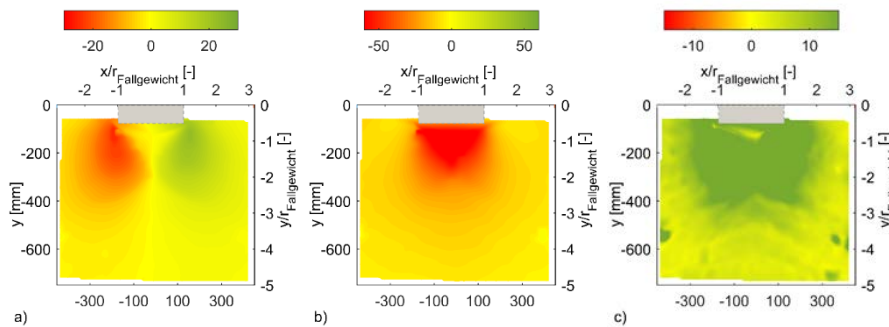


Abbildung 9: DIC-Ergebnisse für a) u_x , b) u_y in mm sowie c) γ_{\max} in %, Fallgewichtsversuch in ebenem Verformungszustand, nach 1. Impuls

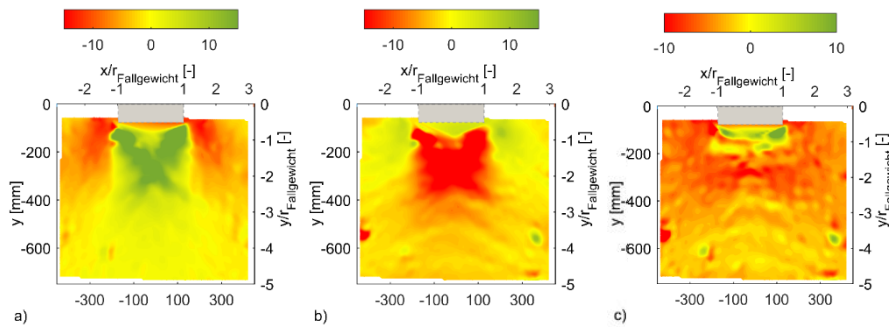


Abbildung 10: DIC-Ergebnisse für a) ε_x , b) ε_y und c) ε_{vol} in %, Fallgewichtsversuch in ebenem Verformungszustand, nach 1. Impuls

Die DIC-Ergebnisse in Abbildung 9 bis 12 veranschaulichen die lokalen Bodenverschiebungen mit starken Setzungen unterhalb und Seitwärtsbewegungen neben dem Fallgewicht. Dabei lässt sich deutlich erkennen, dass sich ein keil- bis halbkreisförmiger Bereich mit starken Setzungen unterhalb des Fallgewichtes ausbildet. Am Rand dieses Keiles entstehen massive Scherzonen, die sehr den Ergebnissen von Grund-

bruchversuchen ähneln. Die Ergebnisse für die volumetrische Dehnung weisen in weiten Bereichen der *ROIs* Verdichtung aus. Nah unterhalb des Fallgewichtes im ebenen Verformungszustand werden hingegen positive Dehnungen ausgewiesen. Diese sind dem Versuchsaufbau geschuldet, der einen geringen Spalt zwischen Sichtfenster und Fallgewicht aufweist, so dass einzelne Körner beim Eindringvorgang nach oben geschoben werden.

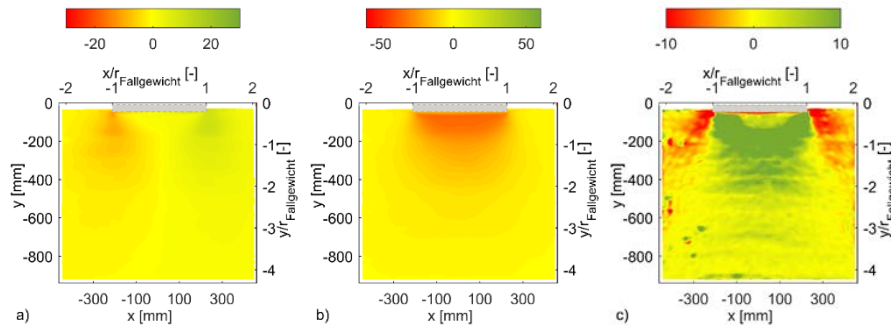


Abbildung 11: DIC-Ergebnisse für a) u_x , b) u_y in mm sowie c) γ_{\max} in %, Fallgewichtsversuch als Halbmodell, nach 1. Impuls

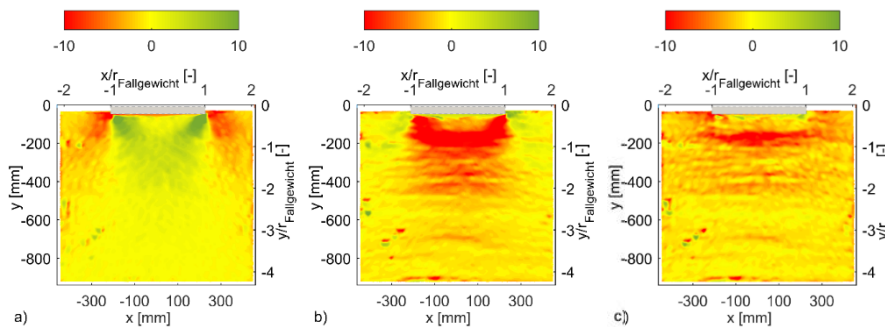


Abbildung 12: DIC-Ergebnisse für a) ϵ_x , b) ϵ_y und c) ϵ_{vol} in %, Fallgewichtsversuch als Halbmodell, nach 1. Impuls

Abbildung 13 veranschaulicht Ergebnisse für den Halbmodell-Versuch entlang einer Schnittlinie mittig unter dem Verdichtungskrater. Dargestellt werden die vertikale Verschiebung u_y in mm und die volumetrische Dehnung ϵ_{vol} in %.

Die Graphen lassen für die vertikalen Verschiebungen u_y mit zunehmender Anzahl von Impulsen deutlich eine Zunahme der maximalen Verschiebung sowie gleichzeitig einhergehende Verlagerung in die Tiefe erkennen. Die Darstellung der volumetrischen Dehnungen ϵ_{vol} zeigt ein eher unstetiges Verhalten und deutet auf eine maximale Verdichtungswirkung ca. 200 mm unterhalb ursprünglicher Geländeoberfläche

bei tendenzieller Abnahme der Verdichtungswirkung über die Tiefe. Die Graphen in Abbildung 13b) weisen in Abhängigkeit der gewählten Skalierung der x-Achsen eine gewisse Näherung auf. Für den vorliegenden Fall der Fallgewichtsverdichtung entlang eines vertikalen Schnittes mittig unter dem Verdichtungskrater kann in grober Näherung ein Zusammenhang zwischen Verschiebungen u_y in mm und volumetrischer Dehnungen ϵ_{vol} mit $10 \text{ mm } u_y \cong 1 \% \epsilon_{vol}$ vermutet werden.

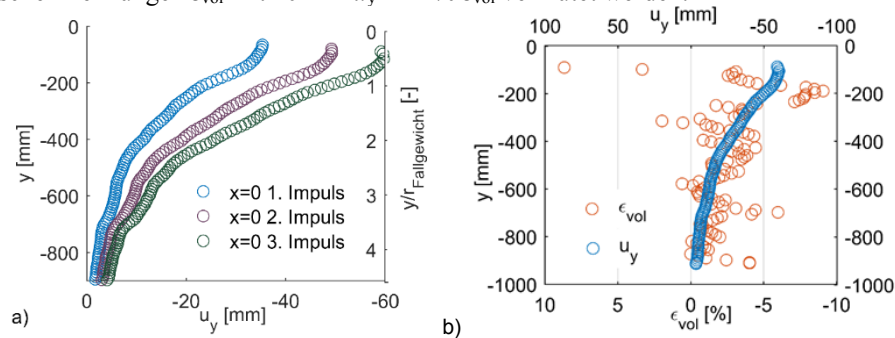


Abbildung 13: Fallgewichtsversuch als Halbmodell, Ergebnisdarstellung entlang der Schnittlinie mittig unter dem Verdichtungskrater: a) für den 1., 2. und 3. Impuls als Verschiebungen u_y in mm, b) für den 1. Impuls zusätzlich auch für ϵ_{vol} in %

Nachfolgende Abbildungen 14 und 15 zeigen Modellaufbau und Ergebnisse einer Simulation des Halbmodell-Versuches mit der CEL-Methode in *Abaqus/Explicit*.

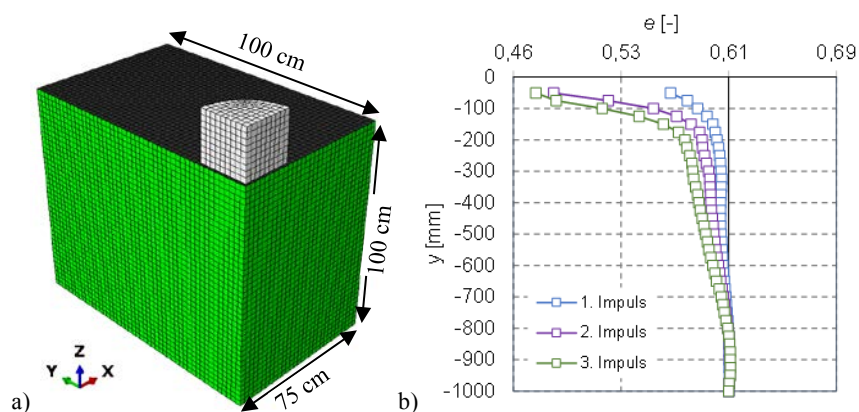


Abbildung 14: a) Numerisches Modell des Halbmodell-Versuches mit der CEL-Methode in *Abaqus/Explicit*, b) Ergebnisse für die Porenzahl e entlang einer Schnittlinie mittig unter dem Verdichtungskrater nach dem 1., 2. und 3. Impuls ($e_0 = 0,61$)

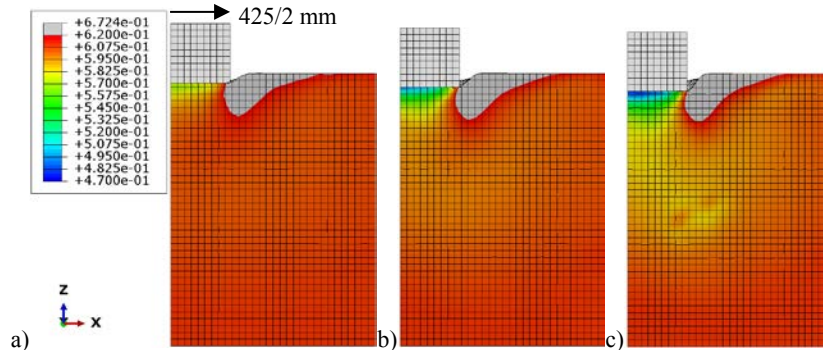


Abbildung 15: Ergebnisplots der Porenzahl e für Halbmodell-Versuch ($e_0=0,61$):
a) 1. Impuls, b) 2. Impuls und c) 3. Impuls

Die Darstellung der Porenzahlen e entlang der Schnittlinie belegen eine positive Verdichtungswirkung mit zunehmender Anzahl der Impulse. Die Verdichtungswirkung ist direkt unterhalb des Verdichtungskraters maximal und nimmt über die Tiefe ab. Eine Verringerung der Porenzahl um mind. 1/10 zeigt sich bis in eine Tiefe von 165 mm nach 1. Impuls, 510 mm nach dem 2. und ca. 615 mm nach dem 3. Impuls. Die Ergebnisplots der Porenzahl e veranschaulichen diese Verdichtungswirkung unterhalb des Setzungskraters. Mit zunehmender Anzahl von Impulsen vergrößern sich die Abmessungen des verdichteten Bereiches v.a. in die Tiefe. Deutlich zeigen sich auch Auflockerungen direkt seitlich des Verdichtungskraters.

5.2 Kinematik

DIC-Messungen mit einer Hochgeschwindigkeitskamera ermöglichen auch die Erfassung temporärer Vorgänge. Abbildung 16 zeigt die Verschiebungsfelder für $|u|$. Dabei werden kleinste Verschiebungen von 0,5 mm zu 3 Zeitpunkten unmittelbar nach dem Aufprall in Abständen von ca. 3 Millisekunden veranschaulicht.

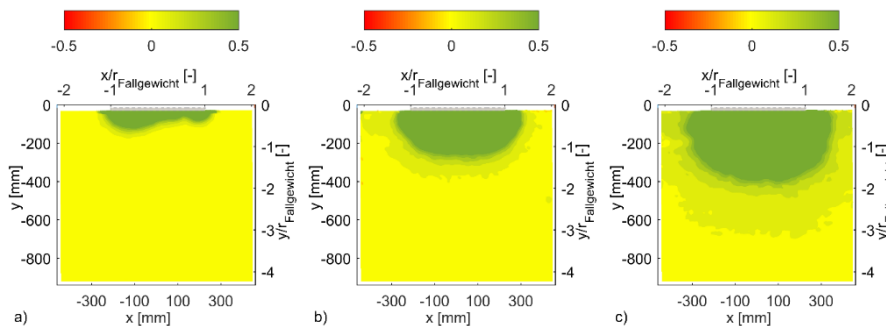


Abbildung 16: DIC-Verschiebungsfelder für $|u|$ in mm, $|u| < 0,5$ mm, Halbmodell-Versuch, 1. Impuls zu 3 Zeitpunkten jeweils in Abständen von ca. 3 Millisekunden

Die Verschiebungsfelder in Abbildung 16 veranschaulichen die Ausbreitung einer Wellenfront, die vom Aufprallvorgang ausgelöst wird. Die Abbildungen belegen eine Ausbreitungsgeschwindigkeit v zwischen 96 m/s und 130 m/s. In Tiefen von 250 mm, 625 mm und 1000 mm wurden Beschleunigungssensoren im Boden eingebracht (s. Lage in Abbildung 2b). Diese bestätigen die Ausbreitung der Wellenfront. Abbildung 17 zeigt die Extremwerte der Beschleunigungen der 3 Sensoren im Boden aus dieser Messung zum 1. Impuls und anschließenden weiteren Impulsen. In Abbildung 17b) wurden die Ausbreitungsgeschwindigkeiten dieser Extremwertereignisse jeweils zwischen dem oberen und dem mittleren sowie dem mittleren und dem unteren Sensor veranschaulicht.

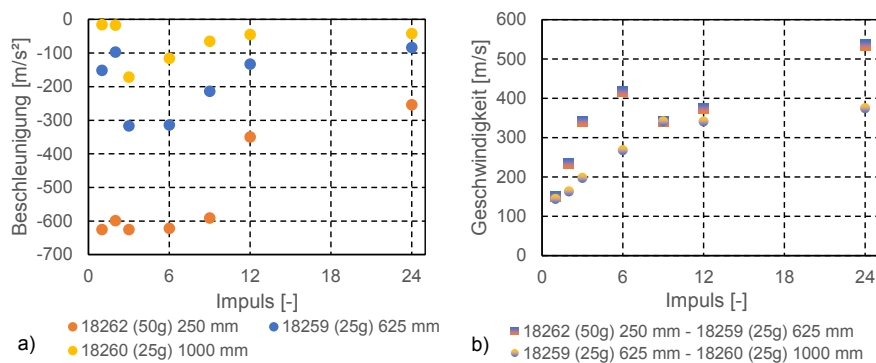


Abbildung 17: Halbmodell-Versuch: a) Beschleunigungen an 3 Sensoren im Boden, b) Ausbreitungsgeschwindigkeiten des Extremwertereignisses Sensorpaaren

Die Abbildungen zeigen, dass die zunehmende Anzahl von Impulsen auf beide Ergebnisgrößen einen Einfluss hat. Gemäß Abbildung 17a) ist ab dem 6. Impuls einheitlich ein Rückgang der Extremwerte der Beschleunigungen vorhanden. Abbildung 17b) deutet mit zunehmender Anzahl von Impulsen eine Zunahme der Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Wellenfront an. Dabei ist für das obere Sensorpaar ein stärkerer Anstieg der Ausbreitungsgeschwindigkeit erkennbar.

6 Vergleich statischer und dynamischer Versuch

Ein Vergleich von Ergebnissen des Grundbruchversuches und dem Fallgewichtsversuch als Halbmodell erfolgt in nachfolgenden Abbildungen 18 und 19 an vertikalen Schnittlinien für richtungsbezogenen Verschiebungen und Dehnungen. Die Schnittlinien wurden mittig unter der Lasteinleitung ($x=0r$), am Rand der Lasteinleitung ($x=1r$) und im Abstand von 425 mm zur Mitte ($x=2r$) angeordnet.

Verschiebungen seitlich der Lasteinleitung sind am statischen Versuch stärker ausgeprägt. Beim Fallgewichtsversuch ergeben sich weniger horizontale Verformungen. Die vertikalen Dehnungen sind für beide Versuche ähnlich, jedoch beim Fallgewichtsversuch etwas stärker ausgeprägt.

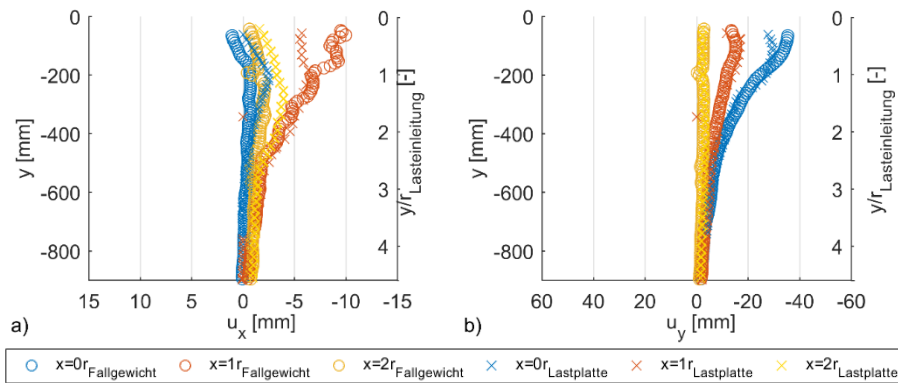


Abbildung 18: Versuche am Halbmodell mit Ergebnisdarstellung entlang von Schnittlinien: a) Verschiebungen u_x in mm und b) Verschiebungen u_y in mm

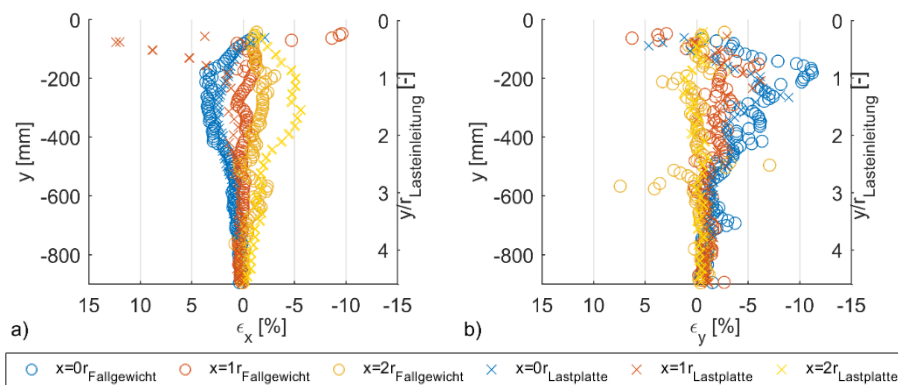


Abbildung 19: Versuche am Halbmodell mit Ergebnisdarstellung mit Ergebnisdarstellung entlang von Schnittlinien: a) Dehnungen ϵ_x in % und b) Dehnungen ϵ_y in %

7 Fazit

Im Ergebnis der experimentellen und numerischen Untersuchung zur Bodenverdichtung lassen sich die anfangs genannten Fragestellungen wie folgt beantworten:

1. Mit der DIC-Methode können zuverlässig quantitativ Bodenverschiebungen erfasst werden. Eine Dehnungsermittlung ist bedingt sinnvoll möglich. Für die Simulationen sind Vereinfachungen der Randbedingungen kritisch zu prüfen.
2. Beim Grundbruchversuch bilden sich Scherzonen im ebenen Verformungszustand deutlicher und weitreichender aus als im Halbmodell-Versuch aus.

3. Die Fallgewichtversuche führen zur Ausbildung keil- bis halbkreisförmiger Bereiche mit starken Setzungen unterhalb des Fallgewichtes sowie massiven Scherzonen Rand dieser Bereiche. Die Ergebnisse zur volumetrischen Dehnung belegen tendenziell aber unstetig eine Verdichtungswirkung unterhalb des Fallgewichtes. Auf die DIC-Ergebnisse haben Details wie ein kleiner Spalt zwischen Fallgewicht und Sichtebeine einen deutlichen Einfluss. Die Simulationen mit der CEL-Methode konnten die Bodenverformungen nachbilden.
4. Die Ergebnisse zur Kinematik deuten Möglichkeiten der Korrelation zwischen Extremwerten der Beschleunigungen im Boden und einer Zunahme der Verdichtungsarbeit an. Dies zeigt sich noch deutlicher für die Ausbreitgeschwindigkeit einer Wellenfront. Die Ergebnisse im Versuch belegen eine intensivere Verdichtungsarbeit zwischen dem oberen Sensorpaar. Dies zeigen auch die Ergebnisse der DIC-Auswertung und der numerischen Simulation.
5. Der Vergleich zwischen dem Grundbruchversuch und dem Fallgewichtversuch belegt große Ähnlichkeiten im Verformungsverhalten. Unterschiede zeigen sich v.a. in einem stärkeren seitlichen Verdrängen beim Grundbruchversuch.

Literatur

- [Beu 05] BEUTINGER, P. H.: Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Baumaschinen. Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 2005. IGS, Stuttgart, 2005.
- [Hil 50] HILL, R.: The mathematical theory of plasticity. Clarendon Press, Oxford, 1950.
- [Kér 93] KÉRISEL, J.: The history of geotechnical engineering up until 1700: *Golden Jubilee Volume*, San Francisco, 1993; S. 3–93.
- [NH 97] NIEMUNIS, A.; HERLE, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. In *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 1997, 2; S. 279–299.
- [Oca 16] OCAÑA ATENCIO, R. E.: Implementierung des hypoplastischen Stoffgesetzes in ABAQUS/Explicit zur Verwendung für dynamische Bodenverdichtung durch transiente Systeme an regionalem Sand. Masterarbeit, Leipzig, 2016.
- [Pra 20] PRANDTL, L.: Über die Härte plastischer Körper: *Nachrichten der Kgl. Gesellschaft*, Göttingen, 1920; S. 74–85.
- [Slo 93] SLOCOMBE, B. C.: Dynamic Compaction. Chapter 2: *Ground Improvement*, Florida, 1993; S. 57–86.
- [Wol 96] WOLFFERSDORFF, P.-A. von: A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. In *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 1996, 1; S. 251–271.

Herausforderungen für die Spezialtiefbau-Forschung

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Jimmy Wehr M.Sc.

Fachhochschule Erfurt, Institut für Geotechnik

Im Spezialtiefbau werden seit Jahrzehnten viele Verfahren mit Erfolg angewendet, jedoch sind noch viele Details ungeklärt. Einige Forschungsideen und Projekte, die begonnen wurden, aber noch nicht abgeschlossen sind, werden vorgestellt. Die Themenbereiche umfassen das Rütteldruckverfahren, das Rüttelstopfverfahren und das Düsenstrahlverfahren.

1 Einleitung

In der Spezialtiefbau-Forschung sind noch viele Fragen offen. In diesem Beitrag werden einige aktuelle Forschungsprojekte an der FH Erfurt kurz vorgestellt und die Herausforderungen aufgezeigt. Schwerpunkte sind die Tiefenrüttelverfahren, wie Rütteldruck- und Rüttelstopfverdichtung, sowie das Düsenstrahlverfahren.

2 Optimierung der Rütteldruckverdichtung

Bei der Rütteldruckverdichtung dringt ein vibrierender Tiefenrüttler mittels Wasserspülung bis zur geplanten Tiefe in den Boden ein worauf die stufenweise Verdichtung des umgebenden Bodens folgt. Durch die Verdichtung entsteht ein Absinktrichter im oberflächennahen Bereich, der mit vorhandenem oder angefahrenem Sand verfüllt werden muss. Diese Verdichtung erfolgt bisher nicht regelbasiert und automatisch geregelt.

Schon 1955 ging Prof. Lorenz der Frage nach, wie „eine optimale Schwingungsverdichtung erreichbar ist“ und wie „Schwingungsverdichter“ z.B. für die „Rüttel-

druckverdichtung“ gebaut werden sollten, um durch eine Variation der Frequenz die „Resonanzlage“ zu erreichen, [Lor55].

Bei diesem Forschungsprojekt wird geprüft, ob eine Optimierung der Rütteldruckverdichtung durch eine Variation der Frequenz sinnvoll ist um im Boden im Resonanzfall größere Amplituden als bisher zu erreichen.

In Anlehnung an Fellin [Fel99] wurde mit einem Masse-Feder-Dämpfer System eine Nachrechnung von Baustellenversuchen durchgeführt und ergab für einen S-Tiefenrüttler der Firma Keller, dass die Resonanzerscheinungen tiefen- und lagerungsdichteabhängig sind [Weh05]. Unter einer Verdichtungsfrequenz von ca. 20Hz sind keine Resonanzen möglich, da der Boden die lockerste Lagerung nicht unterschreiten kann und über einer Verdichtungsfrequenz von ca. 30Hz sind keine Resonanzen möglich, da dieses die maximale Arbeitsfrequenz des S-Tiefenrüttlers ist.

Es wurde gezeigt, dass ein Aufrechterhalten der Resonanzfrequenz ohne eine intelligente Nachregelung bzw. Steuerung purer Zufall ist. Aus dem Grund der fehlenden Nachregelung funktioniert übrigens auch das „Müller-Resonanzverdichtungsverfahren“ nur selten.

Aufbauend auf die Grundsatzversuche der Dissertation von Nendza [Nen06], in der die Bodenverdichtung mit verschiedenen Frequenzen und Unwuchtmomenten untersucht wurde und zusätzlich einem Feldversuch mit instrumentiertem Tiefenrüttler [Nag17], soll in diesem Forschungsprojekt die Rütteldruckverdichtung mit Hilfe einer Frequenz- bzw. Auflastregelung optimiert werden. Damit werden lange Haltezeiten bei den einzelnen Verdichtungsstufen vermieden und somit die Effizienz und Wirtschaftlichkeit des Verfahrens verbessert.

Zu diesem Zweck wurde ein Modellversuchsstand in der großen Wolfgang Storm Laborhalle aufgebaut. Dieser besteht aus zwei großen Versuchsbehältern, in die wassergesättigter Sand eingefüllt wird, der zu Beginn einem nicht tragfähigen Boden entspricht, Abb. 1.



Abbildung 1: Modellversuchsstand FH Erfurt



Abbildung 2: Modelltiefenrüttler FH Erfurt

Dieser wird mit einem Modelltiefenrüttler verdichtet, Abb. 2. Während des Versuchs werden unterschiedliche Sensoren sowohl im Boden als auch im Rüttler verschiedene Parameter aufnehmen, die auf eine Steuereinheit übertragen und ausgewertet werden. Mit diesen Daten wird dann eine automatische Regelung entwickelt, die den Boden sowohl effektiver als auch schneller verdichten kann. Somit können bei Bauvorhaben sowohl Zeit als auch Geld einspart werden.

3 Kornbruch bei Tiefenrüttelverfahren

Die Rüttelstopfverdichtung wird seit den 1950er Jahren weltweit auf Baustellen ausgeführt. Bei diesem Verfahren wird die Tragfähigkeit des Baugrundes mit lastabtragenden Säulen erhöht. Jedoch sind immer noch einige wichtige Details ungeklärt.

Die Kornzertrümmerung während des Verdichtungsprozesses wird derzeit nur ungenügend in dem hypoplastischen Stoffgesetz berücksichtigt. Deshalb ist es das Ziel eine Grundlage für die Erweiterung des hypoplastischen Stoffgesetzes zu schaffen, die eine Datensammlung von Laborergebnissen beinhaltet. Des Weiteren wird die Kornzertrümmerung von Tiefenrüttlern mit einem Laborversuch simuliert. Hierzu ist eine Probenentnahme auf einer Baustelle notwendig.

Mit der Kenntnis der Verdichtungsenergien der Tiefenrüttler ist es möglich, granuläre Materialien auf die gewünschte Kornzertrümmerung der Rüttelstopfsäule im Labor vorzubereiten. Die unterschiedlichen Tiefenrüttler werden untersucht und ein detaillierter Einfluss der Verdichtungsenergie dargestellt. Es konnte die Verdichtungsenergie einer mit dem Keller M-Rüttler hergestellten Rüttelstopfsäule mittels Proctor Prüfeinrichtung erfolgreich simuliert werden.

Für die Auswertung und Verifizierung wurden Kiesproben aus Rüttelstopfsäulen in Heilbronn entnommen. Auf dieser Baustelle wurde das Rüttelstopfverfahren angewendet, um eine Baugrundverbesserung für eine Flachgründung der Fundamente herzustellen. Das Baugerät war eine Rüttlertragraupe mit Schleusen M-Rüttler. Das Probenmaterial bzw. das Zugabematerial der Stopfsäule war ein Kalksteinschotter. Die Probenentnahme geschah unmittelbar nach dem Einbau der Rüttelstopfsäule. Die Säule wurde bis zu einer Tiefe von 1,50 m lagenweise abgetragen. Nur der Kern der Schottersäule mit ca. 70cm Durchmesser wurde entnommen. Zusätzlich ist von der Halde das Rohmaterial der Säule nämlich ein Kalksteinschotter 16/32 mm für Laboruntersuchung entnommen wurden.

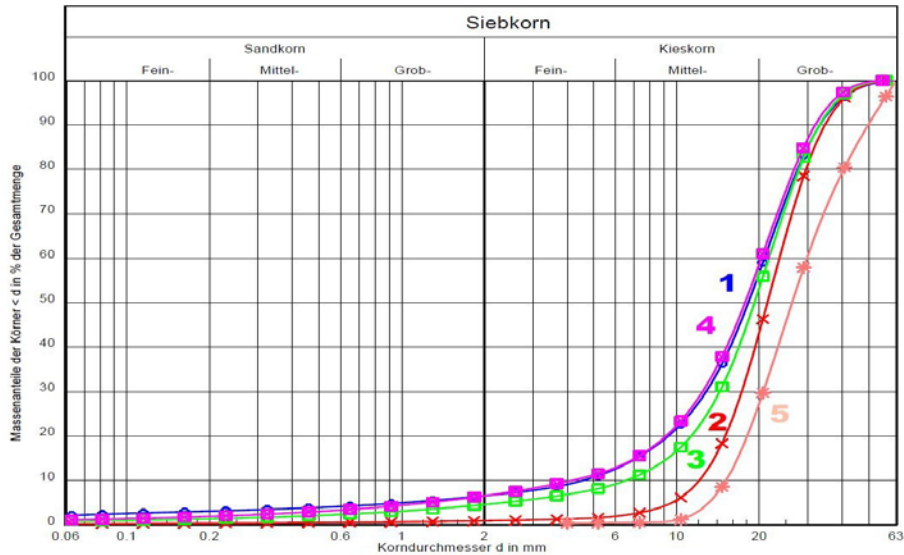


Abbildung 3: mit verschiedenen Energien verdichteter Kalksteinschotter

1. Rüttelstopfsäule Kalksteinschotter (blau)
2. Proctor Kalksteinschotter (rot)
3. modifizierter Proctor Kalksteinschotter (grün)
4. Proctor M-Rüttler Kalksteinschotter (lila)
5. Rohmaterial 16/32 Kalksteinschotter (hellbraun)

Zuerst wurde im Labor begonnen die Verdichtungsenergie des Tiefenrüttlers an den Proctorversuch anzupassen. Zunächst wurde die Sieblinie des eingebauten Kalksteinschotters der Rüttelstopfsäule bestimmt. Danach erfolgte der Vergleich der Sieblinien der Rüttelstopfsäule und des Rohmaterials. Wenn die Sieblinien die gleichen Massenanteile haben, kann von derselben Kornzertrümmerung ausgegangen werden. Die Verdichtungsenergie des M-Rüttlers konnte somit angepasst werden. In Abbildung 3 ist das Herantasten anhand der Sieblinien zu erkennen.

Die 5. Sieblinie (hellbraun) ist die Ausgangssieblinie des Rohmaterials. Diese wurde mit unterschiedlichen Proctorenergien zertrümmert. Der übliche Proctorversuch zur Bestimmung der optimalen Trockendichte und des optimalen Wassergehaltes wurde nicht durchgeführt, sondern es wurde nur die Verdichtungsenergie der Prüfeinrichtung modifiziert. Mit der üblichen Proctorenergie entstand die 2. Sieblinie (rot) und mit der modifizierten Proctorenergie die 3. Sieblinie (grün). Es ist zu erkennen, dass die 3. Sieblinie (grün) sich an die Kornzertrümmerung der 1. Sieblinie Rüttelstopfsäule (blau) annähert. Demzufolge muss der modifizierte Proctorversuch weiter angepasst werden. Die Schläge werden kontinuierlich erhöht bis die Massenprozent

zu der 1. Sieblinie (blau) der Rüttelstopfsäule passen. Dazu waren 15 Schläge mehr je Schicht nötig, wie in der 4. Sieblinie Proctor M-Rüttler (lila) dargestellt. Wie man in Abbildung 3 sieht, weisen die 1. Sieblinie Rüttelstopfsäule (blau) und die 4. Sieblinie Proctor M-Rüttler (lila) die gleichen Massenanteile auf. Somit konnte die Kornzertrümmerung eines M- Tiefenrüttlers aufgebracht werden.

Die Verdichtungsenergie eines Proctorversuch ergibt $0,57 \text{ MNm/m}^3$ und die eines modifizierten Proctorversuches eine höhere Energie von $2,56 \text{ MNm/m}^3$. Für den Proctor M- Rüttler ergab sich eine Verdichtungsenergie von $3,24 \text{ MNm/m}^3$.

Ein weiterer Tiefenrüttler für das Rütteldruckverfahren ist der S-Rüttler, für den eine höhere Energie von $8,10 \text{ MNm/m}^3$ abgeschätzt wurde. Diese Annahme muss noch mit Feldversuchen verifiziert werden.

Tabelle 1: Kennwerte der unterschiedlichen Proctorversuche

Proctortopf B	Protor- versuch	modifi- zierter Proctory.	Proctor M-Rüttler	Proctor S-Rüttler
Masse Fallgewicht	2,5 kg	4,5 kg	4,5 kg	4,5 kg
Durchm. Fallgewicht	50 mm	50 mm	50 mm	50 mm
Fallhöhe	305 mm	457 mm	457 mm	457 mm
Anzahl Schichten	3 -	5 -	5 -	5 -
Anzahl Schläge / Schicht	56 -	56 -	71 -	178 -
Volumen des Topfes	2208,93	2208,93	2208,93	2208,93
Verdichtungsenergie	0,569 MNm/m^3	2,557 MNm/m^3	3,242 MNm/m^3	8,106 MNm/m^3

Die einzelnen Kennwerte der unterschiedlichen Proctorversuche sind in der Tabelle 1 zusammengefasst. Mit diesem Ergebnis können die nächsten Proben im Labor auf dieselbe Kornzertrümmerung vorbereitet werden.

Über weiterführende Versuche an Grauwacke mit verschiedenen Sieblinien und dem Einfluß der genannten Verdichtungsenergien wird zu einem späteren Zeitpunkt berichtet.

4 Filterstabilität von Rüttelstopfsäulen

In diesem Abschnitt wird die hydraulische Filterstabilität von Rüttelstopfsäulen in bindigen Böden untersucht um allgemeingültige Aussagen zu erhalten, die auf die Baustelle übertragbar sind.

Da bei bisherigen Versuchen [ZBW10] nicht genau beobachtet werden konnte, wann der kritische Gradient erreicht war, wurden Modellversuche mit Prü fzellen und einer neu dafür entwickelte Filterschale mit Plexiglasscheibe durchgeführt und ausgewertet, siehe Abb. 4. Es wurden Modellversuche zur Bestimmung eines kritischen hydraulischen Gradienten bei schichtennormaler und schichtenparalleler Durchströmung entwickelt. Dafür wurden geschichtete Proben aus einem bindigen Boden und unterschiedlichen Kiesen mit einem konstanten Wasserdruck durchströmt. Der Wasserdruck wurde stufenweise in 30 min bis 1 h – Intervall erhöht, während die Durchlässigkeit in regelmäßigen Abständen gemessen wurde. Anhand der Durchlässigkeit konnte festgestellt werden, ob eine Erosion im bindigen Material aufgetreten ist und somit ein kritischer hydraulischer Gradient erreicht wurde. Danach wurden die Ergebnisse mit den theoretischen Ansätzen von Zou [ZBW10] verglichen.

Für die Schottersäule wurde mineralisches Filtermaterial mit unterschiedlichen Korndurchmessern verwendet und als bindiges Basismaterial wurde ein Sand – Ton – Schluff – Gemisch und ein mittelp lastischer Ton verwendet.

Zur Untersuchung der Kontakterosion bei schichtennormaler Durchströmung wurden Probekörper in eine standardisierte Durchlässigkeitsprü fzelle eingebaut. Die Versuchsproben bestanden aus einem Sandauflager mit $h = 3,0$ cm um einen gleichmäßigen Wasserzustrom zur Basisschicht zu gewährleisten, siehe Abb. 4. Darauf wurden nacheinander wassergesättigtes bindiges Basismaterial mit einer Mächtigkeit von $h = 2,5$ cm und das jeweiligen Filtermaterial bis auf eine Gesamthöhe von $h = 10,5$ cm eingebaut. Insgesamt umfasste die gesamte Versuchsreihe 24 Versuche von niedrigen Auflastspannungen mit (10; 20; 30 kN/m²) bis zu größeren Auflastspannungen von (50; 100; ... 600 kN/m²).

Für die Versuchsreihe wurden die Prü fzellen an eine backpressure Anlage angeschlossen. Um möglichst vergleichbare Ergebnisse zu denen von Zou et al. [ZBW10] zu erhalten, wurde die Strömungsrichtung von unten nach oben gegen die Schwerkraft gewählt. Zum Einsatz kam entlüftetes und teilentsalztes Wasser. Das ausströmende Wasser wurde gesammelt um die Feinsteile, die trotz Filterpapier aus der Filterschale entweichen, aufzufangen.

Aus dem Verhältnis der hydraulischen Druckhöhen in den Büretten und der durchströmten Länge des Basismaterials ergaben sich die entsprechenden hydraulischen Gradienten.

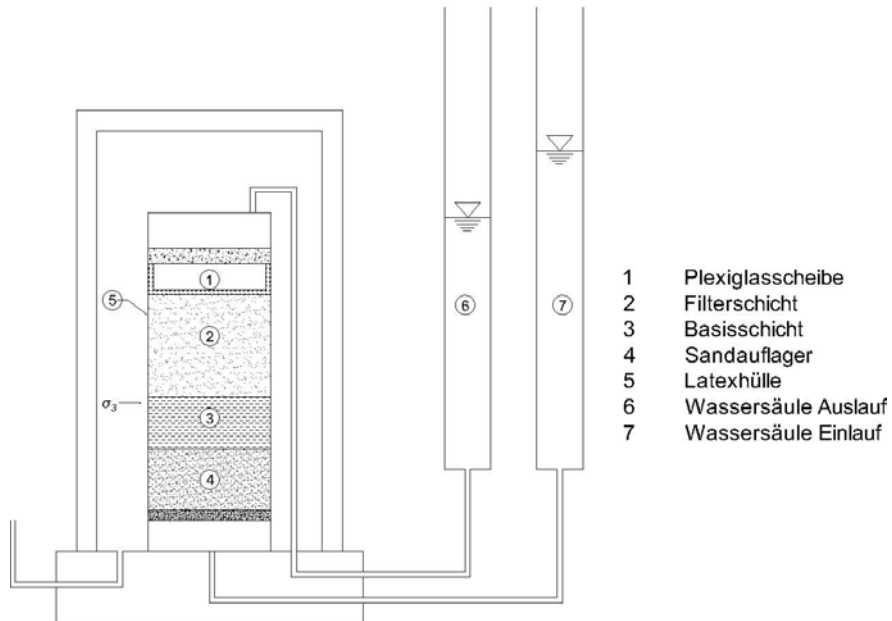


Abbildung 4: Modellversuch mit neuer Plexiglasfilterschale für schichtnormale Durchströmung

In jedem Versuchsdurchgang wurden mindestens drei hydraulische Gradienten (Laststufen) untersucht. Die Laststufe ist für eine bestimmte Zeit konstant gehalten worden oder solange bis es zur Erosion kam. In jeder Laststufe wurde in unterschiedlichen Zeitabständen die Durchlässigkeit gemessen. Die ersten Erkenntnisse dienen auch der Bestimmung der Mindesthaltezeit für das Sand-Ton-Gemisch von 30-Minuten und für den mittelplastischen Ton von 1-Stunde.



Abbildung 5: Filterschale mit starker Trübung

Über die Messung der Durchlässigkeit und dem Grad der Trübung in der Filterschale konnte das Eintreten der Erosion erkannt werden. Bildete sich eine starke Trübung aus wurde der kritische hydraulische Gradient erreicht, siehe Abbildung 5. Ist in einer Laststufe kein kritischer hydraulischer Gradient erreicht worden, wurde der Zelldruck gesteigert und mit neuem hydraulischen Gradienten belastet.

Über die Versuchsergebnisse wird an anderer Stelle berichtet.

5 Abschätzung des Durchmessers von Düsenstrahlsäulen

Das Düsenstrahlverfahren ist ein seit Jahrzehnten weltweit angewendetes Verfahren um Injektionssäulen im Boden herzustellen. Der Vorgang im Boden stellt einen hochkomplexen Prozess dar, welcher mathematisch und physikalisch schwer zu erfassen ist. Bedeutende Versuche zu dieser Problematik wurden von Bernd Bergschneider [Ber02] und Jürgen Stein [Ste04] durchgeführt, die jeweils unterschiedliche Berechnungsansätze zur Ermittlung der Reichweite liefern.

Die zeitliche Entwicklung der Strahlreichweite kann für jeden Boden mit Hilfe eines Separationsansatzes beschrieben werden. Darauf baut Stein seine Berechnung der Reichweite auf. Diese Überlegung ist für die Praxis durchaus relevant, da für die Ausführung im Feld die maximale Reichweite nicht benötigt wird. Düsenstrahlsäu-

len werden in jeglichen Bodenarten erstellt, weshalb es von großem Nutzen ist, dass der Ansatz für jede Bodenart verwendet werden kann.

Bergschneider betrachtet in seiner Berechnung nur die maximale Reichweite. Dies bewerkstelligt er sehr ausführlich und liefert dadurch einen detaillierten Ansatz zur Berechnung. Den durchaus wichtigen Einfluss des Porenwasserüberdrucks berücksichtigt er jedoch nicht und umgeht dies mit einer Vereinfachung.

Beide Wissenschaftler liefern somit einen Teil der Berechnung des komplexen Vorgangs beim Düsenstrahlverfahren, vernachlässigen aber durchaus wichtige Parameter wie den Einfluss der Kohäsion oder die Auswirkung der Ziehgeschwindigkeit des Gestänges. Um für die Praxis einen Berechnungsansatz zu liefern, der mit Erfahrungswerten verglichen werden kann, müssen jedoch alle Aspekte in die Berechnung integriert werden. Es wird hier ein erster Versuch unternommen fehlende Parameter zu integrieren und einen Berechnungsansatz zu entwickeln.

Der neue Berechnungsansatz kombiniert die Formeln beider Autoren und ergänzt wichtige Parameter wie den von der Durchlässigkeit des Bodens abhängige Porenwasserüberdruck und die Kohäsion.

Zur Berechnung des Porenwasserüberdrucks wird auf die Entstehung des Überdrucks bei der Konsolidierung von Böden zurückgegriffen. Entscheidend für den Verlauf der Konsolidierung sind die Durchlässigkeit und die Steifigkeit des Bodens sowie die Drainagebedingungen. Beim Düsenstrahlverfahren wird der Ablauf der Konsolidierung in umgekehrter Reihenfolge betrachtet. Es wird also nicht der Abbau des Porenwasserüberdrucks berechnet, sondern wie lange der Aufbau des Porenwasserüberdrucks dauert und wie groß der Druck zu verschiedenen Zeiten ist.

Die Kohäsion wird über die Kohäsionskräfte entlang der von Bergschneider vorgegebenen Gleitflächen berücksichtigt, siehe Abbildung 6. Auf diese Weise kann die Reichweite nicht nur in Sanden ermittelt werden, sondern auch in bindigen Böden. Modellversuche dazu stehen noch aus.

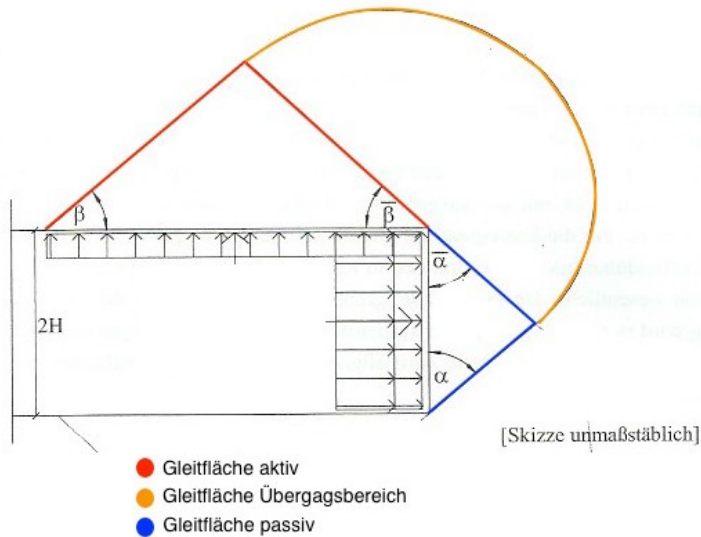


Abbildung 6: Berücksichtigung der Kohäsion

6 Zusammenfassung

Im Spezialtiefbau werden seit Jahrzehnten viele Verfahren mit Erfolg angewendet, jedoch sind noch viele Details ungeklärt. Einige Forschungsideen und Projekte, die begonnen wurden, aber noch nicht abgeschlossen sind, werden vorgestellt.

Beim Rütteldruckverfahren ist nicht geklärt, welche Bewegungen der Rüttler im Boden genau macht und wie man den Verdichtungsprozess beschleunigen kann. Dazu wird an einer Optimierung mit Frequenzregelung gearbeitet.

Beim Rüttelstopfverfahren ist nicht klar, wie sich die bodenmechanischen Säulenparameter in Abhängigkeit von der Rüttlerenergie durch Kornbruch verändern. Hierzu wird eine Vorgehensweise im Labor vorgeschlagen und mit Baustellenversuchen verglichen. Ebenso ist es bisher beim Thema Filterstabilität von Rüttelstopfsäulen nicht gelungen, den rechnerisch ermittelten kritischen Gradienten mit Versuchen genau nachzuweisen. Zu diesem Zweck wird eine Modifikation der Versuchseinrichtung vorgeschlagen.

Am Ende wird auf die Abschätzung der Reichweite des Düsenstrahlverfahrens eingegangen, wobei vorhandene Ansätze kombiniert und mit neuen Parametern ergänzt werden.

Literatur

- [Ber02] BERGSCHNEIDER, Bernd. *Zur Reichweite beim Düsenstrahlverfahren im Sand*. Dissertation. Universität Wuppertal, 2002
- [Fel99] FELLIN, Wolfgang. *Rütteldruckverdichtung als plastodynamisches Problem*. Dissertation. Universität Innsbruck, 1999
- [Lor55] LORENZ, Hans. Über die Vorgänge im rolligen Baugrund bei Schwingungsverdichtung“, TU Berlin., S.12-16, 1955
- [Nag17] NAGY, Peter Investigation of soil-machine interaction during deep vibro compaction, In: 6th *International young geotechnical engineers' conference, Seoul*, 2017
- [Nen06] NENDZA, Matthias: *Untersuchungen zur dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens*, TU Braunschweig, Diss,
- [Ste04] STEIN, Jürgen. *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Düsenstrahlverfahren*. (J. Grabe, Hrsg.) Hamburg: Technische Universität Hamburg-Harburg, 2004
- [Weh05] WEHR, Wolfgang Jimmy: Variation der Frequenz von Tiefenrüttlern zur Optimierung der Rütteldruckverdichtung. In: *Hans-Lorenz Symposium, TU Berlin*, 2005
- [ZBW10] ZOU Yazhou, BOLEY Conrad, WEHR Wolfgang: On stress state dependent contact erosion during the constructing of stone columns, In: *International conference on scour and erosion, San Francisco*, 241-250, 2010

Zur Prognose von Ersatzfedersteifigkeiten von Tiefgründungssystemen am Beispiel der Itztalbrücke

Dr.-Ing. Thomas Meier

BAUGRUND DRESDEN Ingenieurgesellschaft mbH

Für drei Pfeilerachsen der Eisenbahnüberführung (EÜ) Itztalbrücke bei Coburg in Nord-Bayern wurden 3-dimensionale Finite-Elemente-Spannungs-Verformungs-Prognosen durchgeführt mit dem Ziel, lineare Ersatzfedersteifigkeiten für die Tiefgründungssysteme bestehend aus Pfahlkopfplatte, Gründungspfählen und umgebenden Baugrund für den Nachweis der Schienenspannungen realitätsnah rechnerisch zu bestimmen. Diese Analysen erfolgten im Vorfeld eines zwischenzeitlich durchgeführten Feldversuchs im Sinne einer class A-Vorhersage allein auf Grundlage der Ausführungsplanung der Pfeiler/Gründungs-Systeme und dem Baugrundgutachten und unter Einsatz moderner Simulationsmöglichkeiten (3D-Finite Elemente Methode in Verbindung mit Hardening Soil Stoffmodell mit „small strain“-Erweiterung „HSsmall“). Weiterhin flossen die Ergebnisse der durchgeführten Simulationen auch insoweit in das Messkonzept mit ein, als dass die Abstandssensoren (Laser) zur Messung von Pfeilerhorizontalverschiebungen in ausreichend weiter Entfernung, d. h. in Bereichen platziert wurden, die während der Horizontalbelastungen der Brückenpfeiler nicht durch Verschiebungen des Untergrunds beeinflusst sein würden. Nach Abschluss der in situ-Probebelastung erfolgte ein Vergleich der Prognosen mit den Messungen. Auf Grundlage dieses Vergleichs erfolgte eine Optimierung der drei vorhandenen 3D-FE-Modelle hinsichtlich der verwendeten Stoffmodell-Parameter und im Fall der Achsen 20 und 40 eine Anpassung der Baugrundsichtung.

1 Einleitung

In der bautechnischen Praxis stellen (linear-elastische) Ersatzfedern häufig die Schnittstelle zwischen Gründungssystem und Hochbau oder anders zwischen den Disziplinen des Spezialtiefbaus und des konstruktiven Ingenieurbaus dar. Obwohl heutzutage prinzipiell komplexe Gesamtbetrachtungen vorzugsweise mit der Methode der

Finiten Elemente möglich wären, wird dies nach dem derzeitigen Stand der Praxis dem Erachten des Autors nach auch noch eine ganze Weile so bleiben. Umso wichtiger ist es, dass die hierbei verwendeten Ersatz(dreh)federsteifigkeiten die komplexe Wirklichkeit möglichst gut abbilden.

Wie dies in der Ingenieurpraxis realisiert werden kann, soll im vorliegenden Beitrag anhand der Bestimmung von Ersatzfedersteifigkeiten am Beispiel der EÜ Itztalbrücke bei Coburg gezeigt werden.

Anhand seltenst ausgeführter Probelastungen am fertigen Bauwerk [Wen18] war es zudem möglich, die Qualität der so bestimmten Werte im Sinne einer echten "class A prediction" (Prognose vor Vorliegen von Messdaten) zu bewerten. Die nachfolgend beschriebenen Analysen basieren allein auf dem konventionellen Baugrundgutachten und den Ausführungsplänen der Bohrpfahl-Tiefgründungen der Brückenpfeiler.

2 Beschreibung des Bauwerks

Bei der EÜ Itztalbrücke handelt es sich um ein bestehendes 868 m langes Bauwerk, das im Zuge des Verkehrsprojekts Deutsche Einheit VDE 8.1 als Teil der Neubaustrecke Nr. 5919 Ebensfeld – Erfurt erbaut wurde (Abbildung 1). Der Oberbau ist auf insgesamt 14 Pfeilern und zwei Randauflagern gestützt (Abbildung 2). Acht der Stützpfiler sind zusätzlich horizontale Auflager. Diese Pfeiler sind jeweils über eine Bodenplatte und Gruppen bestehend aus je 8 geneigten Bohrpfählen im Boden gegründet (Abbildung 3).



Abbildung 1: EÜ Itztalbrücke (im Vordergrund) [Wen18].

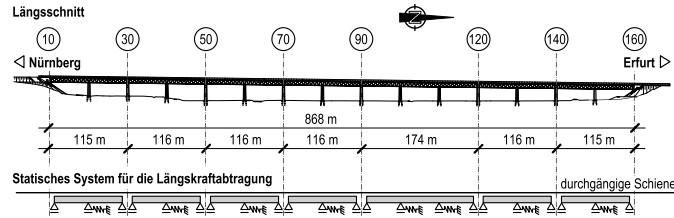


Abbildung 2: Längsschnitt und statisches System der EÜ Itztalbrücke [Wen18].

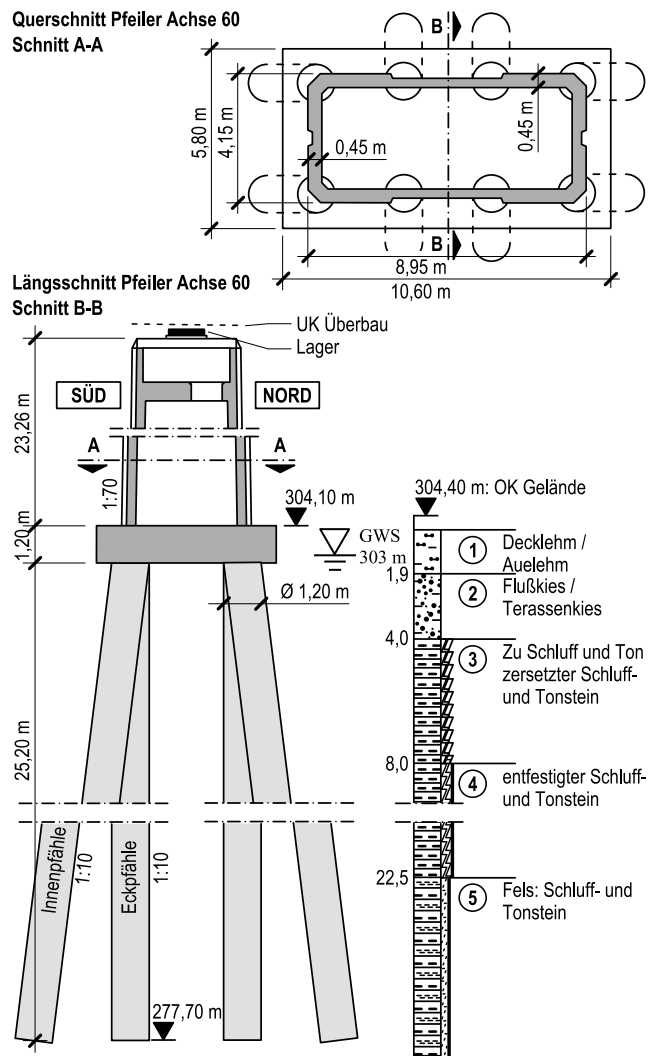


Abbildung 3: Gründungssystem Brückenpfeiler Achse 60 [Wen18].

3 Berechnungsgrundlagen

3.1 Baugrund

Für die anfänglich durchgeführten Prognose-Berechnungen wurden die Baugrundmodelle auf Grundlage des Oberflächen-, Baugrundsichten- und Grundwasserspiegel-Verlaufs gemäß Baugrundgutachten modelliert. In Abbildung 3 ist die Baugrundsichtung exemplarisch gezeigt. Unter einem Decklehm befindet sich eine Schicht von Flussablagerungen in Form von Terrassenkiesen. Darunter folgt nach unten abnehmend zersetzter bis angewitterter Schluff- und Tonstein. Der Grundwasserspiegel befindet sich auf einem Niveau von 303 mNN und damit überwiegend in der Deck-/Auelehmschicht knapp unterhalb der Geländeoberkante (GOK). Diese verläuft, wie in Abbildung 2 oben andeutungsweise zu erkennen, nicht durchgehend horizontal.

3.1 Charakteristische bodenmechanische Kennwerte

Die herkömmlichen bodenmechanischen Kenngrößen gemäß Baugrundgutachten sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Sie dienen als Grundlage für die Bestimmung der HSsmall-Parameter für die FE-Analysen und waren zunächst projektspezifisch vorgegeben.

Tabelle 1: Bodenmechanische Kennwerte

Bodenschicht	γ/γ' in kPa	φ'	c' in kPa	E_s in MPa
1 – Decklehm/ Auelehm	20/10	22,5	5	5-10
2 – Fluss-/ Terrassenkies	20/10	32,5	0	40-70
3 – Schluff/ Ton	21/11	22,5	10	10-30
4 – Schluff-/ Tonstein, entfestigt	22/12	25,0	10	50-60
5 – Schluff-/ Tonstein, angewittert	24/14	k. A.	k. A.	>250

3.3 Lastannahmen

Die im Rahmen der numerischen Untersuchungen zu berücksichtigenden Lasten resultieren aus den Eigengewichten der Brückenpfeiler und anteilig der Gewichtskraft des Oberbaus sowie aus der im Zuge des Feldversuchs durch Hydraulikpressen aufgebrachten Horizontalbeanspruchung. Diese wiederum bewirkt bezüglich der projektspezifisch definierten Schnittstelle Oberkante Pfahlkopfplatte über den Kragarm Brückenpfeiler zusätzlich ein entsprechendes Kippmoment.

4 Grundlagen der Finite-Elemente-Modellierung

4.1 Geometrien

Grundlage der FE-Modellierung der Massivbauteile (Pfahlkopfplatten und Gründungspfähle) waren die übergebenen Ausführungsplanunterlagen (vgl. Abbildung 3). Der Untergrund wurde auf Grundlage der Angaben im Baugrundgutachten hinsichtlich des Schichtverlaufs modelliert. Dabei wurde quer zur Brückenachse eine gleichbleibende Höhe der in Längsrichtung hinsichtlich Höhenniveaus veränderlichen Schichtgrenzen und Geländeoberkante angenommen.

Der Berechnungsausschnitt wurde so gewählt, dass

- 1.) die vorhandene Symmetrie der Brücke (Symmetrie-Ebene senkrecht durch mittigen Längsschnitt) genutzt wurde um den Berechnungsaufwand möglichst gering zu halten und
- 2.) die übrigen vertikalen Modellränder ausreichend weit von der jeweiligen Tiefgründung entfernt sind, um keinen Einfluss auf die relevanten Ergebnisse zu haben.

Exemplarisch ist in Abbildung 4 das 3D-FE-Modell der Pfeilerachse 40 gezeigt.

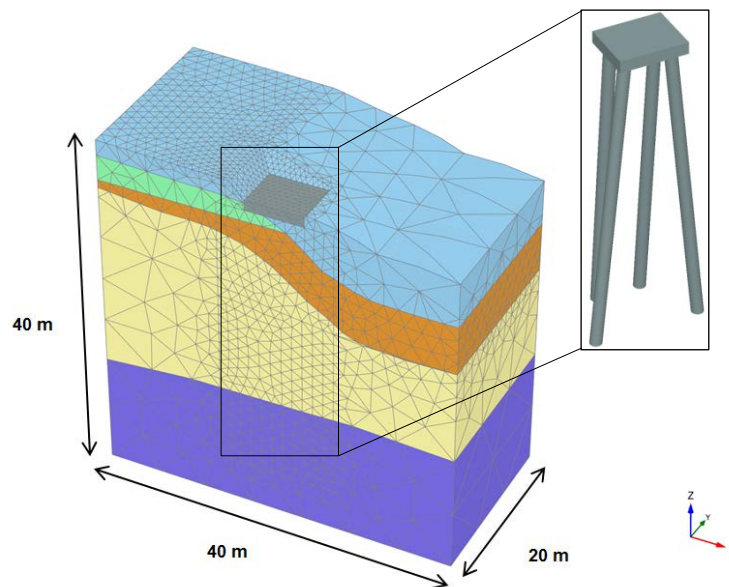


Abbildung 4: 3D-FE-Modell Pfeilerachse 40 (137.611 Elemente).

4.2 Elementtypen, Stoffmodelle und Stoffparameter

Es kamen 10-knotige, tetraederförmige Kontinuumsselemente mit 4 Gauß'schen Integrationspunkten zum Einsatz.

Boden

Das mechanische Verhalten des Untergrunds wurde mit dem in der verwendeten Software implementierten Hardening Soil Small Strain-Modell beschrieben [Ben07]. Dieses moderne elasto-plastische Stoffmodell beinhaltet u. a. das Grenzkriterium nach Mohr/Coulomb (spannungsabhängige Fließfläche) sowie eine Spannungs- und Deformationspfadabhängigkeit der Steifigkeit. Die erforderlichen Parameter wurden auf Grundlage der bodenmechanischen Kenngrößen gemäß Tabelle 1 bestimmt. Dabei wurde jeweils sowohl die obere als auch die untere Grenze der angegebenen Steifiziffern E_S berücksichtigt.

Die Ableitung des Schubmoduls bei sehr kleinen Dehnungen G_{d0} , d.h. des in der Praxis sog. dynamischen Schubmoduls erfolgt dabei durch Anwendung des Alpan-Diagramms (s. Abbildung 5) auf die Ent- und Widerbelastungssteifigkeit [Wic07]. Der Parameter $\gamma_{0,7}$, d.h. die Scherdehnung, bei der Sekantenschubmodul G nach einer Umkehr der Scherdeformation bei einfacher Scherung noch 70% von G_{d0} beträgt, wurde jeweils empirisch festgelegt.

Die resultierenden Stoffmodell-Parameter für die drei oberen relevanten Schichten sind exemplarisch für die obere Grenze der im Baugrundgutachten gegebenen Steifigkeiten in Tabelle 2 zusammengefasst. Der Fels wurde linear-elastisch mit einer Steifiziffer $E_S = 250$ MPa und der Poisson-Zahl $\nu = 0,2$ modelliert.

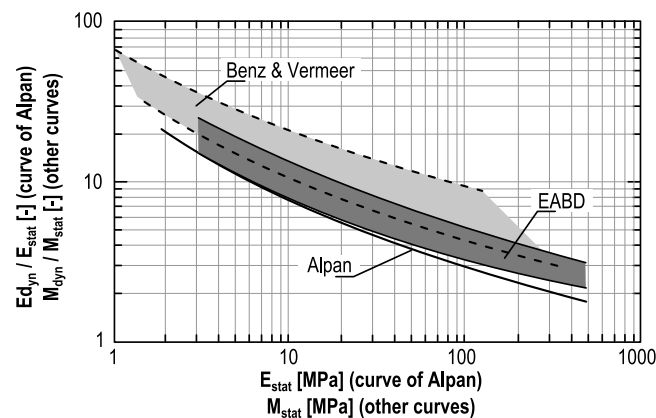


Abbildung 5: Verhältnis der „dynamischen“ zu „statischen“ Steifigkeiten [Wic07].

Bohrpfähle und Bodenplatten

Für die Abbildung des mechanischen Materialverhaltens wurde das linear-elastische Stoffmodell verwendet. Das Baumaterial für die Bohrpfähle und die Bodenplatten gemäß Ausführungsplanung ist ein Beton B35 (C30/37 nach aktueller Normung). Der entsprechende E-Modul wurde erst in den optimierten Modellen korrekt angesetzt, zunächst wurde mit einem E-Modul entsprechend einem Beton C25/30 gerechnet:

- Elastizitätsmodul $E = 31 \text{ GN/m}^2$, optimierte Modelle $E = 33 \text{ GN/m}^2$
- Querdehnzahl $\nu = 0,2$
- Raumbgewicht $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

Tabelle 2: Materialparameter HSsmall

Parameter	(1) Decklehm / Auelehm	(2) Schluff und Ton	(3) Schluff und Tonstein, verw.
γ_{unsat} in kN/m^3	20	21	22
γ_{sat} in kN/m^3	20	21	22
E_{50}^{ref} in kN/m^2	13.456	18.808	46.902
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ in kN/m^2	13.456	18.808	23.451
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ in kN/m^2	40.368	56.424	140.707
Exponent m	0,8	0,9	0,9
c' in kN/m^3	5	10	10
φ'	22,5°	22,5°	25,0°
ψ	0	0	0
K_0^{nc}	0,617	0,617	0,577
$\lambda_{0,7}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-5}$
G_0^{ref}	108.257	95.011	185.864
$\nu_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	0,2	0,2	0,2
p^{ref}	100	100	100

4.3 Randbedingungen

Im 3D-FE-Modell sind folgende Randbedingungen definiert:

- Unterer Modellrand unverschieblich in horizontaler und vertikaler Richtung
- Seitlicher Modellrand unverschieblich in horizontaler und verschieblich in vertikaler Richtung

4.4 Einwirkungen und Beanspruchungen

Die in Abschnitt 2 genannten Lasten sind im Modell in Form einer kombinierten Flächenlast auf dem Niveau OK Pfahlkopfplatte angesetzt worden (Tabelle 3 und Abbildung 6).

Tabelle 3: Lastannahmen am Beispiel Achse 20

	Flächenlast in kPa
Horizontallast	$\pm 42,3$
max. Vertikallast	293
min. Vertikallast	1.351

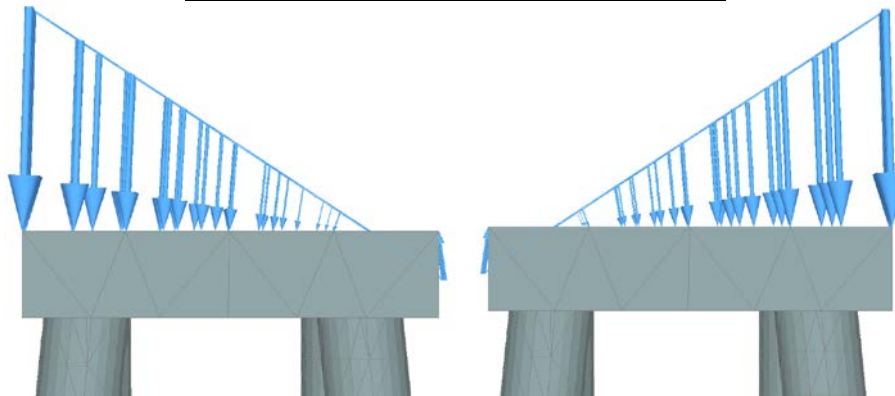


Abbildung 6: Kombination aus Horizontal-, Vertikal- und Momentbeanspruchung.

4.5 Berechnungsablauf

Die FE-Analyse gliedert sich in die folgenden Berechnungsphasen:

- Initialphasen:
Generierung des Anfangsspannungszustands mittels K_0 -Prozedur und sogenanntem plastischem Nullschritt
- „Pfundgründung“:
Aktivierung der Bohrpfähle und Pfahlkopfplatte (wished-in-place)
- "Vertikallast Oberbau":
Aktivierung der Eigenlasten aus Brückenpfeiler und -oberbau
- „H-Kraft und Moment (+)“:
Aktivierung der Beanspruchung aus Belastung in positiver Brückenlängsrichtung
- „H-Kraft und Moment (-)“:
Aktivierung der Beanspruchung aus Belastung in negativer Brückenlängsrichtung

5 Ergebnisse

In den Diagrammen in Abbildung 7 bis Abbildung 9 sind die verschiebungsabhängigen Ersatzfedersteifigkeiten der Tiefgründungssysteme für die Achsen 20, 40 und 60 dargestellt. Diese wurden aus der „am Pfeilerkopf“ eingeleiteten Horizontallast F und der Lateralverschiebung Oberkante Pfahlkopfplatte u_x als Sekantensteifigkeit $k = F / u_x$ berechnet. Es werden drei Fälle unterschieden:

- 1.) Obere Grenze der Steifeziffern gemäß Baugrundgutachten: $KW_{\max}(\text{BG-GA})$
- 2.) Untere Grenze der Steifeziffern gemäß Baugrundgutachten: $KW_{\min}(\text{BG-GA})$
- 3.) Neuinterpretation DPH durch BGD: $KW(\text{BGD})$

Die Ergebnisse belegen erwartungsgemäß, dass eine zutreffende Beschreibung des Untergrunds hinsichtlich dessen Steifigkeit wesentlich ist. Nach Vorliegen der Auswertung der Probelastung zeigte sich, dass die FE-Analysen der beiden ersten Fälle (1. und 2.) zu geringe Steifigkeiten ergaben (Abbildung 10 bis 12). Daher erfolgte eine Neuinterpretation der Ergebnisse der schweren Rammsondierungen gemäß Baugrundgutachten. Die Ergebnisse dieser Neuinterpretation liegen nur in einem Fall im Bereich der Werte des Baugrundgutachtens (Achse 60). In den beiden anderen Fällen ergeben sich rd. 1,5-fach (Achse 20) bis 2-fach (Achse 40) höhere Werte bezüglich der Kennwerte $KW_{\max}(\text{BG-GA})$ (Abbildung 7 bis 9).

Vergleicht man nun die Horizontalverschiebungen und Verdrehung der OK Pfahlkopfplatte aus den Messungen mit den Ergebnissen der numerischen Simulationen mit den optimierten Modellen, erkennt man, dass die FE-Ergebnisse tendenziell noch immer etwas zu weich sind (Abbildung 10 bis 12). Insgesamt wurde allerdings eine für geotechnische Verhältnisse sehr gute Übereinstimmung erzielt. Dies gilt insbesondere, da es sich bei den nachträglichen Berechnungen ($KW(\text{BGD})$) noch immer um eine echte Prognose handelt. Die Steifigkeitskennwerte der einzelnen Baugrundsichten wurden ohne Berücksichtigung der Messergebnisse auf Grundlage der Erkundungsbohrungen und schweren Rammsondierungen (beider gemäß Baugrundgutachten) neu interpretiert. Die Messungen fanden nur insofern Berücksichtigung, dass aus der Neuinterpretation, die ebenfalls mit Abschätzungen der oberen und unteren Grenzen der Steifigkeiten erfolgte, direkt nur die obere Grenze in den Berechnungen berücksichtigt wurde.

Im Zuge der Optimierung/Kalibrierung fanden sich für die Achsen 20 und 40 Unstimmigkeiten zwischen den Bohrungen und Sondierungen und dem daraus abgeleiteten Schichten-Verlauf gemäß Baugrundgutachten. Es erfolgte eine entsprechende Korrektur und Anpassung der Berechnungsmodelle. Diese Optimierung fand zusammen mit den neu interpretierten Kennwerten $KW(\text{BGD})$ Berücksichtigung.

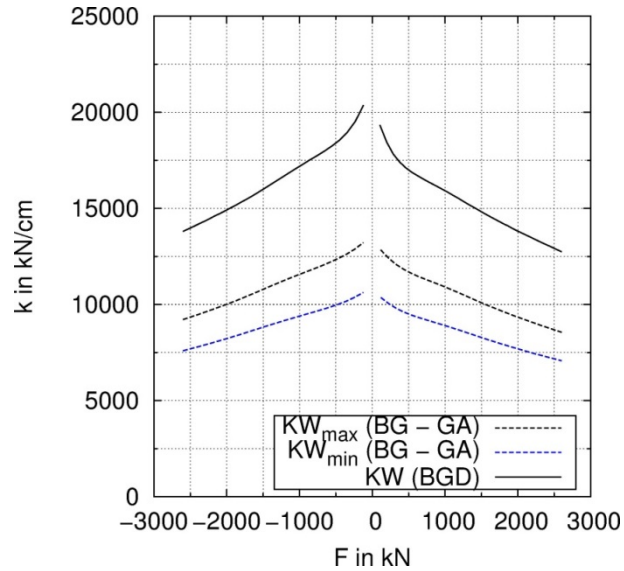


Abbildung 7: Achse 20: Horizontale richtungsabhängige Ersatzfedersteifigkeit der Gründung k vs. Horizontallast am Pfeilerkopf F .

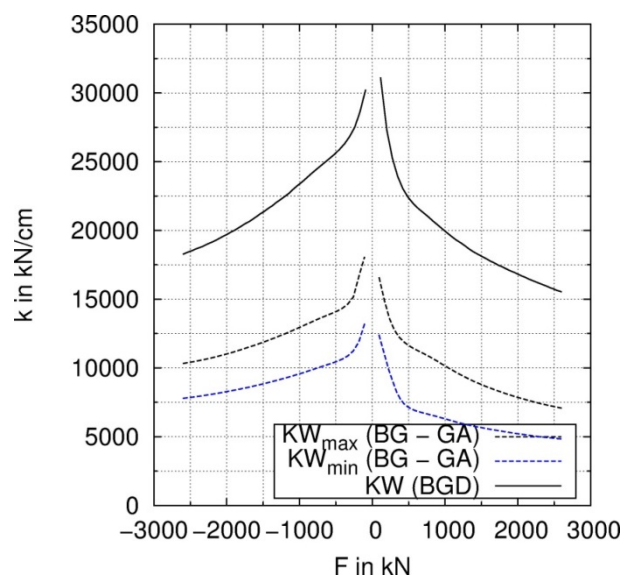


Abbildung 8: Achse 40: Horizontale richtungsabhängige Ersatzfedersteifigkeit der Gründung k vs. Horizontallast am Pfeilerkopf F .

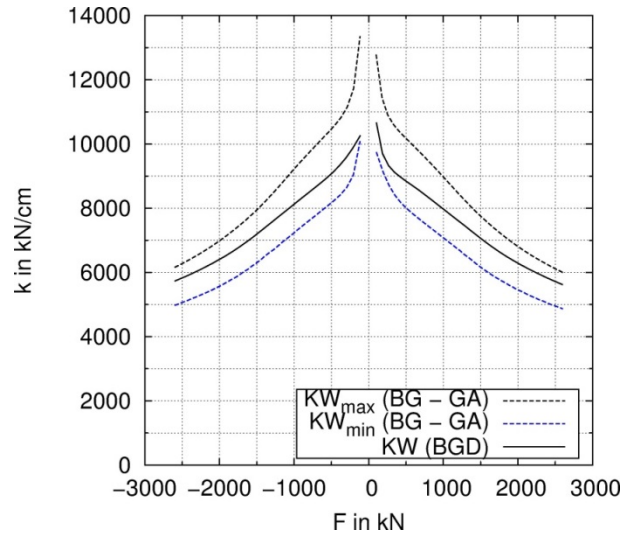


Abbildung 9: Achse 60: Horizontale richtungsabhängige Ersatzfedersteifigkeit der Gründung k vs. Horizontallast „am Pfeilerkopf“ F .

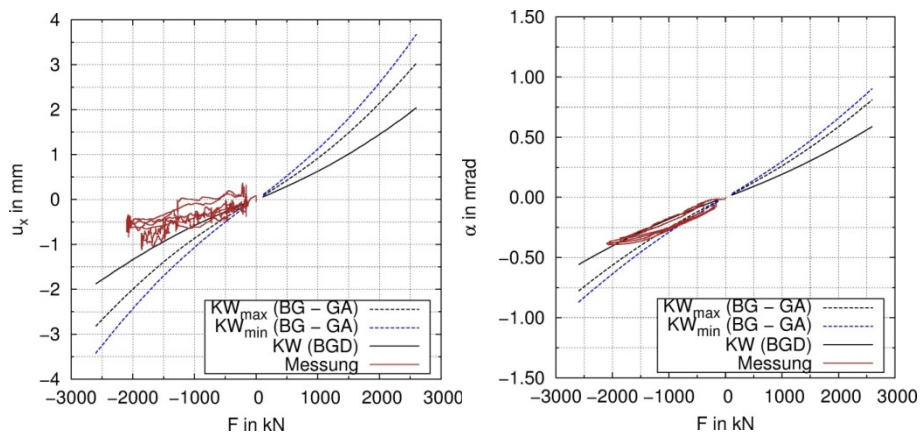


Abbildung 10: Horizontalverschiebung OK Kopfplatte u_x (links) bzw. Verdrehung Kopfplatte α (rechts) vs. Horizontallast „am Pfeilerkopf“ F .

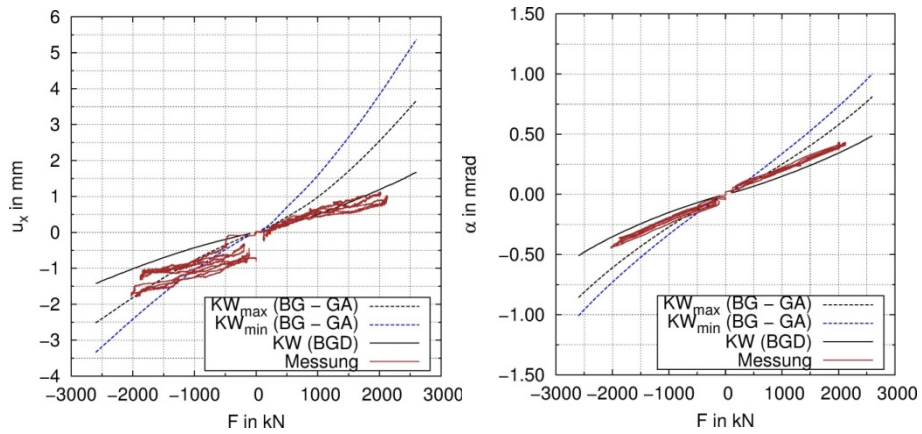


Abbildung 11: Achse 40: Horizontalverschiebung OK Kopfplatte u_x (links) bzw. Verdrehung Kopfplatte α (rechts) vs. Horizontallast „am Pfeilerkopf“ F .

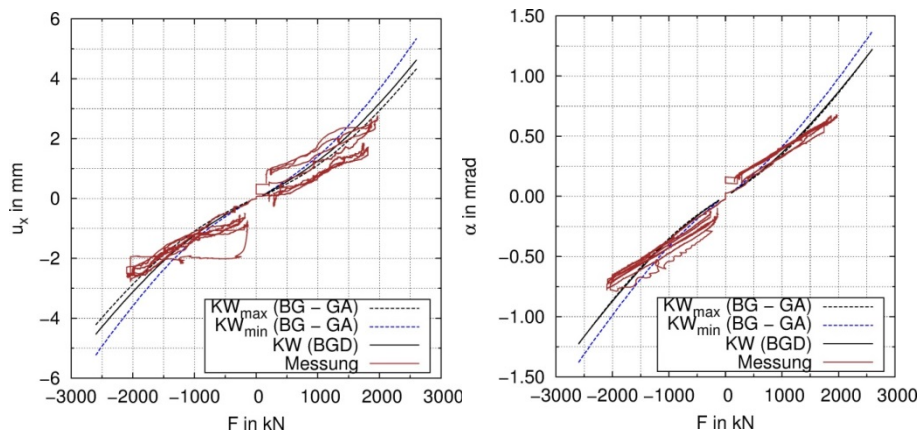


Abbildung 12: Achse 60: Horizontalverschiebung OK Kopfplatte u_x (links) bzw. Verdrehung Kopfplatte α (rechts) vs. Horizontallast „am Pfeilerkopf“ F .

6 Zusammenfassung

Es wurden richtungsabhängige Ersatzfedersteifigkeiten für drei Pfeiler-Achsen (20, 40 und 60) der Itztalbrücke auf Grundlage von 3D-FE-Analysen ermittelt, um die Interaktion Pfeiler, Tiefgründung und umgebender Boden unter Berücksichtigung der in situ-Topologie und variablen Baugrundsichtung realitätsnah abbilden zu können. Dies geschah zunächst im Sinne einer reinen Vorhersage, deren Ergebnisse später mit zwischenzeitlich durchgeführten Probelastungen in situ verglichen wurden. Auf Grundlage der Interpretation der Messergebnisse wurden die bestehenden Modelle optimiert/kalibriert.

Im Ergebnis der durchgeführten 3D-FE-Analysen kann festgestellt werden, dass diese ein geeignetes Werkzeug/Verfahren darstellen, um Ersatzfedersteifigkeiten von Tiefgründungssystemen für weiterführende vereinfachte statische Nachweise realitätsnah prognostizieren zu können. Dies gilt selbst dann, wenn wie in diesem Fall nur Ergebnisse schwerer Rammsondierungen für die Ableitung von Steifigkeiten des Untergrunds zu Verfügung stehen. Idealerweise sollten Drucksondierungen (CPT) durchgeführt werden, denn diese liefern präzisere Ergebnisse und mehr und zuverlässigere Möglichkeiten der Interpretation. Voraussetzung ist allerdings in beiden Fällen ausreichende Erfahrung mit der Interpretation der Sondierungsergebnisse. Gleiches gilt auch für die Ableitung der HSsmall-Parameter auf Grundlage konventioneller bodenmechanischer Kennwerte.

Literatur

- [Wen18] WENNER, Marc; Meier, Thomas; Wedel, Frederik; Marx, Steffen. *Versuchsgestützte Ermittlung der Unterbausteifigkeit einer großen Eisenbahnbrücke*, In: eingereicht bei BAUTECHNIK, 2018
- [Ben07] BENZ, Thomas: *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. Universität Stuttgart, Diss., Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik, Vermeer, P.A. (Hrsg.), 2007
- [Wic09] Wichtmann, T.; Triantafyllidis, T. *On the correlation of „static” and „dynamic” stiffness moduli of non-cohesive soils*, In: BAUTECHNIK 86, Special Issue August 2009, S. 28-39

Dynamische numerische Berechnungen zur Bewertung der Standsicherheit von Erddämmen unter Erdbebeneinwirkung

Jamal Hleibieh¹; Ivo Herle²

¹ GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH

² Technische Universität Dresden

Die Stabilität von Erddämmen kann von den Erdbebeneinwirkungen stark beeinträchtigt werden. Obwohl das Böschungsverhalten unter Erdbeben sehr komplex ist, gehen die meisten Methoden in der Praxis von einer pseudo-statischen Situation aus, bei welcher die dynamische Erdbebeneinwirkung durch eine einfache statische Kraft ersetzt wird. In diesem Beitrag wird ein in experimentell untersuchtes Erddamm numerisch dynamisch mit hypoplastischen Stoffmodellen nachgerechnet. Die Modellparameter für den Boden wurden anhand von veröffentlichten Laborergebnissen ermittelt. Die gute Übereinstimmung zwischen den berechneten Ergebnissen und der Experiment lässt feststellen, dass die verwendeten hypoplastischen Stoffmodelle das Bodenverhalten unter dynamischer Beanspruchung realitätsnah abbilden können.

1 Einleitung

Erdbeben haben einen deutlichen Einfluss auf die Standsicherheit von Böschungen. Es ist jedoch nicht einfach, das Verhalten von Böschungen unter Erdbebeneinfluss zu prognostizieren bzw. eine Böschung zu bemessen, die unter Erdbebeneinfluss stand-sicher bleibt. Die Standsicherheit einer Böschung kann durch geologische, hydrologische, topographische, geometrische und Materialeigenschaften beeinflusst werden [Kra96]. Viele Parameter sind entweder gar nicht oder nur schätzungsweise bekannt [Hac07].

Die geotechnischen Zentrifugenmodelle stellen eine gute Variante zur Untersuchung von Böschungen unter dynamischer Beanspruchung dar. Der Vorteil dieser Modellversuche liegt im Vergleich zu den kleinmaßstäblichen Versuchen daran, dass sie die Spannungen und Dehnungen in situ realistisch abbilden können. Weiterhin lässt sich das dynamische Verhalten des Bodens mit Hilfe der Zentrifugenversuche gut untersuchen [Kim96]. Alternativ zu den aufwendigen Zentrifugenmodellen bieten sich dynamische FEM-Berechnungen an, mit deren Hilfe auch Verformungen berechnet werden können.

2 Beschreibung des Zentrifugenversuches

Der Zentrifugenversuch mit einer Beschleunigung von 50 g auf einen Modelldamm unter seismischer Beanspruchung wurde in der geotechnischen Zentrifuge der Universität Tsinghua durchgeführt [Wan01]. Die Zentrifuge wurde mit einem speziell angefertigten Rütteltisch ausgestattet, um horizontale Erdbebensignale zu erzeugen. Der Modellbehälter mit den Dimensionen 50 cm (Länge), 20 cm (Breite) und 35 cm (Höhe) hat ein transparentes Plexiglasfenster auf einer Seite, durch welches der Verformungsprozess des Bodens beobachtet und aufgezeichnet werden konnte. Das Modell entspricht einem Erddamm mit einer Höhe von 12,5 m und einer Böschungsneigung von ca. 56° auf beiden Seiten. Der Modellerddamm besteht aus einem teilgesättigten schluffigen Boden mit einem Reibungswinkel von 25° und einer Kohäsion von 20 kPa [Wan01]. Beim Modellaufbau wurde der Boden bis zu einer Dichte von 1,45 g/cm³, bei einem Wassergehalt von 17 %, verdichtet. Die Teilsättigung des Dammmaterials wurde nicht direkt berücksichtigt. Dies liegt einerseits an den fehlenden Laborversuchen mit teilgesättigtem Boden und andererseits an der Komplexität, das Verhalten von teilgesättigten Böden im verwendeten Stoffmodell abzubilden.

Eine Vielzahl von Beschleunigungssensoren mit einer Messgenauigkeit von 0,3 % wurde in die Böschung installiert, um das Beschleunigungsverhalten in verschiedenen Höhen während des Erdbebens zu messen (Abbildung 1 a). Die Sensoren wurden in die automatische Datenerfassung eingebunden, so dass sich Echtzeit-Aufzeichnungen während der Versuche erfassen ließen. Weiterhin wurde eine Bildaufzeichnung verwendet, um die Böschung während des Zentrifugenversuches zu beobachten. Mit Hilfe einer Bildkorrelationsanalyse wurden anschließend die Verschiebungsvektoren in der Böschung ermittelt. Die Erdbebenwirkung wurde in Form eines Beschleunigungs-Zeit-Signals auf der unteren Seite des Modelbehälters aufgebracht (Abbildung 1 b).

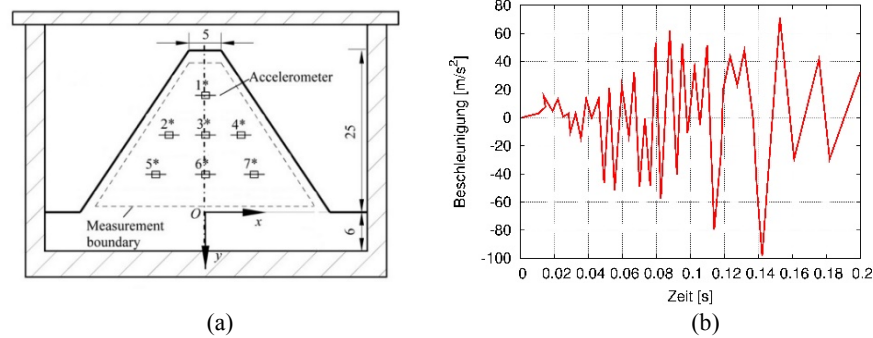


Abbildung 1: Geometrie des Modelldamms und Zeitverlauf der Beschleunigung [Wan01].

3 Dynamische FEM-Nachrechnung des Zentrifugenversuches

3.1 Ermittlung der Modellparameter

Für die FEM-Nachrechnung des Zentrifugenversuchs wurde für die Bodenbeschreibung das hypoplastische Modell nach Mašín [Mas05], verbunden mit dem Ansatz der intergranularen Dehnungen nach Niemunis und Herle [Nie97], verwendet. Das statische und dynamische Verhalten des verwendeten Bodens wurde mit Hilfe von monotonen und zyklischen Triaxialversuchen untersucht. Die Ermittlung der Kompressionsparameter erfolgte in erster Linie mit Hilfe der Korrelationen von Mitchell [Mit05]. Der im Zentrifugenmodell verwendete Boden hat die Ausrollgrenze $w_p = 5,0\%$ und die Fließgrenze $w_L = 18\%$. Daraus ergibt sich eine Plastizitätszahl

$$I_p = w_L - w_p$$

$$I_p = 18 - 5 = 13\%$$

Mit Hilfe der Korrelation [Mit05] lassen sich der Kompressionsbeiwert bzw. der Schwellbeiwert wie folgt abschätzen

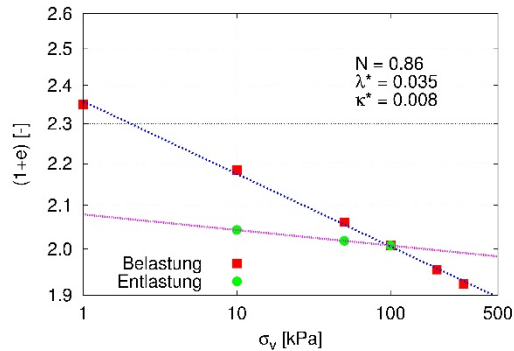


Abbildung 2: Bestimmung der Kompressionsparameter für das Stoffmodell nach Mašin [Mas05].

$$C_c = \frac{I_p}{73} = \frac{13}{73} = 0,176$$

$$C_s = \frac{I_p}{385} = \frac{13}{385} = 0,035$$

Mit Hilfe dieser Beiwerte können die Kompressionskurven sowohl bei der Belastung als auch bei der Entlastung dargestellt werden. Da durch den Kompressionsbeiwert bzw. den Schwellbeiwert lediglich die Neigung der Kompressionskurve definiert wird, können hiermit Kompressionskurven für verschiedene Anfangsporenzahlen dargestellt werden. Um eine realistische Abbildung der Scherfestigkeit zu erhalten (Abbildung 3), wurde hier als Referenzporenzahl ein Wert von $e = 1,35$ bei einer Spannung von 1 kPa definiert. Die Kompressionskurve kann somit in einem $\ln(\sigma) \times \ln(1+e)$ Diagramm präsentiert werden (Abbildung 2). Die Anpassung der Gleichung des Stoffmodells $\ln(1+e) = N - \lambda^* \cdot \ln(\sigma)$ an diese Kurve (in Abbildung 2 als Punkte dargestellt) ergibt die hypoplastischen Parameter $N = 0,86$ und $\lambda^* = 0,035$. Analog kann der Parameter $\kappa^* = 0,008$ mit Hilfe der Entlastungskurve ermittelt werden (Abbildung 2). Der kritische Reibungswinkel wird in Anlehnung an die Versuchsergebnisse [Wan01] mit $\varphi_c = 22^\circ$ definiert (siehe weiter unten). Der Parameter $r = 0,4$ entspricht den Erfahrungswerten (r beeinflusst lediglich die Steifigkeit bei der Scherung und hat für die Scherfestigkeit keine Bedeutung).

Die Scherfestigkeit des Bodens wurde in [Wan01] durch undrännierte Triaxialversuche bei $\sigma_3 = 100$ kPa und 200 kPa und einer hohen Anfangsdichte (entsprechend dem Modellversuch) untersucht. Als Ergebnis dieser Versuche sind jedoch in [Wan01] keine Spannungs-Dehnungskurven angegeben, sondern lediglich die Scherfestigkeit mit $c = 20$ kPa und Reibungswinkel $25,0^\circ$ bei einer axialen Dehnung von 5%. Erfahrungsgemäß findet bei dieser Stauchung in einem verdichteten Boden schon eine Entfestigung statt, d.h. die Scherfestigkeit liegt zwischen dem maximalen und dem kritischen Wert. Eine numerische Berechnung der undrännierten Triaxialversuche mit den hypoplastischen Stoffparametern wurde durchgeführt, um den Verlauf des mobilisierten

Reibungswinkels mit der axialen Dehnung zu erhalten (Abbildung 3). Damit der numerisch berechnete Reibungswinkel mit dem im Labor ermittelten Reibungswinkel vergleichbar ist, wurde bei der Auswertung der Schubspannungen die Kohäsion von $c = 20$ kPa berücksichtigt. Der berechnete Reibungswinkel erreicht einen maximalen Wert von ca. 34° bei einer Axialdehnung von 1,5 bis 2 %, und nimmt mit zunehmender Axialdehnung bis zum kritischen Wert von ca. 19° , bei einer Axialdehnung von 12 %, ab. Bei einer Axialdehnung von 5 % erreicht der mobilisierte Reibungswinkel den Wert 25° (einschl. Kohäsionanteil), welcher mit dem Wert aus den Laborversuchen übereinstimmt. Die ermittelten Parameter für das hypoplastische Modell nach Mašin sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

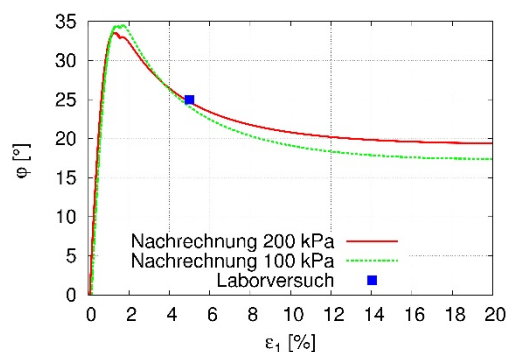


Abbildung 3: Nachrechnung von undrÄnirten Triaxialversuchen, dargestellt mit Hilfe des mobilisierten Reibungswinkels $\varphi_{\text{mob}} = \sin^{-1}[(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)]$.

Tabelle 1: Ermittelte Parameter für das Stoffmodell nach Mašin [Mas05].

φ_c	λ^*	κ^*	N	r
[°]	[-]	[-]	[-]	[-]
22,0	0,035	0,008	0,86	0,4

Das Verhalten des Bodens im Bereich kleiner bis mittlerer Dehnungen wurde in [Wan01] als Abhängigkeit des Schermoduls von der Scherdehnung präsentiert. Diese Abhängigkeit wurde mit Hilfe von zyklischen undrÄnirten Triaxialversuchen mit variablen Amplituden ermittelt. Um die Parameter für das Modell mit intergranularen Dehnungen nach Niemunis und Herle [Nie97] zu erhalten, wurden Simulationen zyklischer undrÄnirter Triaxialversuche bei einem Zelldruck von 100 kPa als Elementversuche durchgeführt. Mit Hilfe dieser Simulationen wurde das Sekantenschersmodul in Abhängigkeit von der Scherdehnung ermittelt.

Für die Kalibrierung der hypoplastischen Parameter der intergranularen Dehnung [Nie97] wurden die Parameter bei den numerischen Berechnungen des undrÄnirten zyklischen Triaxialversuches solange variiert, bis eine ausreichende Übereinstimmung mit den Laborergebnissen erzielt werden konnte (Abbildung 4). Der Parameter

m_R definiert die Erhöhung der Steifigkeit nach einer Änderung der Belastungsrichtung um 180° und wurde hier als $m_R = 4,5$ angesetzt. Mit Hilfe des Parameters m_T kann die Steifigkeitserhöhung nach einer Änderung der Belastungsrichtung um 90° berücksichtigt werden. Der Wert $m_T = 2$ wurde hier aus Erfahrung angenommen. Der Parameter R definiert den maximalen Wert der intergranularen Dehnung. Durch die Variation von R kann der quasi-elastische Bereich mit konstanter Steifigkeit angepasst werden. Die Abnahme der Steifigkeit nach dem quasi-elastischen Bereich bis zur Steifigkeit bei großer Dehnung lässt sich durch die Parameter β_r und χ anpassen. In dieser Arbeit haben die Parameter $R = 0,0001$, $\beta_r = 0,6$ und $\chi = 1,0$ eine gute Übereinstimmung mit den Laborergebnissen geliefert. Die Parameter für das Stoffmodell mit intergranularen Dehnungen [Nie97] sind in der Tabelle 2 zusammengefasst.

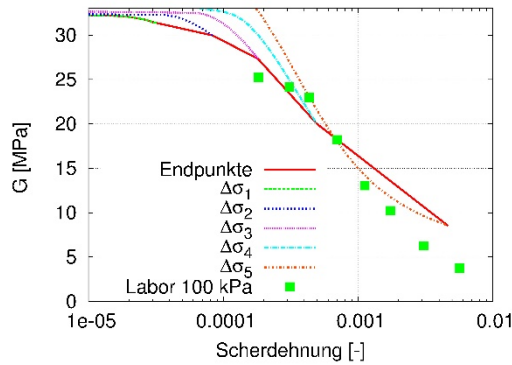


Abbildung 4: Ermittlung der Parameter für die Hypoplastizität mit intergranularen Dehnungen.

Tabelle 2: Ermittelte Parameter für das Stoffmodell nach Niemunis und Herle [Nie97].

R	m_R	m_T	β_r	χ
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0,0001	4,5	2,0	0,6	1,0

3.2 Beschreibung des numerischen Modells

Das Finite-Elemente-Programm Tochnog Professional [Rod16] kam zum Einsatz, um das numerische 2D-Modell zu berechnen. Die Diskretisierung wurde mit Hilfe der Software GiD [Gid16] durchgeführt. Das Netz mit 2549 Knoten wurde durch 4890 Dreieckelementen mit einer maximalen Elementgröße von 5 mm hergestellt. Der untere Rand ist in vertikaler Richtung fixiert, während an der oberen Seite und an den beiden Dammböschungen keine kinematischen Bedingungen vorgeschrieben sind.

Die seismische Beanspruchung wird entsprechend dem Modellversuch als ein horizontales Beschleunigungssignal an der unteren Seite des Damms aufgebracht. Die Randbedingungen verhindern eine unrealistische Wellenreflektion an den Modellrändern.

Im ersten Schritt wurde eine vertikale Belastung von 1 kPa auf die Oberfläche des schwerelosen Bodens aufgebracht. Die Oberfläche bezieht sich in diesem Zusammenhang auf die Dammkrone und beide Dammböschungen. Diese Last war notwendig, um die Berechnung mit einer hypoplastischen Steifigkeit größer Null zu starten. Anschließend wurde die Erdbeschleunigung auf den Wert 1 g erhöht und die Porenzahl wurde konstant dem Wert $e = 0,84$ entsprechend dem Modellversuch zugeordnet. Zeitgleich wurde der Anfangswert der intergranularen Dehnung in vertikaler Richtung auf -10^{-4} gesetzt. Dieser Wert entspricht dem Wert des Parameters R , der den quasielastischen Dehnungsbereich definiert. Auf diese Weise werden die Setzungen des Damms infolge Eigengewicht berücksichtigt. Anschließend wurde die Schwerkraft auf 50 g erhöht.

Nachdem sich der Anfangszustand mit der Gravitation von 50 g eingestellt hat, wurde das Erdbebensignal als eine horizontale Beschleunigung entlang des unteren Modellrandes aufgebracht. Das Beschleunigungssignal dauerte ca. 0,2 s und erreichte einen maximalen Wert von 9,7 g (0,194 g in Prototyp), entsprechend der Erdbebenbeschleunigung im Modellversuch (Abbildung 1 b). Die Berechnung wurde dynamisch, d.h. mit Betrachtung der Massenträgheit, und mit einem Zeitschritt von 10^{-5} s durchgeführt.

3.3 Berechnungsergebnisse

Die numerische Berechnung hat nur bis zur Zeit von 0,16 s konvergiert. Danach waren lokale Dehnungen zeitweise extrem groß und die Berechnung wurde abgebrochen. Bis zu diesem Zeitpunkt sind die maximalen Beschleunigungen jedoch schon aufgetreten (Abbildung 1 b).

Abbildung 5 zeigt die Entwicklung der zweiten Invariante des deviatorischen Dehnungstensors (sd_{ept} [Rod16]) während des Erdbebens im gesamten Modell. Aus diesen Werten lassen sich die Scherdehnungen $\gamma = \sqrt{2} \cdot sd_{ept}$ berechnen [Weg10]. Bis zum Zeitpunkt 0,12 s (Abbildung 5 a) sind die Scherdehnungen innerhalb des Modells relativ gering und es lässt sich noch keine Scherzone erkennen. Danach ist eine Konzentration der Scherdehnung in der Nähe zur Oberfläche der linken Dammböschung zu bemerken. Diese Konzentration der Scherdehnung entwickelt sich im Laufe der Berechnung weiter, bis eine deutliche oberflächennahe Scherzone nach 0,15 s entsteht (Abbildung 5 b). Die Scherdehnungen im Bereich dieser Scherzone werden dann so groß, dass die Berechnung nach ca. 0,16 s wegen Nicht-Konvergenz abbricht.

Abbildung 6 und Abbildung 7 präsentieren die horizontalen bzw. vertikalen Verschiebungen sowohl im Modellversuch als auch in der numerischen Berechnung. Dabei ist die Verschiebung entlang jeder Linie gleich (Isolinien). Eine starke Verringerung des Abstands zwischen den Linien mit unterschiedlichen Verschiebungen deutet auf die Entstehung einer Scherzone hin. Dabei zeigen die numerischen Ergebnisse hinsichtlich der Lage der Scherzone eine überragende Übereinstimmung mit dem Experiment. Sowohl in der Berechnung als auch im Experiment liegt die Scherzone oberflächennah im oberen Teil des Dammes. Auch die qualitative Übereinstimmung zwischen der Berechnung und dem Experiment ist gewährleistet. Die Horizontalverschiebung im Experiment liegt zwischen -1.5 und +1.5 mm. In der Berechnung liegt die Horizontalverschiebung außerhalb des Bereiches mit der Scherfuge zwischen -1.5 und +4.0 mm. Die Vertikalverschiebung sowohl in der Berechnung als auch im Experiment beträgt an der Dammkrone ca. 2 bis 3 mm.

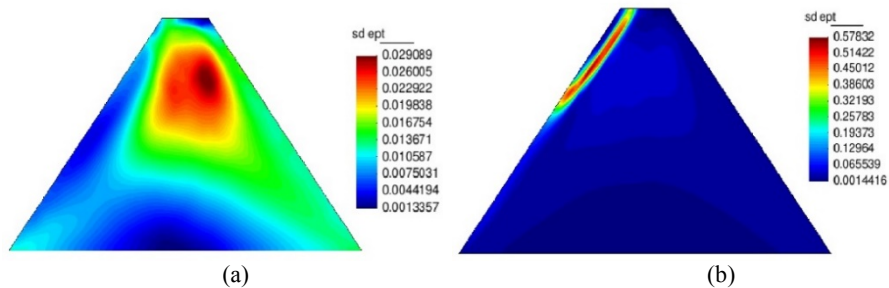


Abbildung 5: Scherdehnungen nach 0,12 s (a) und 0,14 s (b).

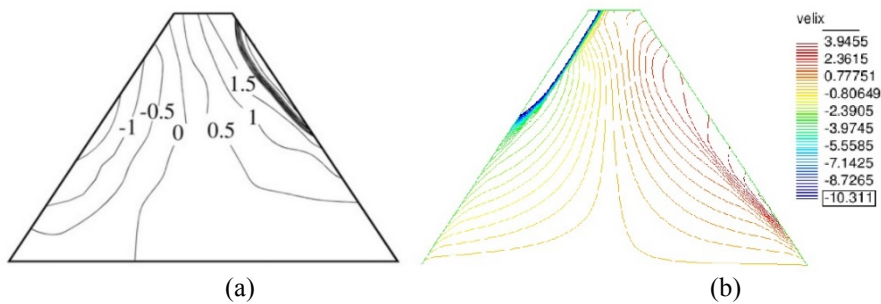


Abbildung 6: Horizontalverschiebungen in mm im Experiment (a) und in der Berechnung (b).

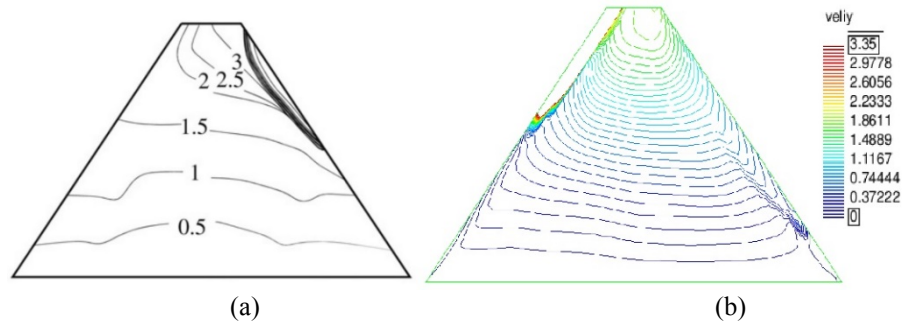


Abbildung 7: Vertikalverschiebungen in mm im Experiment (a) und in der Berechnung (b).

4 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurde die Standsicherheit von Böschungen unter Erdbebenwirkungen untersucht. Hierfür wurde ein Zentrifugenversuch für einen Erddamm numerisch mit einem hypoplastischen Modell nachgerechnet. Die Modellparameter wurden anhand von veröffentlichten Laborergebnissen ermittelt. Der Vergleich zwischen den Ergebnissen aus dem Modellversuch und den Ergebnissen aus der numerischen Berechnung weist eine gute Übereinstimmung auf. Die im Zentrifugenmodell aufgetretene oberflächennahe Scherzone konnte numerisch wiedergegeben werden. Weiterhin weisen die berechneten Verschiebungen in vertikaler und horizontaler Richtung ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit dem Modellversuch auf.

Literatur

- [Kra96] Kramer, S. L. *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, 1996.
- [Hac07] Hack, R., Alkema, D., Kruse, G.A.M., Leenders, N., Luzi, L. Influence of earthquakes on the stability of slopes, *Engineering Geology* 91(2007), H. 1, S.4–15.
- [Kim96] Kimura, M., Katahira, F., Sato, H., Sato, M.: Centrifuge modeling of earthquake response of earth dams. In: *11th World Conference on Earthquake Engineering*, 1996.

- [Wan01] Wang, L., Zhang, G., Zhang, J. M. Centrifuge model tests of geotextile-reinforced soil embankments during an earthquake, *Geotextiles and Geomembranes* 29(2001), H. 3, S. 222–232.
- [Rod16] Roddeman, D.: *TOCHNOG Professional User's manual*. 2016.
- [Mas05] Mašín, D. A hypoplastic constitutive model for clays, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech* 29 (2005), S.311–336.
- [Nie97] Niemunis, N., Herle, I. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range, *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 2 (1997), S. 279–299.
- [Mit05] Mitchell, J. K., Soga, K. *Fundamentals of soil behavior*, John Wiley & Sons, 3. Edition, 2005.
- [Gid16] *GiD. Pre and post processing system for Numerical Simulations*. 2016.
- [Weg10] Wegener, D., Herle, I.: Investigation of shear strain amplitude induced by railroad traffic in soils. In: *5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 2010.

CFD Simulation von Fluidströmung in Gesteinsklüften mit OpenFOAM

Maxim Finenko, Heinz Konietzky

Institut für Geotechnik, TU Bergakademie Freiberg

Fluidströmung in Gesteinsklüften ist von großer Bedeutung in vielen Anwendungsbereichen der Geowissenschaften. Die klassische Annahme von kubischen Gesetz ist jedoch nur für kleine Reynoldszahlen und relativ einfache Kluftgeometrien gültig. Ein komplettes 3D Modell einer Gesteinskluft mit hochaufgelöster Darstellung der Kluftrauigkeit wird aus 3D Scans einer Gesteinsprobe aufgebaut. Die Strömung zwischen rauen Kluftoberflächen wird durch direkte Lösung der Navier-Stokes Gleichungen modelliert.

1 Einleitung

Die Modellierung der Fluidströmung in einer einzelnen Gesteinskluft sowie die Charakterisierung der hydraulischen Transmissivität ist ein wichtiger Schritt bei der Untersuchung von Strömungsverhältnissen in großräumigen komplexen Kluftnetzen, die eine wichtige Bedeutung in vielen Anwendungsbereichen der Geowissenschaften haben. Ziel des an der TU Freiberg laufenden Forschungsvorhabens PethEr ist die tiefe Geothermie. Der Wärmeaustrag aus tiefen Kristallingesteinen ist sowohl von existierenden als auch erzeugten Klüften besonders abhängig, da die Permeabilität solcher Gesteinstypen extrem niedrig ist (ca. 10^{-20} m^2) und die dominanten Fließwege somit nur in den Gesteinsklüften liegen.

Die Gesteinsklüfte sind in-situ Normal- und Scherspannungen ausgesetzt. Wegen der resultierenden Verschiebung und Dilatanz entstehen starke Unterschiede in den lokalen Kluftöffnungen um die sich formenden Kontaktstellen. Im Rahmen des Projektes wird die Wirkung dieser Variationen auf die Transmissivität einer Kluft auf Basis von Laborversuchen am Großschergerät [KFL12] untersucht. Da sowohl die Änderungen der Kluftgeometrie als auch die Einzelheiten der Fluidströmung entlang der geschernten Kluft während eines Laborversuches schwer zu registrieren sind, werden parallel dazu numerische Simulationsmethoden eingesetzt. Der Aufbau des Kluftmodells erfolgt mittels 3D-Scans der Kluftoberfläche. Das Ergebnis dient zur Abschätzung von

Kluftparametern und anschließend zur Aufbau des Modells für die CFD Simulation.

2 Theoretische Grundlagen

Die Permeabilität einer Kluft wird normalerweise unter Annahme der stationären Strömung bestimmt, sodass sich die Navier-Stokes Gleichungen in folgender Form vereinfachen [ZB95]:

$$\mu \nabla^2 \mathbf{u} - \rho (\mathbf{u} \cdot \nabla) \mathbf{u} = \nabla p \quad (1)$$

Der Advektionsterm $(\mathbf{u} \cdot \nabla) \mathbf{u}$ ist nichtlinear und erschwert damit die Lösung. Ein einfaches Modell der Kluftströmung ist die Strömung zwischen zwei parallelen Platten, wobei $\mathbf{u} = u_x(z)$. Dabei werden nichtlineare Effekte vernachlässigt. In diesem Fall wird die Fließrate durch das empirisch entwickelte Darcy-Gesetz bestimmt:

$$Q = -\frac{kA}{\mu} \nabla p \quad (2)$$

wo Q - die Fließrate, k die Permeabilität, μ die dynamische Viskosität, A den Querschnitt der Kluft und ∇p den Druckgradient darstellt.

Durch Integration des Geschwindigkeitsfelds zwischen den Platten $u_x(z)$ und unter Verwendung der Gleichung (2) werden die Gleichungen für die Permeabilität k und die Transmissivität T hergeleitet:

$$k = \frac{h^2}{12}, \quad T = kA = \frac{wh^3}{12} \quad (3)$$

wo h - die Kluftöffnung, w - die Kluftbreite darstellen.

Die Abhängigkeit der Transmissivität von h^3 wird oft als "kubisches Gesetz" (cubic law) bezeichnet [WWIG80]. Dieses Verhältnis gilt aber nur für perfekt glatte parallele Oberflächen. Bei Berücksichtigung der Klufttrauhigkeit wird die Transmissivität weiter vermindert. Eine wichtige Voraussetzung der Gültigkeit des kubischen Gesetzes ist die Reynolds-Zahl Re der Kluftströmung:

$$Re = \frac{\rho}{\mu} \bar{u}_x h \quad (4)$$

wo ρ - Fluiddichte, \bar{u}_x - gemittelte Geschwindigkeit der Kluftströmung bedeuten.

Für genügend kleine Re ist die Strömung völlig laminar und es gilt das lineare Darcy-Gesetz, zwischen $Re = 1..10$ liegt der schwach inertielle transiente Bereich, ab $Re = 10$ wird die Strömung stark inertial und lässt sich mit einer Erweiterung des Darcy-Gesetzes, dem sogenannten Forchheimer-Gesetz, beschreiben [ZAYPG04]:

$$-\nabla p = \frac{\mu}{kA} Q + \beta Q^2 \quad (5)$$

wo β - Forchheimer-Koeffizient bedeutet.

Der nichtlineare Effekt vermindert die Transmissivität der Kluft, sodass die effektive

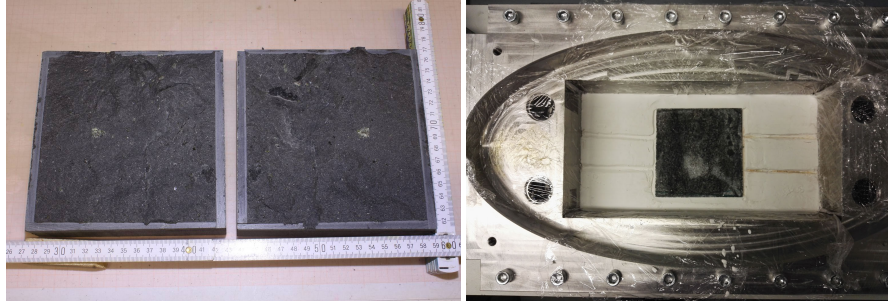


Abbildung 1: Basaltprobe nach der Klufterzeugung (links), Probe nach Einbau in den Scherkasten, untere Hälfte (rechts)

hydraulische Öffnungsweite h_e , welche aus der gemessenen Fließrate (2) zurückgerechnet wird, kleiner als die tatsächliche mechanische Kluftöffnung h ist. Bei einer weiteren Erhöhung der Re erfolgt der Übergang in eine nicht stationäre turbulente Strömung mit Wirbelaufbau. Dabei spielt die Kluftrauigkeit auch eine wichtige Rolle, da eine raue Oberfläche einen früheren Wirbelaufbau mit kleineren Re zeigt.

3 Modellerzeugung

Als Untersuchungsmaterial wurde Basalt ausgewählt. Die Dimensionen der Probe sind 14x14 cm (Abb. 1 links), da für größeren Proben bei diesem Gesteinstyp die Spaltung problematisch ist. Nach der Klufterzeugung wurden die beiden Hälften der Gesteinsprobe in den Scherkasten des Großschergeräts eingebaut (Abb. 1 rechts). Direkt am Scherspalt des Scherkastens sind an der linken und rechten Wand je 4 Öffnungen für Einlass und Auslass von Wasser vorgesehen. Der Scherkasten ist für hydraulische Versuche mit einem Innendruck von bis zu 100 bar zugelassen.

Nach der Klufterzeugung wurde die Gesteinsprobe mit einem 3D Scanner mit einer Auflösung von 50 μm gescannt. Die beiden Oberflächen wurden dann als Punktwolken exportiert und auf Basis von 24 Referenzpunkten (6 pro Quadrant) automatisch angepasst, wobei nach einer minimalen gesamten Abweichung gesucht wurde. Die Kluftöffnung wurde als Hausdorff-Distanz für jeden Eckpunkt der Oberfläche berechnet (Abb. 2 links). Dabei liegt die Öffnung für angepasste Flächen unter 0.1 mm (orange-rot). Die wenigen blauen Flecken mit $h \geq 0.5$ mm entsprechen den während der Klufterzeugung abgerissenen/abgeschliffenen spitzigen Stellen. Der RMS-Wert der Öffnungsweite \bar{h} beträgt 0.12 mm. So ein gutes Anliegen der Oberflächen erlaubt es nicht, ein vernünftiges Modell für die Strömungssimulation direkt aufzubauen: das Verhältnis zwischen Öffnung und Modelllänge würde ca. 1:1000 betragen. Daher wurde die obere Hälfte 1 mm in z -Richtung verschoben. Die resultierende Öffnung ist auf

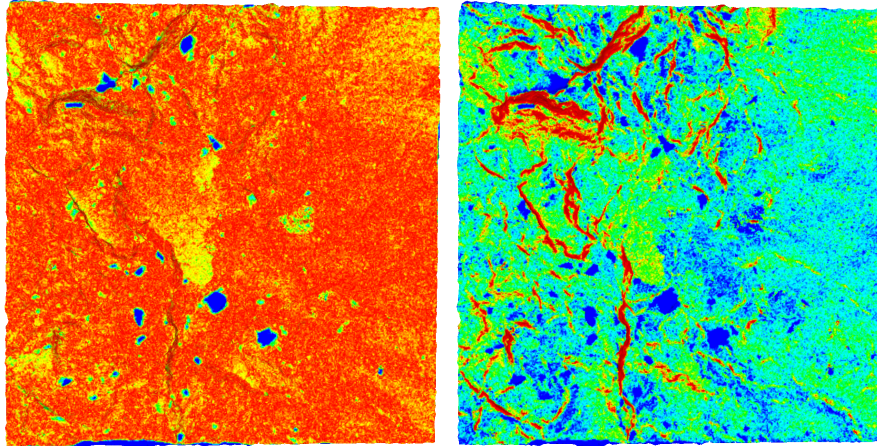


Abbildung 2: Kluftöffnung zwischen angepassten Kluftoberflächen, blau ≥ 0.5 mm (links); Kluftöffnung nach $z = +1$ mm, blau ≥ 1.0 mm, rot ≤ 0.3 mm (rechts)

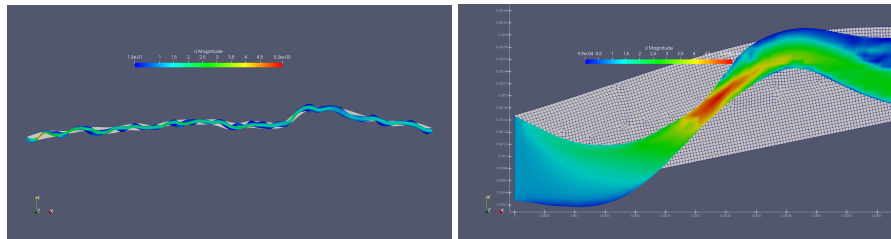


Abbildung 3: Vergleich der 2D Gitter: Gmsh (hinten), snappyHexMesh (vorne)

Abb. 2 rechts dargestellt. Der RMS-Wert der Öffnungsweite \bar{h}_{z+1} beträgt 0.93 mm, wobei $\bar{h}_{z+1} \leq 1$ mm wegen der negativen Öffnungswerte. Die Flächen kreuzen sich damit im angepassten Zustand leicht. Die roten Stellen entstehen beim Zurücksetzen der oberen Oberfläche auf die untere. Diese Kontaktstellen bilden eine Art von langen schmalen Rippen, die für das durchfließende Wasser sowohl in x als auch in y -Richtung zu einem Hindernis werden. Das Zurücksetzen der unteren Hälfte auf die für den Kontakt notwendigen 0.3 mm hinterlässt aber gemittelt nur noch 0.6 mm Öffnungsweite, was einem langen schmalen Kluftmodell mit einer Streckung von ca. 1:200 entspricht. Da für die CFD-Simulation auch die engsten Stellen des Gitters mit mindestens 10 Zellen aufgelöst werden sollen, liegt die gesamte Zellenanzahl eines uniformen 3D Gitters bei ca. 1-10 Mio. Zellen abhängig von der Kluftrauhigkeit. Das komplette Modell bleibt somit sehr rechenaufwendig.

Deswegen wurden zunächst die 2D Modelle, basierend auf dem 2D Kluftprofil der

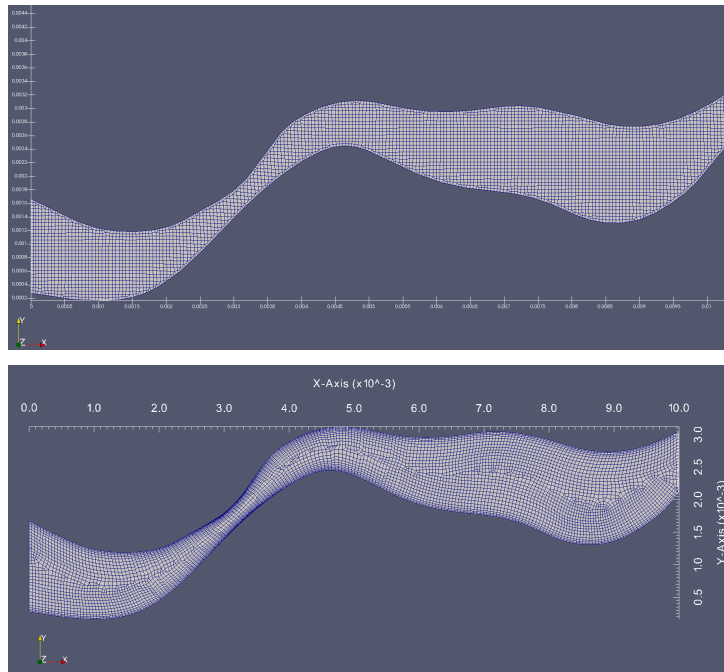


Abbildung 4: Vergleich der 2D Gitter: cfMesh (oben), Ansys FLUENT (unten)

3D Scans aus [ZJC15], erzeugt. Da im 2D Fall voller Kontakt beider Oberflächen ausgeschlossen bleibt, liegt die RMS-Öffnungsweite \bar{h} nach einer Verschiebung in z -Richtung von 1 mm ebenso bei 0.94 mm. Die Gitter wurden mit dem externen Tool Gmsh und internen Vernetzungs-Tools von OpenFOAM `snappyHexMesh` und `cfMesh` erzeugt, dabei wurde die Kluftrauhigkeit in Gmsh stark geglättet (Abb. 3). Quaderdominante Gitter sind im Vergleich zu Tetraeder-dominanten Delaunay-Gittern insbesondere bezgl. Elementenanzahl besser geeignet. Die zusätzliche Gitteroptionen (refinement levels bzw. boundary layers) wurden in einer Reihe von Tests erprobt, deren Wirkung war aber im Vergleich zu einem uniformen Gitter gering. In klassischen Anwendungsbereichen von CFD werden die refinement bzw. die boundary layers für eine erhöhte Auflösung von besonderen Bereichen angewendet, wie z.B. für Grenzschichtzone am Flügelprofil, wo der Wirbelaufbau (Übergang laminar-turbulent) bzw. Strömungsabriss stattfinden. Für den gegebenen Fall mit einem sehr eng eingeschränkten internen Strömungsgebiet hat sich ein Quad-dominantes uniformes Gitter mit maximal für den Solver zulässige Zellengröße als optimal erwiesen. Zum Vergleich und Verifizierung wurde auch ein Gitter aus Ansys FLUENT getestet (Abb. 4).

4 CFD Simulation

Wegen den im Kapitel 2 erwähnten Schwierigkeiten kann die Modellierung von einer nichtlinearen Strömung in einer Gesteinskluft mit komplexer 3D Geometrie nur durch direkter Lösung der Navier-Stokes-Gleichungen erfolgen. Im Rahmen des Projektes wurde dafür das Open-Source CFD Softwarepaket OpenFOAM (Field Operation And Manipulation) benutzt. OpenFOAM beinhaltet eine Reihe von Solver für inkompressible bzw. kompressible Strömungen, z.B. auch mit thermischer oder elektromagnetischer Ankopplung. Da in geothermischen Anwendungen hauptsächlich Wasser benutzt wird, kann man sich auf inkompressible Solver beschränken. Für den einfachen laminaren Fall sind die transienten Solver wie z.B. `icoFoam` und `pisoFoam` geeignet. Beim Übergang zu turbulenter Strömung ist aber die Einführung eines Turbulenzmodells notwendig. Dabei könnten sowohl die transienten (`pisoFoam`, `pimpleFoam`) als auch die stationären Solver (`simpleFoam`) eingesetzt werden.

Bei der numerischen Simulation turbulenter Strömungen sind grundsätzlich drei unterschiedliche Verfahren möglich: Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS), Large Eddy Simulation (LES), und Direct Numerical Simulation (DNS). Die DNS ist die vollständige Lösung der Navier-Stokes-Gleichungen, wobei selbst die kleinsten Turbulenzen aufgelöst werden. DNS bleibt bis heute für praktische Anwendungen rechnerisch extrem aufwendig. Beim LES-Verfahren (auch Grobstruktursimulation genannt) werden die großskaligen Wirbel aufgelöst, die kleinskaligen aber durch Feinstrukturmodelle ersetzt. LES ist viel praktikabler als DNS, aber der Rechenaufwand ist trotzdem noch sehr hoch. Vor allem ist es bei der Simulation interner Strömungen leichter anzuwenden. Üblicherweise wird heute in der Industriepraxis das RANS-Verfahren angewendet, wobei alle Skalen der Turbulenzen nicht aufgelöst sondern nur partiell modelliert werden. Im Gegensatz zu DNS und LES liefert die Reynolds-Mittelung ein Zeit-gemittelt stationäres Ergebnis. Für RANS ist eine breite Reihe von Turbulenzmodellen verfügbar. Der Rechenaufwand bleibt bei der Auswahl des Turbulenzmodells von großer Bedeutung. Rechnerisch ist das schnellste Verfahren die Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS) Simulation, daher wurde vor allem diese, mit ihrem standard $k-\epsilon$ (SKE) Turbulenzmodell, genutzt.

5 Ergebnisse

Zunächst wurden die Übergänge zwischen laminarer, transienter und turbulenter Strömung mit transienten Solvern `icoFoam` und `pisoFoam` modelliert (Abb. 5). Die Re -Werte liegen entsprechend bei 25, 250 und 2500. Im transienten Fall mit $Re=250$ wurde die Darstellung mit Strömungslinien angewendet, um den Wirbelaufbau zu zeigen. Da die Re -Zahl weit unter dem angenommenen Grenzwert für laminar-transienten Übergang ($Re \approx 2300$) liegt, braucht dieser Fall eine weitere Erklärung. Obwohl noch nicht turbulent, ist die Strömung hier stark inertial und gekrümmte Fließwege haben ihre Wirkung auf die Strömungslinien. Zusätzlich nutzt man bei der Abschätzung von Re die

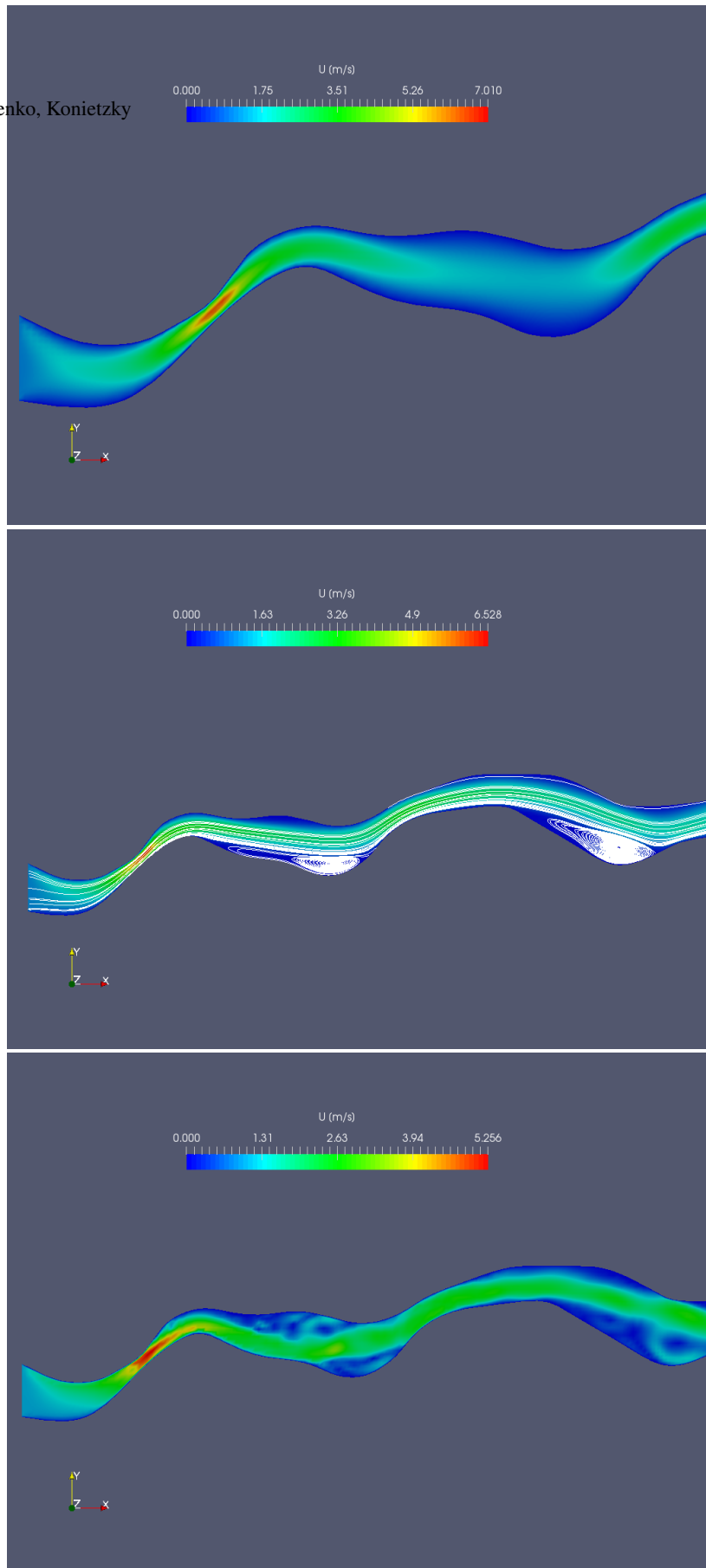


Abbildung 5: Übergang laminar-turbulent: laminare Strömung, $Re=25$ (oben); transiente Strömung, $Re=250$ (mitte); turbulente Strömung, $Re=2500$ (unten)

Mittelgeschwindigkeit \bar{u} , obwohl lokal mehrfach höhere Werten von u auftreten. Dabei ist die lokale hydraulische Öffnungsweite auch variabel ($Re \propto uh$). Dagegen ist im völlig turbulenten Fall ($Re = 2500$) die Strömung instationär, die Wirbeln bauen sich auf und werden ständig abgelöst und versetzt. Sowohl für den transienten als auch für den turbulenten Fall wird der effektiver Bereich (also die effektive hydraulische Öffnungsweite) mit höheren Geschwindigkeiten und linearen Strömungslinien immer enger. Ein ähnlicher Wirbelaufbau im transienten Bereich wird auch in [ZJC15] gezeigt.

Als nächster Schritt und zur Validierung der Ergebnisse der transienten Solver wurden die stationäre Simulationen mit dem `simpleFoam` Solver und dem SKE Turbulenzmodell durchgeführt. Die Implementierung des SKE Modells in OpenFOAM führt neben der turbulenten kinetischen Energie k und turbulenter Dissipationsrate ε eine Variable für turbulente Viskosität ν_t ein. Wie in Abb. 6 zu sehen ist, entsprechen die höheren Werte von ν_t den turbulent verwirbelten Bereichen. Der Abschnitt vor der ersten Düse bleibt wie erwartet wirbelfrei. Die Plots von k und ε sind in Abb. 6 unten dargestellt: der Bereich vom Strömungsabriss direkt hinter der Düse ist mit höchsten Werten der beiden Parameter belegt.

Zuletzt wurde eine Reihe der RAS Simulationen zur Bestimmung der Abhängigkeit der Permeabilität k von Einlassdruck p_i und Reynoldszahl Re durchgeführt (Abb. 7). Im Bereich von $Re=10..100$ stimmt die fallende Permeabilitätskurve mit den Ergebnissen aus [ZAYPG04] überein. Der Bereich von höheren Re -Werten braucht eine weitere Verifizierung. Hier war die Simulation weniger stabil, und zur Konvergenz der Lösung sind auch viel mehr Rechenschritte nötig.

6 Ausblick

Entwicklung und Modellierung der 2D Kluftmodelle ist wegen der viel kürzeren Rechenzeiten weiter vorangeschritten als der 3D Fall. Aus der 3D Kluftoberfläche müssen weitere 2D Profile extrahiert und ausgetestet werden. Der Bereich von hohen Re -Werten muss an verschiedenen Modellen bzw. mit anderen Turbulenzmodellen (RAS: $k-\omega$, SST; LES) untersucht werden. Für den 3D Fall bleiben aber folgende Fragen offen:

- Die Auflösung der kompletten Oberfläche mit allen Details ist mit sehr großem Rechenaufwand verbunden. Ein möglicher Ausweg ist das Glätten der Oberflächen (smoothing). Dabei muss die Rauigkeit nicht komplett verloren gehen. Eine andere Möglichkeit ist das Rechnen eines kleineren Flächenabschnitts mit allen Details (scaling).
- Die Kluftöffnung ist im Anfangszustand der angepassten Blöcke zu gering, was auch die Simulation der gesamten Fläche stark erschwert. Das kann sowohl durch Skalierung, als auch durch vertikales und/oder horizontales Versetzen einer Oberfläche behoben werden. Dabei wird das Strömungsbild nicht mehr ganz dem in-situ äquivalenten Anfangszustand der geschlossenen Kluft entsprechen.

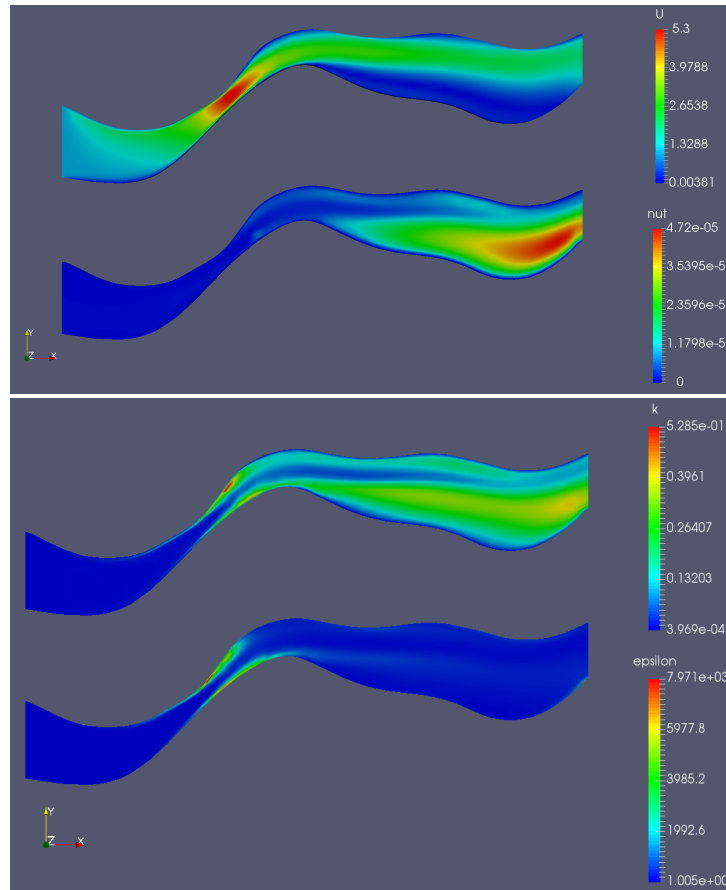


Abbildung 6: RAS Simulation $Re=2500$, Parameter des $k-\epsilon$ Turbulenzmodells: Geschwindigkeit u und turbulente Viskosität ν_t (oben), turbulente kinetische Energie k und Dissipationsrate ϵ (unten)

- Die Simulation des kompletten Modells kann durch paralleles Rechnen deutlich schneller gemacht werden. Open-FOAM als Open-Source Code passt gut zu UNIX-Rechenknoten.

Das Hauptproblem für die laborative Bestimmung der Fließraten durch den Kluft mit/ohne Scherung besteht in der Abdichtung der Gesteinsprobe. Die Spalten im Scherkasten müssen gut abgedichtet sein, da die Kluftöffnung der Probe sehr niedrig bleibt und mögliche Fließwege außerhalb der Kluft die Ergebnisse negativ beeinflussen.

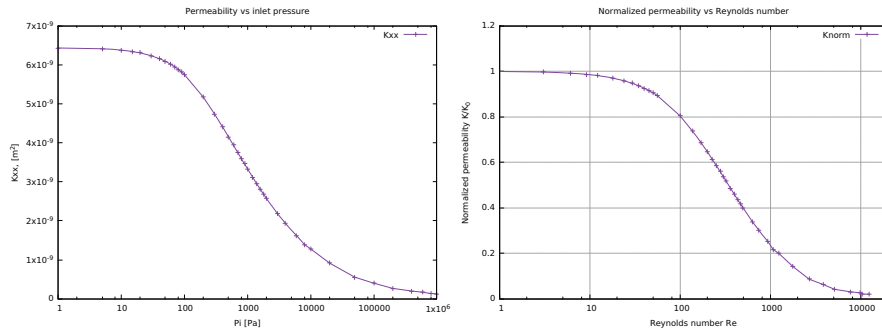


Abbildung 7: RAS Simulation: Permeabilität k vs Einlassdruck p_i (links); Permeabilität k vs Reynoldszahl Re (rechts)

Literatur

- [KFL12] KONIETZKY, H ; FRÜHWIRT, T. ; LÜGE, H.: A New Large Dynamic Rockmechanical Direct Shear Box Device. In: *Rock. Mech. Rock. Eng.* (2012)
- [WWIG80] WITHERSPOON, P. A. ; WANG, J. S. Y. ; IWAI, K. ; GALE, J. E.: Validity of cubic law for fluid-flow in a deformable rock fracture. In: *Water Resour. Res.* 16 (1980), S. 1016–1024
- [ZAYPG04] ZIMMERMAN, R.W. ; AL-YAARUBI, A. ; PAIN, C. C. ; GRATTONI, C. A.: Nonlinear regimes of fluid flow in rock fractures. In: *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 41 (2004), Nr. 3
- [ZB95] ZIMMERMAN, R. W. ; BODVARSSON, G. S.: Hydraulic Conductivity of Rock Fractures. In: *Transport in Porous Media* 23 (1995), S. 1–30
- [ZJC15] ZOU, L. ; JING, L. ; CVETKOVIC, V.: Roughness decomposition and nonlinear fluid flow in a single rock fracture. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (2015)

Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke

- | | | | |
|---------|-----------------------|------|--|
| Heft 1 | Franke, D.
(Hrsg.) | 1992 | Das Institut für Geotechnik an der TU Dresden
+ Die Veröffentlichungen Johann Ohdes |
| Heft 2 | Franke, D.
(Hrsg.) | 1995 | OHDE-Kolloquium 1993 |
| Heft 3 | Franke, D.
(Hrsg.) | 1995 | Festschrift zum 60. Geburtstag von
Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke |
| Heft 4 | Franke, D.
(Hrsg.) | 1997 | OHDE-Kolloquium 1997 |
| Heft 5 | Engel, J. | 1998 | Entwicklung von Datenstrukturen
für bodenmechanische Anwendungen |
| Heft 6 | Vogt, L. | 1998 | Untersuchungen zum Tragverhalten und
zur Verbesserung der Standsicherheit
von Stützmauern |
| Heft 7 | al Diban, I. | 2000 | Das Tragverhalten horizontal belasteter, in
nichtbindigem Boden eingespannter starrer
Träger, in ebenem und geböschtem Gelände |
| Heft 8 | Winkler, A. | 2001 | Ermittlung des Erddrucks im Bruchzustand bei
Drehung einer Wand um den Kopfpunkt |
| Heft 9 | Franke, D.
(Hrsg.) | 2001 | OHDE-Kolloquium 2001 |
| Heft 10 | Engel, J. | 2002 | Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für
bodenmechanische Nachweise |
| Heft 11 | Neuberg, C. | 2002 | Ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen
passiven Erddrucks vor parallel verschobenen
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.
(Hrsg.) | 2005 | OHDE-Kolloquium 2005 |
| Heft 16 | Herle, I.
(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 Stoffgesetz der Bodenmechanik |
| Heft 19 | Herle, I.
(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 |
| Heft 24 | Herle, I.
(Hrsg.) | 2018 | OHDE-Kolloquium 2018 |