

Mario Dijk

**Dreidimensionale numerische Modellierung von Laborversuchen
mit Geokunststoffen unter Verwendung der Diskreten Elemente Methode**

Masterarbeit
zur Erlangung des akademischen Grades
Master of Science

Studium Bauingenieurwissenschaften – Geotechnik und Wasserbau

Technische Universität Graz
Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

Betreuer: Em.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Stephan Semprich
Mitbetreuender Assistent: Dipl.-Ing. Christian Lackner

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Graz, 20.03.2012

Ehrenwörtliche Erklärung

Ich erkläre ehrenwörtlich, dass ich die vorliegende wissenschaftliche Arbeit selbstständig angefertigt und die mit ihr unmittelbar verbundenen Tätigkeiten selbst erbracht habe. Ich erkläre weiters, dass ich keine anderen als die angegebenen Hilfsmittel benutzt habe. Alle aus gedruckten, ungedruckten oder dem Internet im Wortlaut oder im wesentlichen Inhalt übernommenen Formulierungen und Konzepte sind gemäß den Regeln für wissenschaftliche Arbeiten zitiert und durch Fußnoten bzw. durch andere genaue Quellenangaben gekennzeichnet.

Die während des Arbeitsvorganges gewährte Unterstützung einschließlich signifikanter Betreuungshinweise ist vollständig angegeben.

Die wissenschaftliche Arbeit ist noch keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt worden. Diese Arbeit wurde in gedruckter und elektronischer Form abgegeben. Ich bestätige, dass der Inhalt der digitalen Version vollständig mit dem der gedruckten Version übereinstimmt.

Ich bin mir bewusst, dass eine falsche Erklärung rechtliche Folgen haben wird.

Mario Dijak

Graz, 20.03.2012

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bedanken,

bei Herrn Em.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Stephan Semprich für die Bereitstellung sämtlicher Forschungseinrichtungen, für die erwiesenen Förderungen, den Rückhalt und den Anregungen mit denen er mich während meines Studiums sowie bei dieser Arbeit begleitet hat,

bei Herrn Dipl.-Ing. Christian Lackner für die Betreuung meiner Masterarbeit, für eine angenehme Zusammenarbeit sowie für die anregenden, lehrreichen und motivierenden Gespräche während der Erstellung dieser Arbeit,

bei allen Kollegen am Institut für Bodenmechanik und Grundbau für die Teamarbeit in angenehmer Atmosphäre in den vergangenen drei Jahren, insbesondere bei Herrn Dipl.-Ing Gregor Supp für Diskussionen numerischer Problemstellungen,

bei den Mitarbeitern des geotechnischen Labors für die Unterstützung zur Realisierung der Laborversuche, insbesondere bei Herrn BSc Michael Havinga für die Hilfestellungen bei durchaus prekären Situationen,

bei meiner Familie für die finanzielle Unterstützung, insbesondere für das Verständnis und die Geduld meiner Mutter Frau Ingrid Dijak und ihrem Lebenspartner Herrn Dietmar Aichholzer. Weiters bei meinem Bruder Herrn Ing. Ronald Dijak, der mir während meines Studiums in vielerlei Hinsicht den Rücken stärkte,

bei meiner Freundin Frau Mag. rer. nat. Carola Joschak für die herzliche Begleitung und Stütze durch diese kräftezehrende Zeit. Danke für die motivierenden und aufbauenden Gespräche an unseren lieb gewonnenen Orten, die mir neuen Mut gaben. Außerdem für die fachliche Unterstützung und das Feedback bei der Erstellung meiner Arbeit und den Präsentationen.

Kurzfassung

Um die Tragfähigkeit von Böden zu erhöhen werden Geokunststoffe, im speziellen Geogitter, als Bewehrung eingebaut. Diese nehmen Zugkräfte auf, wozu der Boden von sich aus nicht in der Lage wäre. Die Interaktion von Geogitter und Boden ist schwer einzuschätzen und bedarf genaueren Untersuchungen. In der hier vorliegenden Arbeit wurden die entsprechenden Untersuchungen mittels dreidimensionaler Modellierung unter Verwendung der Diskreten Elemente Methode simuliert.

Zunächst wurden Laborversuche durchgeführt und daraufhin numerisch modelliert. Anhand der Laborergebnisse war es schließlich möglich, die notwendigen numerischen Parameter für das Geogitter und den Boden zu kalibrieren. Es wurden Zug- und Biegeversuche an Geogitter, Schütt-, Scher- und Ödometerversuche an Boden sowie Schütt- und Scherversuche mit Geogitter und Boden durchgeführt.

Abstract

To increase the bearing capacity of soils, geosynthetics, specifically geogrids are attached as reinforcement. These reinforced materials are able to provide tensile forces. The granular soil itself is not capable for. The interaction of these two materials is not really known and requires further investigations. In the present study, laboratory tests were simulated using three-dimensional modelling by using the Discrete Element Method.

Firstly, laboratory tests were carried out in practice and then modeled numerically. Based on the laboratory results, the necessary numerical parameters for the geogrid and the soil were calibrated. Tensile- and bending tests on geogrid, dumping-, shear- and compression tests on soil and dumping- and shear tests with geogrid and soil were carried out.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	7
2 Literaturstudien.....	8
2.1 Laborversuche.....	8
2.1.1 Geogitter.....	8
2.1.2 Geogitter und Boden.....	10
2.2 Numerische Modellierung	12
2.2.1 Geogitter.....	13
2.2.2 Geogitter und Boden.....	14
3 Durchgeführte Laborversuche	17
3.1 Geogitter.....	17
3.1.1 Zugversuche.....	17
3.1.2 Biegeversuche.....	18
3.2 Geogitter und Boden.....	19
3.2.1 Schüttversuche.....	19
3.2.2 Scherversuche.....	20
3.2.3 Ödometerversuche	26
4 Modellierung der Materialien	27
4.1 Geogitter.....	27
4.2 Boden.....	30
5 Inverse Modellierungen der Laborversuche	32
5.1 Geogitter.....	32
5.1.1 Eigengewichtsversuche	33
5.1.2 Zugversuche.....	34
5.1.3 Biegeversuche.....	37
5.2 Boden.....	39
5.2.1 Vorversuche	40
5.2.2 Ödometerversuche	45
5.2.3 Schüttversuche.....	50
5.2.4 Scherversuche.....	55
5.3 Geogitter und Boden.....	60
5.3.1 Schüttversuche.....	60
5.3.2 Scherversuche.....	63
6 Zusammenfassung und Ausblick	67
7 Verzeichnisse	68
7.1 Literaturverzeichnis.....	69
7.2 Tabellenverzeichnis	71
7.3 Abbildungsverzeichnis	72

7.4 Gleichungsverzeichnis.....	74
8 Anhang.....	75
8.1 Versuchsübersicht.....	76

1 Einleitung

Bodenstabilisierungen mittels Geokunststoff bewehrter Erde gewinnen aufgrund ihrer Wirtschaftlichkeit und Anpassungsfähigkeit in der Baubranche immer mehr an Bedeutung. Geokunststoffe, im Besonderen die Gruppe der Geogitter, erhöhen die Tragfähigkeit des Bodens durch die Aufnahme von Zugkräften, welche der Boden alleine nicht aufnehmen kann. Um das komplexe Zusammenspiel, also die Interaktion zwischen Geogitter und Boden zu verstehen, bedarf es genaueren Untersuchungen, die mittels moderner numerischer Methoden möglich geworden sind. Ein erster Schritt bei der Verwendung der Numerik solcher Modelle ist es, geeignete Parameter für die Simulationen zu finden. Das betrifft einerseits die Materialparameter der verwendeten Baustoffe und andererseits die für die Versuchsdurchführung notwendigen Parameter.

In der vorliegenden Arbeit wurden die entsprechenden Parameter mittels inverser Modellierung von Laborversuchen kalibriert. Das bedeutet, dass die vorab durchgeführten Laborversuche numerisch modelliert wurden und die Parameter so lange modifiziert werden mussten, bis die Ergebnisse aus den numerischen Simulationen mit jenen der Laborversuche ident waren. Dazu wurde im ersten Schritt das Geogitter mittels Zug- und Biegeversuchen im Labor getestet (siehe Kapitel 3.1). Dadurch ließ sich das Kraft-Dehnungsverhalten sowie die Biegesteifigkeit des Gitters modellieren. Als nächstes wurden Laborversuche mit dem Boden (siehe Kapitel 3.2) und weiters Interaktionsversuche mit Gitter und Boden durchgeführt. Durch die Ergebnisse der Schütt-, Scher- und Ödometerversuche können Schüttwinkel, Reibungswinkel und die Steifigkeit des Bodens errechnet werden. Zudem musste der Einfluss der Geogittereinlage auf das Scher- und Steifigkeitsverhalten des Bodens analysiert werden.

Vor den numerischen Simulationen mussten die verwendeten Materialien, also das Geogitter und der Boden, digitalisiert werden (siehe Kapitel 4). Das Geogitter wurde mittels Schiebelehre vermessen, anschließend per Computer Aided Design (CAD) konstruiert und in ein Simulationsprogramm implementiert. Für den Boden wurden die Kieskörner kategorisiert, mittels einer Visualisierungssoftware digitalisiert, wiederum mittels CAD konstruiert und in ein Simulationsprogramm integriert.

Für die Simulationen (siehe Kapitel 5) wurden die Parameter des Geogitters durch Eigengewichts-, Zug- und Biegeversuche kalibriert. Getrennt davon mussten die Parameter des Bodens durch Ödometer-, Schütt- und Scherversuche festgelegt werden. Im letzten Schritt konnte durch die Interaktionsversuche (Schütt- und Scherversuche) von Geogitter und Boden das Parameterset komplettiert werden.

2 Literaturstudien

Im Rahmen der Masterarbeit wird die durchgeführte Literaturstudie zu Laborversuchen und der Labortechnik hinsichtlich Geokunststoffen sowie der numerischen Modellierung mit der Diskreten Elemente Methode beschrieben. Dadurch soll ein Einblick in den aktuellen Stand der Technik und Forschung vermittelt werden.

2.1 Laborversuche

Im Allgemeinen wird bei den Laborversuchen zwischen Versuchen mit Geokunststoffen und Interaktionsversuchen mit Geokunststoffen und Boden unterschieden. In diesem Zusammenhang werden die bekannten Prüfmethode aus den internationalen Normen, Richtlinien, Empfehlungen und Handbüchern in den nachfolgenden Abschnitten detaillierter beschrieben und miteinander verglichen. Zudem wird auf bereits durchgeführte ähnliche Versuche aus der internationalen Literatur hingewiesen.

2.1.1 Geogitter

Die in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Laborversuche wurden alle an einem speziellen Geokunststoff, einem gewebten Geogitter aus linearem Polyester (PET), durchgeführt (siehe Kapitel 3.1). In diesem Zusammenhang sind generell die Versuche zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von zentraler Bedeutung. Das verwendete Geogitter übernimmt hauptsächlich die Funktion des Bewehrens, also die Erhöhung der Tragfähigkeit eines Bodens durch die Aufnahme von darin auftretenden Zugspannungen.

Methoden zur Bestimmung der hydraulischen Eigenschaften wie zum Beispiel Filter- oder Drainageaufgaben (Wasserdurchlässigkeiten) und UV-Beständigkeit werden durch die oben beschriebenen gitterspezifischen Eigenschaften und Aufgaben in der Literaturstudie vernachlässigt.

Laborversuche zur Bestimmung der Langzeiteinflüsse wie Witterungsbeständigkeit, chemische und biologische Beständigkeit und generell das Langzeitverhalten durch Belastung (kriechen), physikalische (Verschleiß) und chemische Alterung werden im Rahmen dieser Literaturstudie nicht berücksichtigt. Ebenfalls nicht erwähnt werden dynamische Simulationen einer Einbaubeschädigung oder Ermüdungs- und Schwingverhalten.

Aufgrund der besonderen Geometrie des Geogitters, im Speziellen die Gitteröffnungen und die daraus resultierende Inhomogenität des Baustoffes, wurden Laborversuche hinsichtlich eines Durchdruck- und Durchschlagwiderstandes (Stempeldurchdruckversuch, dynamischer Durchschlagversuch, Pyramidendurchdruckversuch) nicht durchgeführt und in der Literaturstudie nicht erwähnt. Derartige Versuche werden beispielsweise an Geovliesen durchgeführt.

Die maßgebende Eigenschaft des Geogitters ist das Kraft-Dehnungsverhalten, welches mittels Zugversuchen ermittelt wird. Der Zugversuch wird an Proben mit einer Länge von 10 cm und einer Breite von 20 cm nach ÖNORM EN ISO 10319 (2008) *Geokunststoffe - Zugversuch am breiten Streifen* durchgeführt. Das Geogitter wird dabei in einem Satz von Klemmbacken eingespannt, daraufhin mit 1 % der zu erwartenden Höchstzugkraft vorgespannt und bei einer konstanten Dehnungsrate von 20 % (± 5 %) pro Minute gedehnt. Die auftretende Verformung wird dabei mittels Dehnungsaufnehmern gemessen. Durch die größere Probenbreite soll ein Einschnüreffekt unter Zugbelastung vermindert werden.

Die Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGEO (2009) beschreibt generell für gewebte PET Geogitter eine typische Kurzzeitfestigkeit von 100-1000 kN/m bei einer Bruchdehnung von 8-15 %.

Im Schweizer Verband für Geokunststoffe - SVG (2003) hingegen wird von 30-600 kN/m mit einer Maschenweite größer als 5 mm eine Dehnung von 10-20 % angegeben.

Bei Müller-Rochholz (2005) wird wiederum bei einer Höchstzugkraft von 80 kN/m eine Dehnung von 12 % als Richtwert angenommen. Die beschriebenen Werte geben bereits einen guten Anhaltspunkt für zukünftige numerische Berechnungen wieder.

Vorweggenommen hat das in dieser Masterarbeit verwendete Geogitter laut Huesker (2010) bei einer Höchstzugkraft von 60 kN/m mit einer Maschenweite von 20 mm eine Bruchdehnung von 9 % (siehe Kapitel 3.1.1). Abbildung 1 veranschaulicht zusammenfassend die oben diskutierten Richtwerte.

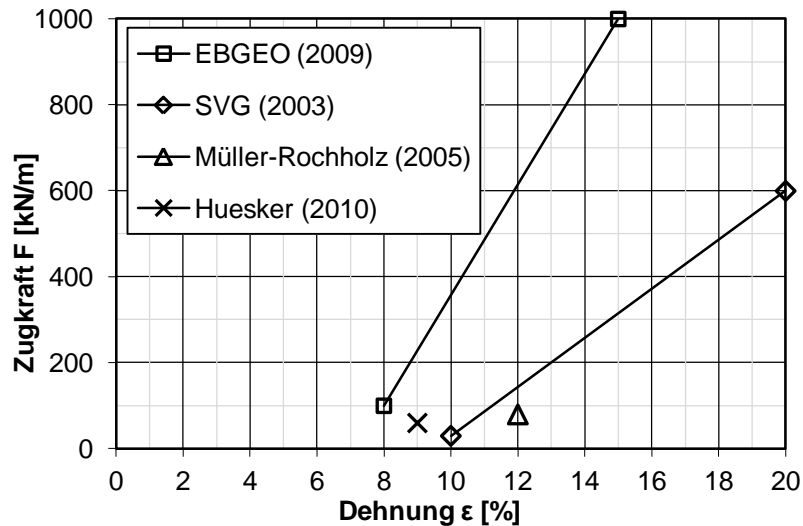


Abbildung 1: Kraft-Dehnungsverhalten von Geogittern

2.1.2 Geogitter und Boden

Für die Kraftübertragung vom Boden in das Geogitter sind mehrere Einflussfaktoren von Bedeutung. Für den Boden sind die Korngrößenverteilung, Kornform und Oberflächenrauigkeit der Körner maßgebend. Für das Geogitter sind es die Maschenweite, Struktur, Geometrie und Oberflächenrauigkeit. Aufgrund dieser Eigenschaften ergeben sich drei Laborversuche, die von Bedeutung sind. Dazu zählen der Scherkastenversuch, der Schiefe-Ebene-Versuch und der Herausziehversuch.

Beim Scherkastenversuch nach ÖNORM EN ISO 12957-1 (2005) *Geokunststoffe - Bestimmung der Reibungseigenschaften, Teil 1: Scherkastenversuch* wird eine Geogittereinlage zwischen oberen und unteren Scherkasten (Rahmenschergerät 30/30 cm), also in die Scherfuge, eingelegt und befestigt. Anschließend wird eine Normalspannung aufgebracht und mit konstanter Geschwindigkeit abgeschert. Wird die Scherspannung mit Versuchen ohne Geogitter verglichen, so kann ein Reibungsverhältnis ermittelt werden.

Der Schiefe-Ebene-Versuch nach ÖNORM EN ISO 12957-2 (2005) *Geokunststoffe - Bestimmung der Reibungseigenschaften, Teil 1: Schiefe-Ebene-Versuch* ist vor allem bei niedrigen Normalspannungen anzuwenden. Ein mit Boden gefüllter Kasten (40/32,5 cm) wird gleichmäßig auf einer Seite nach oben gehoben. Auf dem Kasten wird ein Geogitter befestigt und darauf ein zweiter mit Boden gefüllter Kasten (30/30 cm) montiert. Auf den oberen Kasten kann optional eine Normalspannung aufgebracht werden. Anschließend wird die

Apparatur angehoben bis sich ein Winkel einstellt bei dem der obere Kasten abrutscht. Aus diesem Gleitwinkel lässt sich die Scherspannung und ein Reibungswinkel berechnen.

Mit dem Herausziehversuch nach ÖNORM EN 13738 (2005) *Geotextilien und geotextilverwandte Produkte, Bestimmung des Herausziehwiderstandes aus dem Boden* wird die maximale Herausziehungskraft gemessen und gibt wiederum Aufschluss auf die Reibung und Verzahnung des Gitters mit den Bodenkörnern. Dazu wird ein zweiteiliger Kasten (1,5/0,6 m) mit Geogitter in der Fuge verwendet. Nach Bedarf kann eine Normalspannung aufgebracht und anschließend das Gitter mit konstanter Geschwindigkeit herausgezogen werden.

Alle Versuche sind laut Norm mit einem Normsand durchzuführen. Sie werden jedoch unter Einhaltung der Größenverhältnisse zwischen Größtkorn, Gittergeometrie und Kastenhöhe mit allen Böden durchgeführt.

Auf Basis dieser und ähnlicher Laborversuche finden sich folgende Richtwerte für einen Reibungsbeiwert:

Der SVG (2003) beschreibt für ein PET Geogitter mit einer Maschenweite größer als 5 mm einen Reibungsbeiwert von 0.9 bis 1.0 in Interaktion eines gemischtkörnigen Bodens, sauberer Kiese und Sande.

Die EBGEO (2009) legt einen vom charakteristischen Reibungswinkel des Bodens abhängigen Reibungsbeiwert für Füllboden mit Geokunststoff fest. Dieser liegt bei einem Reibungswinkel von 45° zwischen 0.5 und 1.0.

Laut Huesker (2010) hat das in dieser Masterarbeit verwendete Geogitter mit der Interaktion eines nicht näher erläuterten Sandes einen Verbundbeiwert von 0.9.

Liu, Ho und Huang (2009) haben mittels Scherboxversuchen (45/45 cm) für ein ähnliches PET Geogitter und Kies einen Reibungsbeiwert von 0.975 ermittelt. Generell bestimmten sie bei PET Geogittern Werte zwischen 0.89 und 1.01.

Pitanga, Gourc und Vilar (2009) konnten im Rahmen von Schiefe-Ebene-Versuchen (0.8/1.3 m) für ein PET Geogitter mit feinem Sand über den Vergleich der jeweiligen Gleitwinkel einen Reibungsbeiwert von 1.01 feststellen. Dabei sei jedoch erwähnt, dass bei den Geogitter-Boden-Versuchen das Geogitter direkt auf der unteren Platte befestigt wurde, was dazu führt, dass sich eine Interaktion zwischen Geogitter und Boden nur beschränkt ausbildet.

Weitaus niedrigere Werte wurden von Lopes und Silvano (2010) mittels Scherboxversuchen (0.6) und Herausziehversuchen (0.48) erhoben, wobei es sich um einen stark verwitterten Granit und glatten nicht gewebten Polymer Geogitter mit Füllung handelte.

Dadurch sind keine authentischen Interaktionseffekte beschreibbar, vielmehr kommt es einer trennenden Funktion des Gitters gleich. Abschließend zeigt Abbildung 2 eine Übersicht aller genannten Interaktionsbeiwerte von Geogitter und Boden.

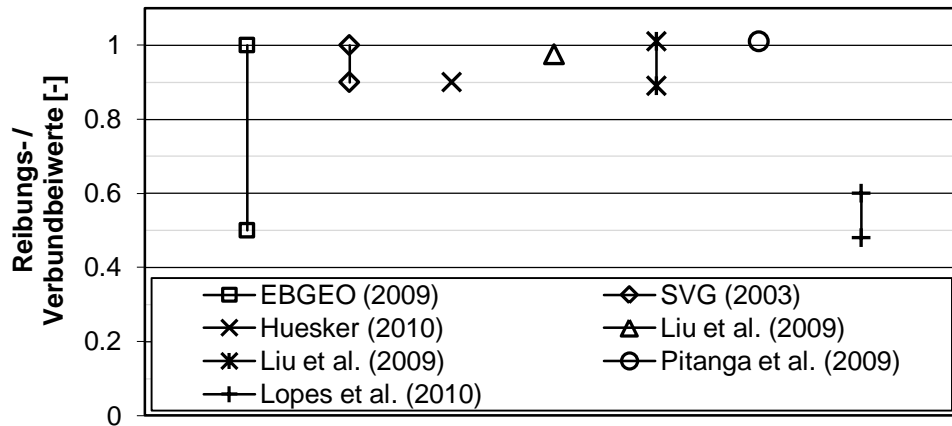


Abbildung 2: Interaktionsbeiwerte von Geogitter und Boden

2.2 Numerische Modellierung

Die numerische Modellierung der Laborversuche erfolgte in dieser Arbeit mit der Diskreten Elemente Methode (DEM). Die dazu verwendete Software ist der Particle Flow Code in 3D (PFC^{3D}), Version 4.0-182 der Itasca Consulting Group. Diese diskontinuierliche Methode hat den Vorteil gegenüber der häufiger verbreiteten kontinuierlichen Finiten Elemente Methode (FEM), dass Verschiebungen, Rotationen sowie Abtrennungen und Entstehung neuer Kontakte der diskreten Elemente während der Berechnung simuliert werden können.

Die Elemente, die bei dieser Methode generiert werden, sind starre Bälle. Andere geometrische Körper können nur durch überlappen (fusionieren) mehrerer Bälle produziert werden, welche Clumps genannt werden.

Begrenzungsflächen können in vielen Formen wie zum Beispiel Scheiben, Zylinder oder Kegel dargestellt werden.

Allen Bällen kann in jeglicher Form Rotation, Translation oder auch nur statisches Verhalten aufgetragen werden. Zusätzlich besteht die Möglichkeit einer konstanten Beschleunigung in allen Richtungen, wie beispielsweise die Erdanziehungskraft. Die Befehlseingabe erfolgt über eine im PFC integrierte Programmiersprache FISH.

Die Berechnung selbst ist ein zyklischer Prozess. Bei jedem einzelnen Rechenschritt wird auf jeden Ball das Newtonsche Bewegungsgesetz angewendet und die daraus resultierenden Kräfte und Momente berechnet. Nach aktualisieren der Ballpositionen wird das Kraft-Verschiebungsgesetz auf jeden Kontakt angewendet. Aufgrund der Kontaktgesetze entstehen Relativbewegungen, die zu Kontaktkräften führen. Anschließend erfolgt der nächste Rechenschritt solange bis der Simulationsvorgang abgeschlossen ist (Itasca, 2008).

Das Geogitter besitzt andere Eigenschaften als der Boden, deshalb werden unterschiedliche Kontaktgesetze verwendet, welche im Folgenden erläutert werden.

2.2.1 Geogitter

Für das Geogitter wird ein linear elastisches Kontaktmodell verwendet (vgl. Itasca, 2008), mit dem auch Zugkräfte übertragen werden können. Die dafür notwendigen Parameter mit der Definition im PFC und den dazugehörigen Einheiten sind in Tabelle 1 aufgelistet.

Tabelle 1: Parameter Geogitter

Parameter Geogitter	PFC Definition	Einheit
Dichte	dens	[kg/m ³]
Kontakt - Normalsteifigkeit	kn	[N/m]
Kontakt - Schersteifigkeit	ks	[N/m]
Kontakt - Bindungsnormalkraft	n_bond	[N]
Kontakt - Bindungsscherkraft	s_bond	[N]
Parallelbindungs - Radiusmultiplikator	pb_radius	[-]
Parallelbindungs - Normalsteifigkeit	pb_kn	[Pa/m]
Parallelbindungs - Schersteifigkeit	pb_ks	[Pa/m]
Parallelbindungs - Normalspannung	pb_nstrenght	[Pa]
Parallelbindungs - Scherspannung	pb_sstrenght	[Pa]
Reibungskoeffizient	fric	[-]

Die Dichte beschreibt die Rohdichte und der Reibungskoeffizient die Oberflächenrauigkeit eines Balles. Die Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit der Bälle sind Parameter für die Berechnung der Normal- und Scherkomponente der Kraft des Kontaktes. Die Einheit Newton pro Meter ergibt sich aus der Kontaktkraft dividiert durch die ideale Überlappung zweier Bälle.

Für die Aufnahme von Zugkräften am Kontaktpunkt werden Kontaktbindungskräfte definiert. Parallel zu diesen sind sogenannte Parallelbindungssteifigkeiten und Spannungen festgelegt, welche das Verhalten eines zylindrischen Raumes, durch den zwei Bälle miteinander verbunden sind, beschreiben. Prinzipiell handelt es sich dabei um eine Art

Bindungsmatrix, wodurch auch Momente (Biegung) aufgenommen werden können. Das Volumen dieses Raumes wird mittels dem Parallelbindungs- und Radiusmultiplikator berechnet. Der Radius des kleinsten Balles wird mit dem Parallelbindungs- und Radiusmultiplikator multipliziert und damit die Matrix festgelegt. Weil es sich bei den beschriebenen Steifigkeiten um eine Kontaktfläche handelt, ist die Einheit mit einer Spannung pro Meter definiert.

2.2.2 Geogitter und Boden

Für den Boden wird ein nicht lineares Kontaktmodell nach Hertz-Mindlin verwendet (Itasca, 2008). Das Modell ist ausschließlich für die Übertragung von Druckkräften geeignet. Somit ist ein nicht linearer Zusammenhang zwischen Kraft und Verschiebung beschreibbar. Die dafür notwendigen Parameter sind in Tabelle 2 aufgelistet.

Tabelle 2: Parameter Boden

Parameter Boden	PFC Definition	Einheit
Dichte	dens	[kg/m ³]
Schubmodul	shear	[N/m ²]
Querkontraktionszahl	poiss	[-]
Reibungskoeffizient	fric	[-]

Wie auch beim Geogitter ist die Dichte die Rohdichte und der Reibungskoeffizient ein Maß der Oberflächenrauigkeit des Balles. Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften werden über den Schubmodul und der Querkontraktionszahl beschrieben.

Weitere wichtige Kenngrößen zur Beschreibung der dynamischen Vorgänge während der Simulation sind die Dämpfungsparameter, die in Tabelle 3 aufgelistet sind.

Tabelle 3: Dämpfungsparameter

Dämpfungsparameter	PFC Definition	Einheit
Lokale Dämpfung	damp default local	[-]
Viskose Dämpfung der Normalspannung	damp default viscous normal	[-]
Viskose Dämpfung der Scherspannung	damp default viscous shear	[-]

Bei der lokalen Dämpfung wird generell die Beschleunigung der Bälle gedämpft, wodurch sich das System relativ statisch (pseudostatisch) verhält. Die viskose Dämpfung verursacht

beim Kontakt von Bällen mit Bällen oder Bällen mit Begrenzungsflächen eine Abnahme der Geschwindigkeit, verglichen mit dem Eintauchen eines Balles in eine zähe Flüssigkeit.

Laut Stahl und Konietzky (2010) sollte im Falle der Simulation eines Schüttvorganges die lokale Dämpfung auf 0 und die viskose auf 0.9 gesetzt werden um den Vorteil zu erlangen, dass sich die Bälle schneller bewegen und damit die Rechenzeiten geringer werden. Um aber trotzdem ein realitätsnahes Verhalten der Bälle zu simulieren, in diesem Fall wurden Clumps verwendet, wird die viskose Dämpfung und zugleich eine konstante Kraft von 0.0075 m/s zusätzlich zur Erdanziehungskraft aktiviert. Weiters wurden anhand von Ödometer- und Scherversuchen mit einem Kies (5/32 und 12.5/16 mm) numerische Parameter kalibriert. Die Rohdichte beträgt $2.6e3 \text{ kg/m}^3$, der Kontaktelastizitätsmodul $4e8 \text{ kN/m}^2$, das Verhältnis zwischen Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit 1.0 und der Reibungskoeffizient 0.38.

Im Rahmen der Literaturstudie gab Scharinger (2007) für einen mittleren Sand einen Schubmodul von $3e10 \text{ N/m}^2$, eine Querkontraktionszahl von 0.2 und einen Reibungskoeffizienten von 0.7 an.

Lenzi (2009) ermittelte durch dreidimensionale Scher- und Triaxialversuche für einen Reibungskoeffizienten von 0.8 einen Reibungswinkel des Bodens von 49° . Jedoch nur mit Bällen von denen 50 % rotationsgesperrt waren und unter Verwendung eines linear elastischen Kontaktgesetzes. Ohne die Rotationssperre ist es, unabhängig vom Reibungskoeffizienten, nicht möglich, einen Reibungswinkel größer als 36° zu simulieren (Halsegger, 2004).

Beim Zusammentreffen der Bälle des Geogitters auf die Bälle des Bodens - also eine Kombination der zwei Kontaktgesetze - muss den Bällen des Bodens zusätzlich noch jeweils eine Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit zugewiesen werden. Dadurch ist erst ein Kontaktverhalten zwischen Geogitter und Boden definiert. Sollte das nicht der Fall sein, findet kein definierter Kontakt zwischen den Bällen statt (Itasca, 2008).

Bertrand et al. (2005) modellierten ein Stahlgitter mit einer Maschenweite von 100 mm zur Simulation von Zug- und Interaktionsversuchen mit felsigen Böden. Das Gitter fungierte als Steinschlagschutz. Dabei verwendeten sie ein eigens entwickeltes Kontaktmodell, welches ein nicht lineares Kraft-Dehnungsverhalten des Gitters zulässt. Nach Bestimmung der Parameter anhand von Laborversuchen in Kombination eines Kalksteins, wurde der Reibungskoeffizient des Stahlgitters mit 0.5 festgelegt. Der Elastizitätsmodul des Bodens

wurde mit $5.8 \cdot 10^{10}$ N/m² und die Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit mit $1 \cdot 10^7$ N/m definiert.

Bhandari und Han (2010) untersuchten das Interaktionsverhalten von einem gewebten Geotextil mit einer Stärke von 1 mm und einem Sand anhand von Biaxial-, Lastplatten- und Herausziehversuchen unter einer sich bewegenden, reifenförmigen Vertikalbelastung. Als Ergebnis wurde der Elastizitätsmodul des Sandes mit $1.5 \cdot 10^8$ N/m² und des Geotextiles mit $3.5 \cdot 10^8$ N/m² festgelegt. Das Verhältnis der Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit ist für den Boden 2 und für das Geotextil 1. Der Reibungskoeffizient des Bodens wurde mit 0.85 und für das Geotextil mit 0.68 festgelegt.

Zhang, Yasufuku und Ochiai (2007) konnten mittels Biaxial- und Herausziehversuchen für einen kohäsionslosen Boden (Sand und Kies) mit einer Dichte von $2.63 \cdot 10^3$ kg/m³ verschiedene Parameter festlegen. So wurde eine Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit von $2 \cdot 10^5$ kN/m und ein Reibungskoeffizient von 0.84 bestimmt. Dem eingesetzten Geogitter mit einer Zugfestigkeit von 300 kN/m wurde eine Rohdichte von $1.91 \cdot 10^{-4}$ kg/m³ zugeschrieben. Der Ballradius von 1-2 mm hat eine Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit von $2.36 \cdot 10^5$ kN/m sowie eine Kontaktbindungsnormal- und Kontaktbindungsscherkraft von $1 \cdot 10^3$ kN. Der Reibungskoeffizient hierfür beträgt 9.0.

An dieser Stelle muss darauf hingewiesen werden, dass die in der Literatur beschriebenen Versuche mit jenen in der vorliegenden Arbeit durchgeführten, nicht direkt verglichen werden können. Beispielsweise wurden in der Literatur andere Kontaktgesetzte verwendet oder mittels PFC 2D modelliert, es wurden aber auch andere Materialien (Geogitter, Boden) untersucht bzw. die verwendeten Materialien nicht näher erläutert. Zudem sind für unterschiedliche Kontaktmodelle andere Eingabeparameter erforderlich, welche sich kaum auf andere Modelle anwenden lassen.

3 Durchgeführte Laborversuche

Um die Parameter der numerischen Simulationen zu kalibrieren, wurden unterschiedliche Laborversuche an Geogitter, Boden und der Interaktion von Geogitter und Boden durchgeführt. In den folgenden Abschnitten wird darauf näher eingegangen.

3.1 Geogitter

Der für diese Masterarbeit verwendete Geokunststoff ist ein gewebtes Geogitter mit einer quadratischen Maschenweite von 20 mm (siehe Abbildung 3). Hergestellt wird es aus Polyethylenterephthalat (PET), was im Vergleich zu anderen Rohstoffen (Polyethylen PE, Polypropylen PP, Polyamid PA) eine höhere Festigkeit und geringere Kriechdehnungen aufweist. Die Rohdichte des Materials beträgt $1.36 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$. Zudem bietet eine zusätzliche Polymerumhüllung des Geogitters einen erhöhten Schutz beim Einbau und eine Verlängerung der Lebensdauer. Laut Huesker (2010) beträgt das Flächengewicht des Gitters 0.316 kg/m^2 .

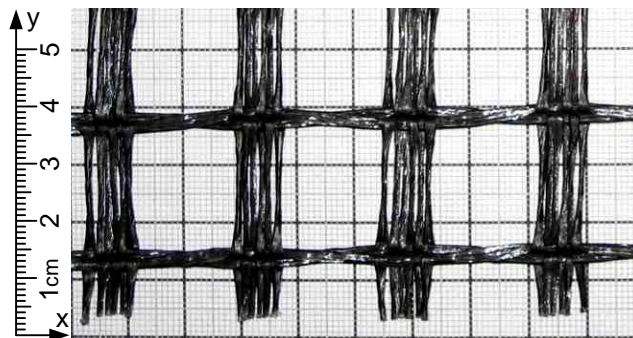


Abbildung 3: Verwendetes Geogitter

3.1.1 Zugversuche

Die Zugversuche wurden nach ÖNORM EN ISO 10319 (2008) *Geokunststoffe - Zugversuch am breiten Streifen* durchgeführt. Abbildung 4 zeigt einen von fünf Zugversuchen, aus denen der Mittelwert der Höchstzugkraft berechnet wurde. Dieser beträgt 59.74 kN/m bei einer Dehnung von 9.1 %.

Erwähnt sei, dass der Versuch mit einer Vorspannung von 1 % der zu erwartenden Höchstzugkraft laut Norm durchgeführt werden muss. Das sind in diesem Fall 0.6 kN/m . Bezogen auf die 20 cm Messprobenbreite entspricht das einer Kraft von 0.12 kN .

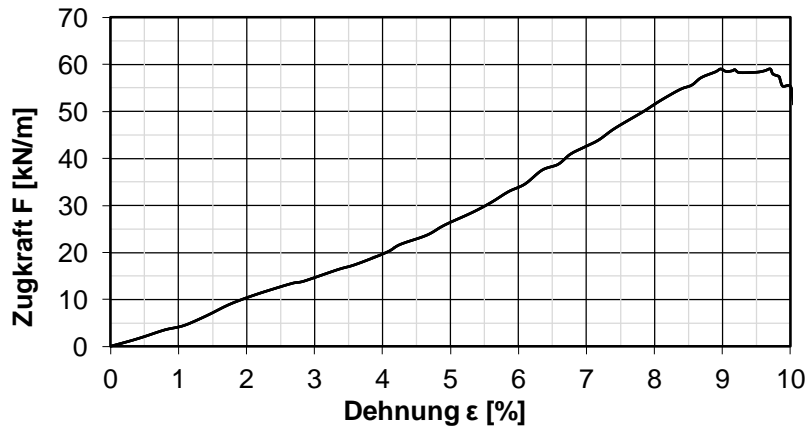


Abbildung 4: Zugversuch nach EN ISO 10319 (modifiziert nach Huesker, 2010)

3.1.2 Biegeversuche

Um die Biegesteifigkeit und Biegelinie des Gitters zu untersuchen, wurden Biegeversuche durchgeführt. Diese sind nicht genormt und daher in weiterer Folge nur zum optischen Vergleich mit den numerischen Berechnungen (siehe Kapitel 5.1.3) heranzuziehen. Abbildung 5 zeigt exemplarisch einen Biegeversuch an einer 20/10 cm großen Probe.

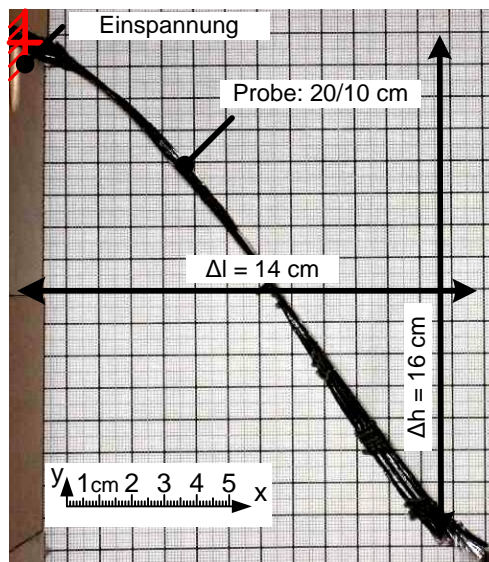


Abbildung 5: Biegeversuch

Es ist an dieser Stelle darauf hinzuweisen, dass der Gitterort (Kreuzungspunkt oder Strangmitte) sowie die Steifigkeit der Einspannung einen Einfluss auf die Biegelinie haben.

3.2 Geogitter und Boden

Der verwendete Boden (siehe Abbildung 6) ist ein Kies 8/16 mm (gewaschenes Rundkorn) mit enggestufter Kornverteilung (vgl. Tabelle 4), einer Kornrohichte von $2.639 \text{e}3 \text{ kg/m}^3$ und einem Porenanteil von 39.9 bis 43.1 % (Brkic, 2011).



Abbildung 6: Verwendeter Boden

Der natürliche Wassergehalt der verwendeten Laborproben liegt zwischen 0.25 und 0.67 % (Brkic, 2011).

Tabelle 4: Korngrößenverteilung des Bodens

Mittlerer Durchmesser des Rundkorns [mm]	0 - 8.0	8.0 - 16.0	16.0 - 31.5
Anteil [%]	2.9	86.9	10.2

3.2.1 Schüttversuche

Im Rahmen des Forschungsprojektes *Prestressed Reinforced Soil* (Lackner & Semprich, 2009) wurden Schüttversuche durch abschnittweises Aufschütten eines Schüttkegels (Höhe ca. 20 cm) sowie durch langsames Anheben eines gefüllten Schüttzylinders (Durchmesser 15 cm) durchgeführt. Bei dem Aufschüttversuchen stellte sich eine Bandbreite der Schüttwinkel von $34\text{-}36^\circ$ und bei den Schüttzylinderversuchen von $39\text{-}42^\circ$ heraus.

Durch das Einlegen eines Geogitters in 2.5 cm Höhe, konnten die Schüttwinkel im Mittel um 1.3° erhöht werden.

3.2.2 Scherversuche

Da bei der Anwendung von Geokunststoffen die Überlagerungshöhe relativ gering ist, wurden die Scherversuche mit niedrigen und hohen Normalspannungsniveaus durchgeführt. Die Überlagerungshöhe berechnet sich wie in Gleichung 1 dargestellt:

$$\sigma = \gamma * t \rightarrow t = \frac{\sigma}{\gamma} \quad (1)$$

- σ Vertikalspannung [kN/m²]
- γ Wichte des Bodens [kN/m³]
- t Überlagerungshöhe [m]

Dabei zeigt Tabelle 5 die durchgeführten Versuchsnormalspannungen mit den dazugehörigen Überlagerungshöhen.

Tabelle 5: Durchgeführte Versuchsnormalspannungen und Überlagerungshöhen

σ	t
10.38 kN/m ²	0.39 m
20.07 kN/m ²	0.76 m
39.46 kN/m ²	1.50 m
100.00 kN/m ²	3.79 m
200.00 kN/m ²	7.58 m
350.00 kN/m ²	13.26 m

Die Versuchsreihen mit hohen Spannungsniveaus wurden mit einer Konsolidierung von 550 kN/m² und einer Vorschubgeschwindigkeit von 0.6 mm/min abgeschert. Die Konsolidierungsphase spielte bei diesem trockenen Kies keine bedeutende Rolle. Die Versuche mit niedrigen Normalspannungen wurden ohne Vorbelastung und einer Geschwindigkeit von 0.15 mm/min gefahren. Jeder Versuch wurde zweimal durchgeführt, wobei alle Versuche ohne und mit loser Geogittereinlage in der Scherfuge wiederholt wurden. Der Umfang der Untersuchungen belief sich auf somit insgesamt 24 Scherversuche.

In Abbildung 7 sind die Scherkurven der Versuche mit (MG) und ohne Geogitter (OG) niedriger Normalspannungen abgebildet sowie mit einer balkenförmigen Kennzeichnung an welcher Stelle des Scherweges die maximale Scherspannung interpretiert wurde.

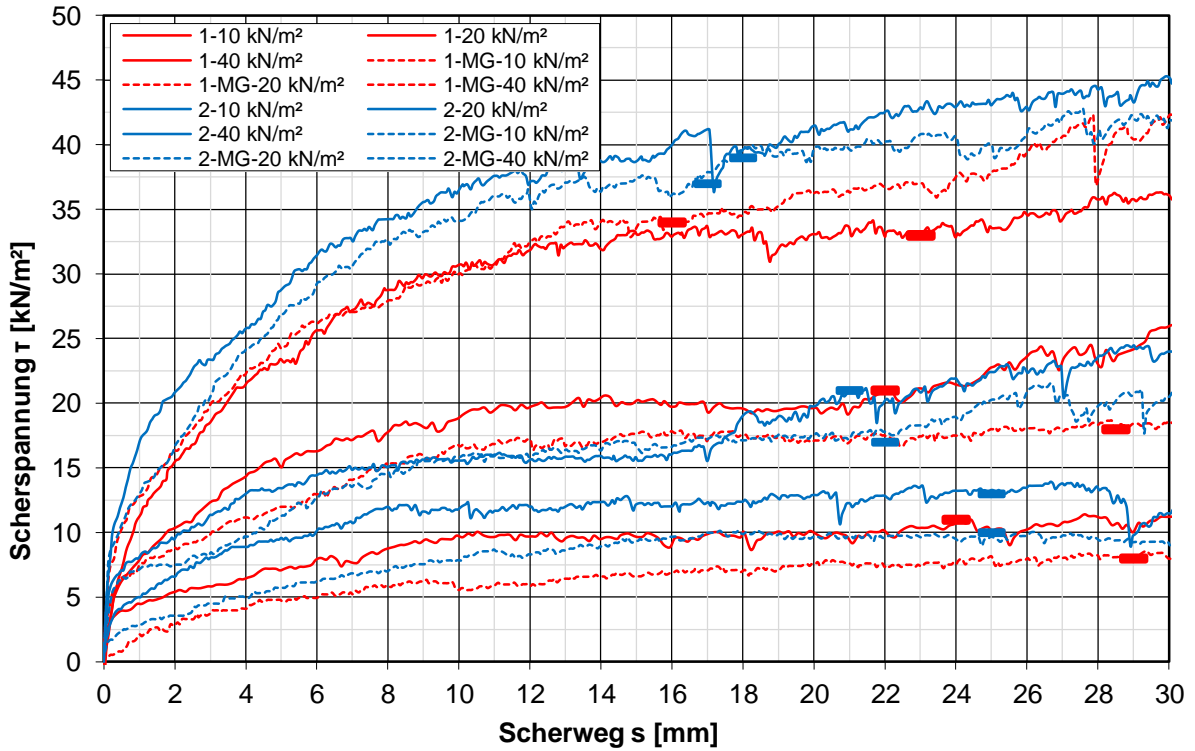


Abbildung 7: Scherkurven niedriger Normalspannungen mit und ohne Geogitter

Durch die Übertragung der maximalen Scherspannungen in ein Normal- und Scherspannungsdiagramm (siehe Abbildung 8) können die Trendlinien der einzelnen Spannungsstufen interpretiert und aus der Steigung dieser ein Reibungswinkel ermittelt werden.

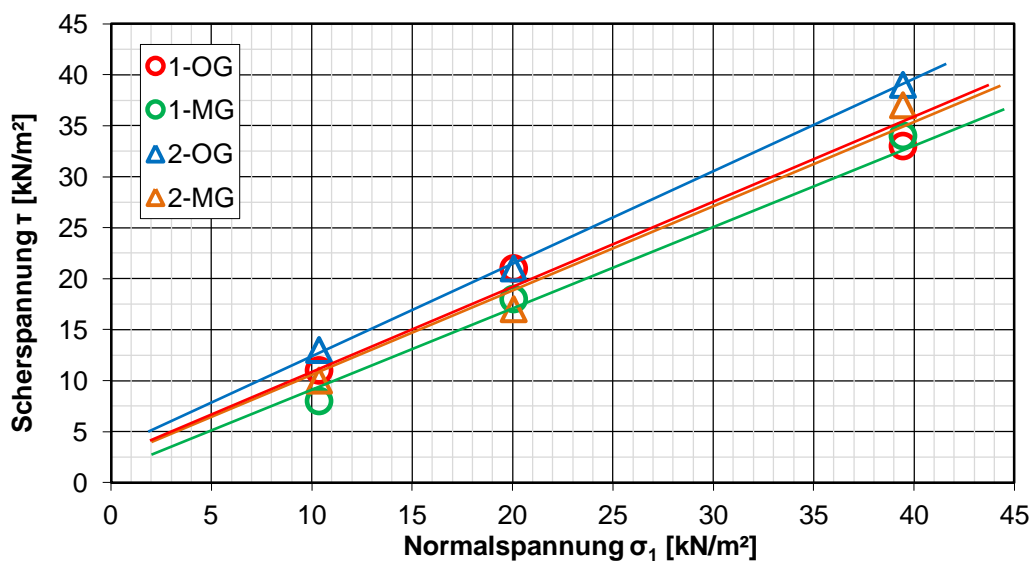


Abbildung 8: Normal- und Scherspannungsdiagramm niedriger Normalspannungen

Durch einen induktiven Wegaufnehmer wurde während des Abschervorganges die Hebung (Dilatanz) bzw. Setzung (Kontraktanz) in Druckplattenmitte gemessen (siehe Abbildung 9).

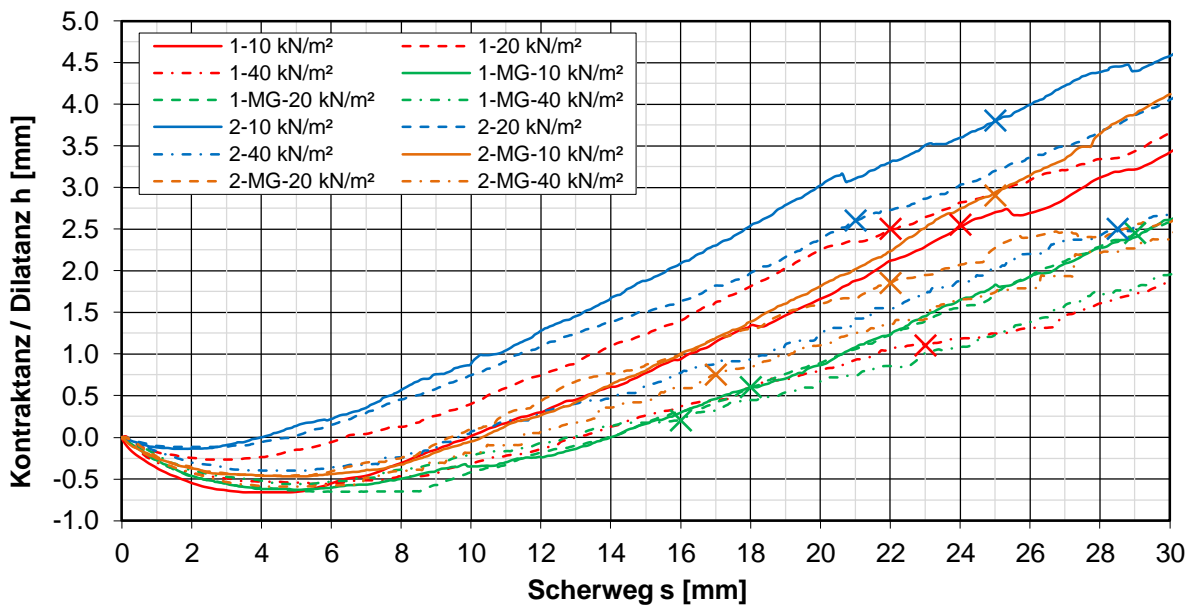


Abbildung 9: Druckplattenhöhenänderung bei niedrigen Normalspannungen

Grundsätzlich stellte sich heraus, dass bei niedrigen Normalspannungen die Hebung der Druckplatte größer war als bei hohen Spannungsniveaus. Es muss aber darauf hingewiesen werden, dass es sich dabei nicht um eine reine Dilatanz handelt, da die obere Druckplatte horizontal bleiben sollte und sich nicht wie in den Versuchen neigen dürfte (siehe Abbildung 10). Mit der verwendeten Versuchseinrichtung war dies nicht möglich.

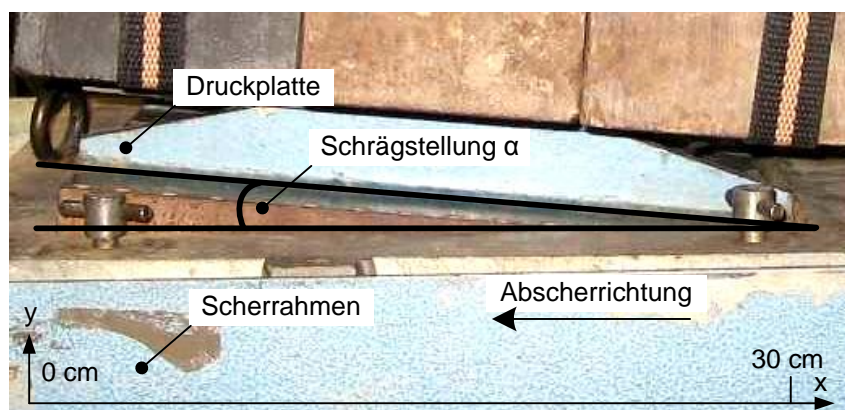


Abbildung 10: Schrägstellung der Druckplatte beim Abscheren

Für die Scherversuche mit den höheren Normalspannungen sind in Abbildung 11 und 12 wiederum die Scherspannung gegenüber dem Scherweg sowie die Scher- gegenüber der Normalspannung aufgetragen. Die Höhenänderung der Druckplatte wurde bei den Versuchen anstatt des induktiven Wegaufnehmers mittels Schiebelehre am Versuchsende gemessen. Um die Werte mit den Versuchen niedriger Spannungsniveaus zu vergleichen, wurde die Enddilatanz auf einen Scherweg von ca. 25 mm rückgerechnet.

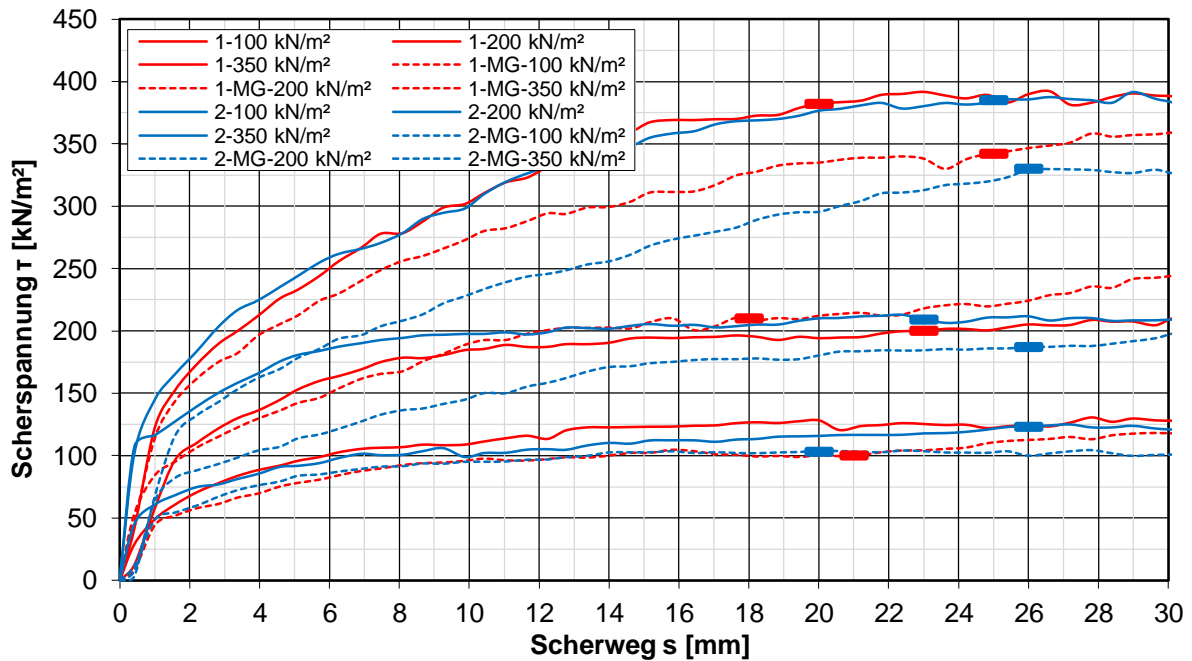


Abbildung 11: Schercurven hoher Normalspannungen mit und ohne Geogitter

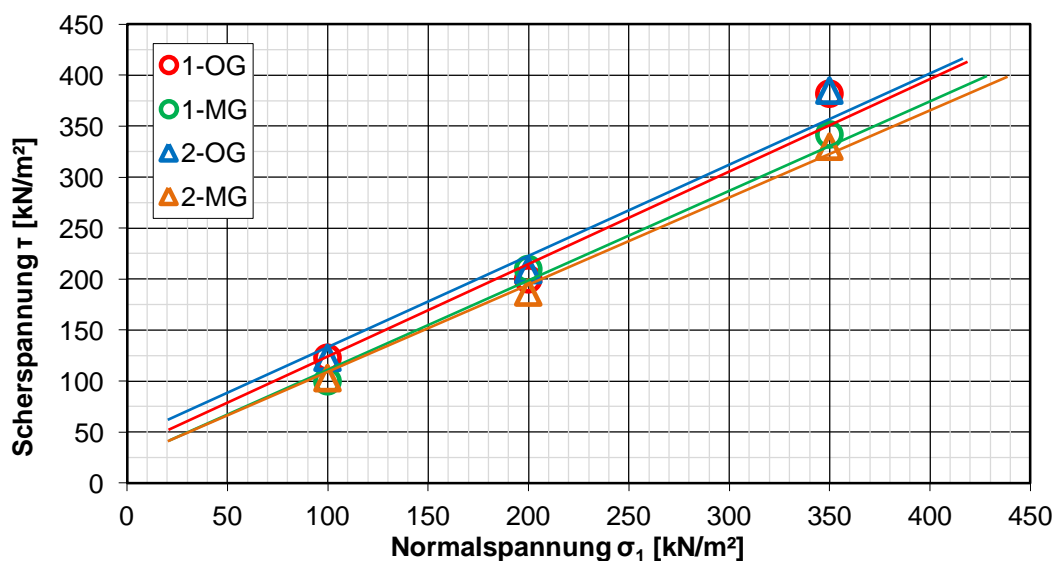


Abbildung 12: Normal- und Scherspannungsdiagramm hoher Normalspannungen

Aus den gemessenen Druckplattenhöhenunterschieden wurde der Dilatanzwinkel ψ berechnet (siehe Gleichung 2). Aus den zwei vergleichbaren Versuchen ohne Gitter wurde ein Mittelwert mit dazugehöriger Standardabweichung ermittelt. Tabelle 6 veranschaulicht die erhobenen Daten.

$$\tan(\psi) = \frac{\Delta y}{\Delta x} \rightarrow \psi = \arctan\left(\frac{\Delta y}{\Delta x}\right) \quad (2)$$

- ψ Dilatanzwinkel [°]
- Δy Druckplattenhebung [mm]
- Δx Scherweg [mm]

Tabelle 6: Dilatanzwinkel ohne Gitter

σ_1 [kN/m ²]	1-OG h [mm]	2-OG h [mm]	1-OG ψ [°]	2-OG ψ [°]	MW ψ [°]	Std.-Abw. Ψ [°]
10.38	2.6	3.8	6.1	8.6	7.4	1.82
20.07	2.5	2.6	6.5	7.1	6.8	0.41
39.46	1.1	0.9	2.7	2.9	2.8	0.09
100.00	1.8	1.7	4.0	3.8	3.9	0.14
200.00	1.3	1.8	3.3	4.4	3.9	0.72
350.00	1.1	0.6	3.1	1.4	2.3	1.16

In Tabelle 7 werden die Dilatanzwinkel ψ sowie die Reibungswinkel ϕ und Gesamtreibungswinkel ($\phi+\psi$) niedriger und hoher Spannungen ohne Gitter wieder zu einem Mittelwert zusammengefasst.

Tabelle 7: Dilatanz-, Reibungs- und Gesamtreibungswinkel ohne Gitter

	MW ψ [°]	1-OG ϕ [°]	2-OG ϕ [°]	MW ϕ [°]	MW $\phi+\psi$ [°]
Niedrige Spannungen	5.6	40.3	42.0	41.2	46.8
Hohe Spannungen	3.3	42.0	42.0	42.0	45.3

Dasselbe Prinzip wie zuvor beschrieben, wird auch für die Scherversuche mit Geogitter angewendet und in Tabelle 8 und 9 dargestellt.

Tabelle 8: Dilatanzwinkel mit Gitter

σ_1 [kN/m ²]	1-MG h [mm]	2-MG h [mm]	1-MG ψ [°]	2-MG ψ [°]	MW ψ [°]	Std.-Abw. Ψ [°]
10.38	2.5	2.9	4.8	6.6	5.7	1.26
20.07	2.5	1.9	5.0	4.8	4.9	0.15
39.46	0.2	0.8	0.7	2.5	1.6	1.28
100.00	1.1	2.8	3.1	7.9	5.5	3.41
200.00	1.3	1.1	4.1	2.5	3.3	1.10
350.00	0.1	1.0	0.1	2.3	1.2	1.51

Tabelle 9: Dilatanz-, Reibungs- und Gesamtreibungswinkel mit Gitter

	MW ψ [°]	1-MG ϕ [°]	2-MG ϕ [°]	MW ϕ [°]	MW $\phi+\psi$ [°]
Niedrige Spannungen	4.1	38.6	39.9	39.3	43.3
Hohe Spannungen	3.3	41.5	40.6	41.1	44.4

Die Auswertung des Reibungsverhältnisses f erfolgt laut ÖNORM EN ISO 12957-1 (2005) *Geokunststoffe - Bestimmung der Reibungseigenschaften, Teil 1: Scherkastenversuch*. Dabei wird das Verhältnis der Höchstscherspannungen mit und ohne Gittereinlage berechnet (siehe Gleichung 3).

$$f = \frac{\tau}{\tau_s} = \frac{\tan\phi_{MG}}{\tan\phi_{OG}} \quad (3)$$

- f Reibungsverhältnis [-]
- τ Höchstscherspannung mit Gitter [kN/m²]
- τ_s Höchstscherspannung ohne Gitter [kN/m²]

Werden die Ergebnisse verglichen, ergeben sich Reibungs- bzw. Verbundbeiwerte in einer Bandbreite von $f=0.88$ bis $f=0.97$ (siehe Tabelle 10). Das bedeutet, dass das Gitter eine Gleitschicht erzeugt und die Reibungswinkel dadurch reduziert werden.

Tabelle 10: Reibungs- bzw. Verbundbeiwerte

Niedrige Spannungen	OG ϕ [°]	41.2	OG $\phi+\psi$ [°]	46.8
	MG ϕ [°]	39.3	MG $\phi+\psi$ [°]	43.3
	f [-]	0.93		0.88
Hohe Spannungen	OG ϕ [°]	42.0	OG $\phi+\psi$ [°]	45.3
	MG ϕ [°]	41.1	MG $\phi+\psi$ [°]	44.4
	f [-]	0.97		0.97

Die Beiwerte korrelieren sehr gut mit den in der Literatur vorhandenen Interaktionsbeiwerten (vgl. Kapitel 2.1.2).

3.2.3 Ödometerversuche

Um eine numerische Kalibrierung der Bodensteifigkeit zu ermöglichen, wurde im Rahmen des Forschungsprojektes *Prestressed Reinforced Soil* (Lackner & Semprich 2009) ein Großödometerversuch mit einem Durchmesser von 30 cm und einer Höhe von 10 cm durchgeführt. Dabei muss darauf hingewiesen werden, dass die verwendete Versuchseinrichtung für Gesteinsproben aus hoher Überlagerung konzipiert ist und bereits mit einer stoßartigen Anfahrtslast von 12 kN, also umgerechnet ca. 170 kN/m² drückt, bevor der Versuch beginnt. Somit muss der Erstbelastungsast kritisch interpretiert werden (siehe Abbildung 13).

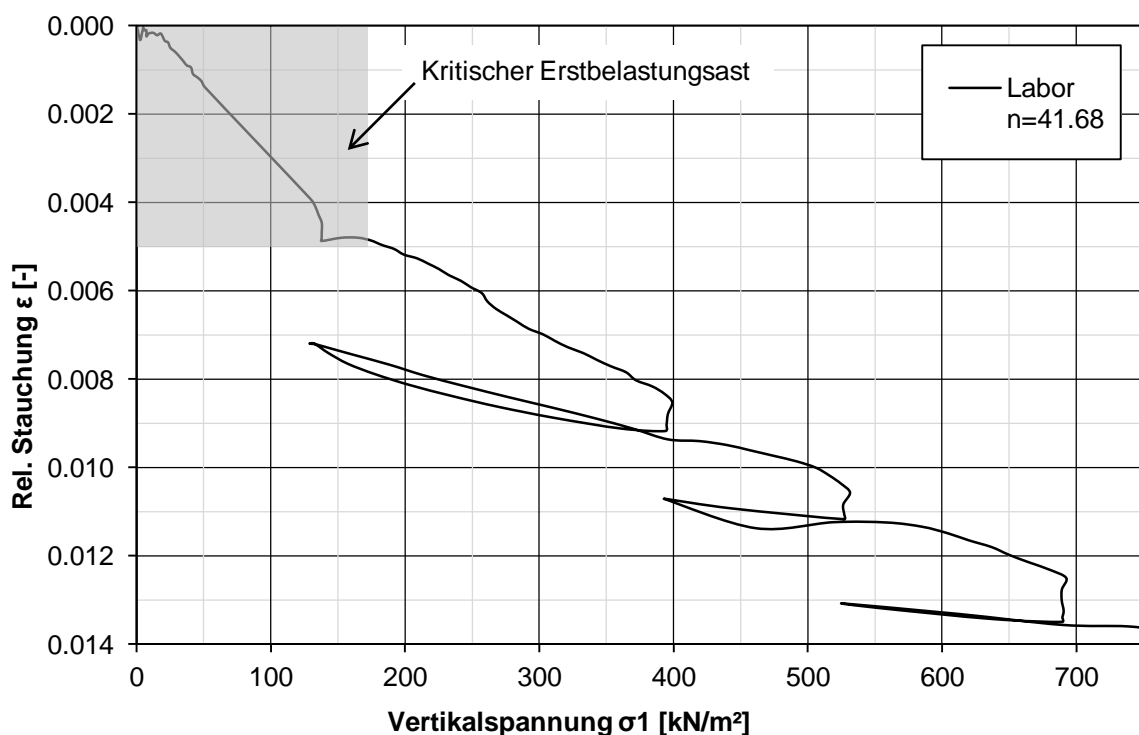


Abbildung 13: Großödometerversuch

Der Versuch wurde bis zu einer Vertikalspannung von 11000 kN/m² durchgeführt. Bei so hohen Spannungen kommt es zu Kornzertrümmerungen. Der Vorgang der Kornzertrümmerung wird numerisch nicht simuliert und daher wurde nur der Bereich bis 700 kN/m² für die numerische Simulation herangezogen.

4 Modellierung der Materialien

Um numerische Berechnungen durchführen zu können, mussten zuerst die bei den Laborversuchen verwendeten Materialien (Geogitter und Boden) modelliert werden. Mit anderen Worten, die Materialien mussten so aufbereitet werden, dass sie in einem Simulationsprogramm einer realen Abbildung entsprechen. Dafür wurde die Geometrie der Gitterstränge und die der Kieskörner vermessen. Anschließend wurde mittels Computer Aided Design (CAD) die Materialien mittels Bällen konstruiert. Anhand der Ballkoordinaten und Ballradien erfolgte schließlich die Implementierung in das Simulationsprogramm. Diese Vorgänge werden in den folgenden Kapiteln für das Geogitter und den Boden detailliert beschrieben.

4.1 Geogitter

Laut Hersteller hat das Geogitter eine quadratische Maschenweite von 20 mm. Weitere für die Konstruktion notwendigen Abmessungen wurden anhand einer digitalen Schiebelehre mit einer Genauigkeit von ± 0.01 mm vermessen (siehe Abbildung 14).

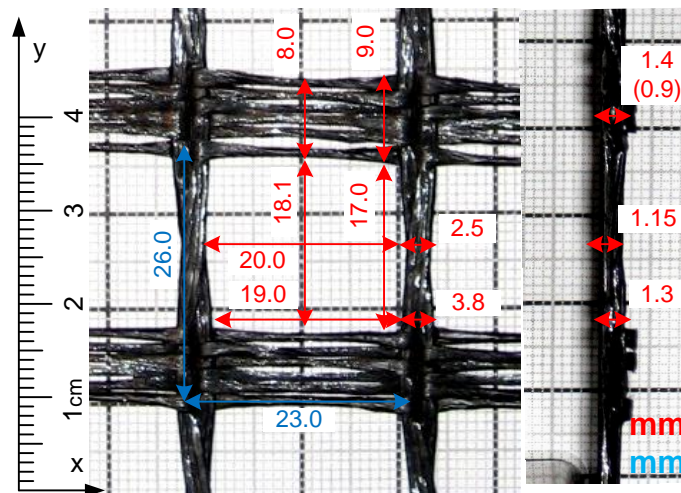


Abbildung 14: Abmessungen des Geogitters im Grundriss und in der Seitenansicht

Es ergeben sich daraus symmetrische Abmessungen des Gitters in x-Richtung von 23 mm und in y-Richtung von 26 mm. Die Strangdicken variieren zwischen 0.9 und 1.4 mm und die Strangbreiten zwischen 2.5 und 3.8 mm bzw. 8 und 9 mm. Bei den Werten handelt es sich

um Mittelwerte aus fünf Messungen. Die Schiebelehre wurde dazu an die Gitterstränge angesetzt aber ohne dabei Druck auf das Gitter auszuüben.

Somit konnte das Gitter auf ein symmetrisches L-Bauteil, bestehend aus den Gruppen Vertikal, Zentrum und Horizontal reduziert werden (siehe Abbildung 15). Das L-Bauteil als Element kann je nach Bedarf auf die gewünschte Gittergröße vervielfacht werden. Weiters ist zu berücksichtigen, dass sich die Einzelstränge in y-Richtung permanent berühren und untereinander verdreht sind. Dadurch erfährt der Strang eine Torsion.

Für die Konstruktion mittels CAD wurde das Softwarepaket Autocad 2007 verwendet. Da das Geogitter wie in Kapitel 2.2.1 beschrieben nur mittels Bällen konstruiert werden kann, stand ausschließlich deren geometrische Form zur Verfügung. Um einen Kontaktpunkt zweier Bälle zu definieren, durften sich die Bälle mit einer gewissen Genauigkeit von $1e-6$ m nicht überschneiden aber auch keine Abstände untereinander aufweisen (Itasca, 2008).

Die Gruppen Horizontal und Zentrum wurden mit unterschiedlichen Ballradien in einer Ebene (x,y) konstruiert. Die Gruppe Vertikal musste aufgrund der Torsion der Stränge mit einer räumlichen (x,y,z) Änderung der Ballkoordinaten konstruiert werden.

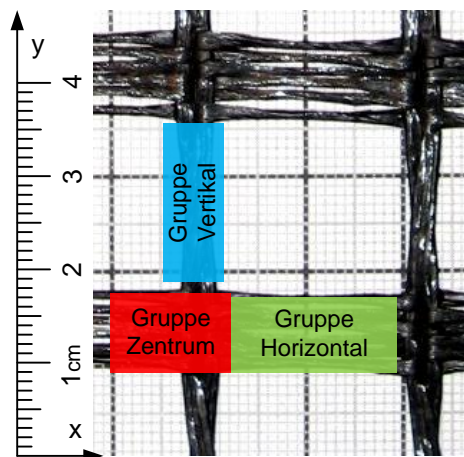


Abbildung 15: Gruppen zur Erstellung des Geogitters

Um die Gruppe Vertikal, also die tordierenden Stränge zu generieren, musste ein Iterationsprozess durchgeführt werden. Dafür wurde zunächst je nach Stranglänge der Gruppe Vertikal eine Anzahl an Bällen für eine 180° Drehung des Stranges angenommen. Entsprechend einer angenommenen Anzahl an Bällen ergab sich ein Verdrehungswinkel dieser (siehe Abbildung 16). Außerdem konnte für die jeweilige Anzahl auch die Lage der

Bälle in x- und z-Richtung fixiert werden. Der Radius der Bälle entsprach der Strangstärke. In den nächsten Schritten des Iterationsprozesses wurde mittels Vektorberechnungen die y-Koordinaten von Ball zu Ball berechnet (siehe Gleichung 4). Nur dadurch konnte gewährleistet werden, dass sich die Bälle berühren. Anhand dieses Vorganges ergab sich die Stranglänge in y-Richtung. Stimmt die Stranglänge mit dem realen Gitter überein, wurde der Iterationsvorgang beendet. Stimmt die Stranglänge der numerischen Konstruktion mit der des realen Gitters nicht überein, musste die Anzahl der Bälle erneut verändert werden und der Iterationsprozess begann von vorne.

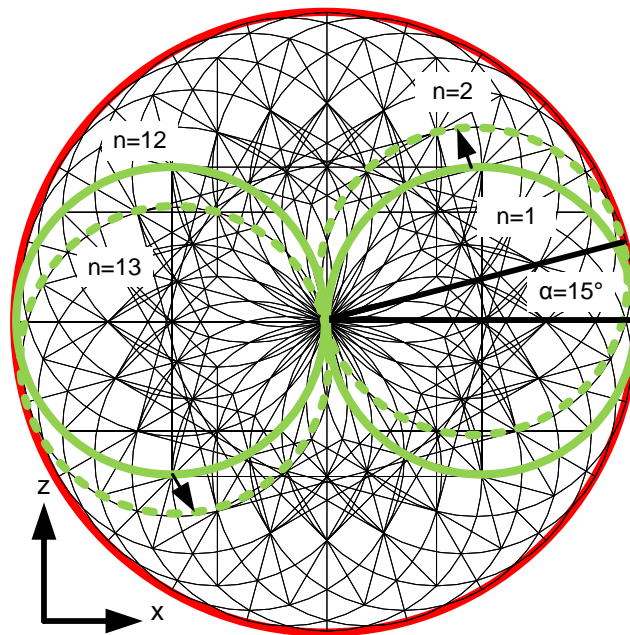


Abbildung 16: Verdrehungswinkel der Bälle

Als Endergebnis des Iterationsprozesses wird die Anzahl der Bälle zu n=12 und der Verdrehungswinkel somit zu $\alpha=15^\circ$.

$$r = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \rightarrow y = \sqrt{r^2 - x^2 - z^2} \quad (4)$$

r Ballradius [m]

x,y,z Ballkoordinaten [m]

Unter Verwendung der berechneten Ballkoordinaten wurde das Geogitter mittels der im PFC integrierten Programmiersprache FISH programmiert. Der Programmcode wurde mit der Software Notepad++ V.5.7 geschrieben und in das Simulationsprogramm importiert.

Grundsätzlich ist es auch mit anderen Programmen wie Texteditor möglich. Abbildung 17 zeigt das fertige Geogitter im Grundriss und in den Seitenansichten.

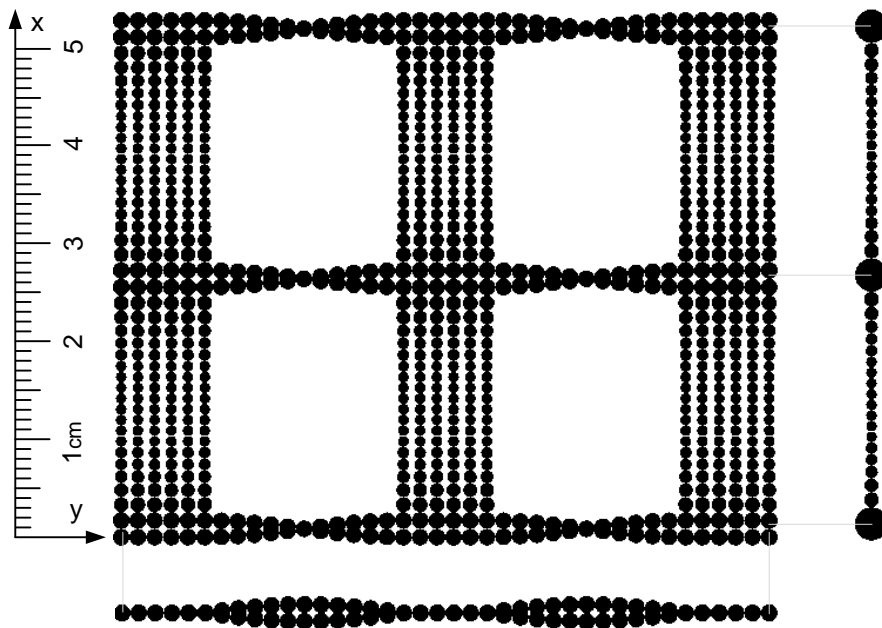


Abbildung 17: Fertiges Gitter

4.2 Boden

Der Boden, bestehend aus einzelnen Kieskörnern, wurde mittels Clumps im Rahmen des Forschungsprojektes *Prestressed Reinforced Soil* (Lackner & Semprich, 2009) modelliert. Im Prinzip handelt es sich dabei um die gleiche Vorgehensweise wie beim Geogitter. Der einzige Unterschied lag darin, dass die Oberfläche der Kieskörner im Softwarepaket Blender V.2.49b visualisiert wurde. Der daraus entstandene Körper wurde mit Bällen gefüllt, bis die Oberfläche realitätsnah nachgebildet war. Dabei konnten sich die Bälle auch überschneiden.

Anschließend wurden die Bälle ins Autocad 2006 importiert. Dieser Vorgang ist für vier Kieskornarten unterschiedlicher Geometrie und drei Qualitätsstufen durchgeführt worden. Der Boden bestand also aus einer Mischung von vier unterschiedlichen Kieskornarten, welche in Korrelation mit der Sieblinie und Kornform aus den Laborversuchen mengenverteilt wurde. Je höher die Qualitätsstufe des Kieskornes gewählt wurde, umso mehr Bälle wurden pro Kieskorn verwendet. Dadurch stieg die Ballanzahl und in weiterer Folge die Rechendauer der numerischen Versuche. Abbildung 18 veranschaulicht die vier

Kieskornarten nummeriert von Rundkorn 1 (RK1) bis 4, einmal im Original und einmal in modellierter Form im PFC (niedrigste Qualitätsstufe).

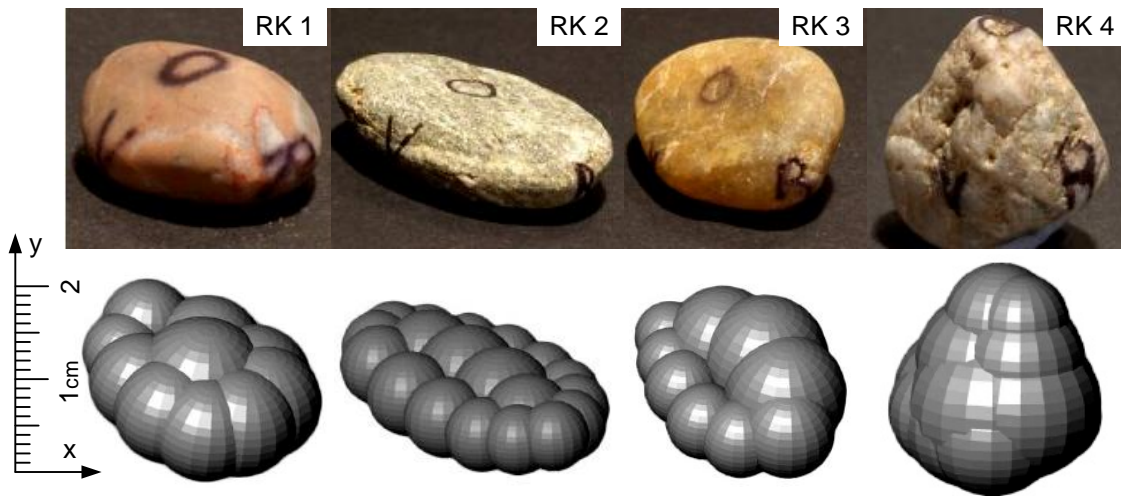


Abbildung 18: Kieskornarten im Original und PFC (Lackner & Semprich, 2009)

Die Mengenverteilung der Rundkörner beträgt 43 % vom RK 1, 29 % vom RK 2, 5 % vom RK 3 und 23 % vom RK 4.

5 Inverse Modellierungen der Laborversuche

Auf der Grundlage der bereits durchgeführten Laborversuche (siehe Kapitel 3) und der geometrischen Modellierung der verwendeten Materialien (siehe Kapitel 4) folgten darauf die Modellierungen der Laborversuche mit Hilfe numerischer Simulationen (inverse Modellierung). Mittels der Ergebnisse aus den Laborversuchen konnten die für die numerischen Berechnungen notwendigen Parameter kalibriert werden. Das dafür verwendete Computersystem ist in Tabelle 11 aufgelistet.

Tabelle 11: Verwendetes Computersystem

Komponente	Modell
Betriebssystem	Microsoft Windows 7 Ultimate 32 Bit SP1
Prozessor	QuadCore Intel Core 2 Quad Q6600, 2400 MHz, Kentsfield
Arbeitsspeicher	2 x 2 GB OCZ XTC Platinum DDR-2 1066 MHz, 5-5-5-15
Grafikkarte	AMD Radeon HD 6800 1024 MB
Festplatte	Corsair CMFSSD-64GBG2D SATA
Motherboard	Gigabyte GA-P35-DQ6
Chipsatz	Intel Bearlake P35

Da der Prozessor über vier Kerne verfügt, war es möglich vier Versuche parallel zu simulieren. Der Prozessor arbeitet mit einer Taktfrequenz von 2,4 GHz.

Es wurden aufwendige Berechnungen mit bis zu 80.000 Bällen simuliert. In diesem Zusammenhang kam es aber zu Problemen hinsichtlich der Rechendauer, da die Computerkapazitäten relativ schnell an ihre Grenzen gebracht wurden.

In den folgenden Kapiteln werden Problemstellungen wie oben beschrieben detaillierter diskutiert. Außerdem wird der Ablauf der numerischen Versuche beginnend mit den Simulationen des Geogitters getrennt vom Boden beschrieben. Danach werden die numerischen Versuche des Bodens komplett getrennt vom Geogitter und zum Schluss die numerischen Interaktionsversuche mit Geogitter und Boden kombiniert behandelt.

5.1 Geogitter

Bei den numerischen Versuchen mit dem Geogitter erwies sich folgender Iterationszyklus der einzelnen Berechnungen als effizient und sinnvoll (siehe Abbildung 19).

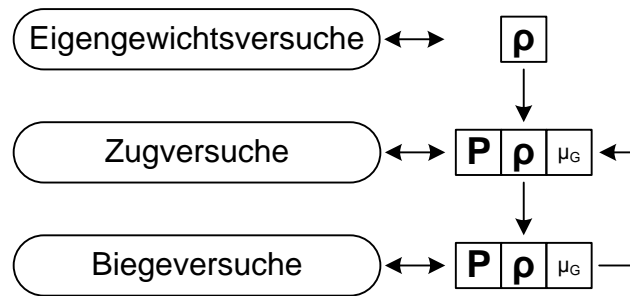


Abbildung 19: Iterationszyklus des Geogitters

Die für die numerische Berechnung erforderliche Rohdichte ρ des Gitters wird vom Hersteller nicht angegeben. Sie kann lediglich über das angegebene Flächengewicht von 0.316 kg/m^2 ermittelt werden. Dafür wurde ein sogenannter Eigengewichtsversuch modelliert und die Rohdichte daraus bestimmt. Mittels Zug- und Biegeversuchen wurden alle noch notwendigen Parameter P (siehe Kapitel 2.2.1) iterativ kalibriert, ausgenommen der Reibungskoeffizient μ_G (fric). Dieser wurde mittels Interaktionsversuche bestimmt.

Für Vergleichsberechnungen wurde zusätzlich ein vereinfachtes Standardgeogitter (siehe Kapitel 5.1.2) modelliert und für dieses ebenfalls mittels Eigengewichts-, Zug- und Biegeversuchen ein Parameterset bestimmt.

5.1.1 Eigengewichtsversuche

Um die Rechenkapazitäten gering zu halten wurde ein kleines Probenstück des detaillierten Geogitters mit 3 mal 2 Maschenöffnungen ($88.44/49.76 \text{ mm}$) für die Eigengewichtsversuche generiert. Das entspricht einer Fläche von 0.0044 m^2 . Wird die Fläche mit dem vorgegebenen Flächengewicht von 0.316 kg/m^2 multipliziert, ergibt das ein erforderliches Gewicht von 0.00139 kg .

Nachdem an dieser Stelle noch keine Materialparameter des Geogitters bekannt sind, wurde vorerst ein Standardparameterset gewählt. Die Standardwerte wurden aufgrund von Literatur und Erfahrungswerten festgelegt, um erstmals mit den Berechnungen zu beginnen (siehe Kapitel 5.1.2). Die Simulation erfolgte durch ein Herabfallen des Geogitters auf eine horizontale Platte und in weiterer Folge durch ein Auslesen der auf die Platte wirkenden Vertikalkräfte (Waage). Als einflussreiche Größen waren einerseits die Erdanziehungskraft und andererseits das Gewicht des Geogitters vorhanden, welches über die zunächst noch unbekannte Rohdichte berechnet werden musste. Dafür wurde das erforderliche Gewicht durch eine Aufsummierung der Volumina aller generierten Bälle dividiert (siehe Gleichung 5).

$$\rho = \frac{G}{V} = \frac{0.00139}{\sum_{i=1}^n \frac{4}{3} \pi r_i^3} \sim 1030 \quad (5)$$

ρ	Rohdichte [kg/m ³]
G	Gewicht der Probe [kg]
V	Volumen der Probe [m ³]
r_i	Ballradien [m]
n	Anzahl der Kugeln

Nach 5e5 Berechnungsschritten stellte sich ein Gleichgewicht und die erforderliche Kraft von 0.0139 Newton (entspricht einem Gewicht von 0.00139 kg) bei einer Dichte von 1030 kg/m³ ein. Beim Standardgeogitter beträgt die Dichte 2062 kg/m³, das ist auf weniger Bälle und somit auf ein geringeres Gesamtvolumen des Gitters zurückzuführen.

5.1.2 Zugversuche

Für die Simulation von Zugversuchen wurde wiederum ein kleines Probenstück verwendet, welches in Abbildung 20 dargestellt ist. Die Gittergröße hat jedoch wegen des linear elastischen Kontaktgesetzes keinen Einfluss auf das Kraft-Dehnungsverhalten.

Das Gitter wurde an der linken Seite eingespannt und an der rechten Seite gezogen. Im Gegensatz zur ÖNORM EN ISO 10319 (2008) *Geokunststoffe - Zugversuch am breiten Streifen* wurde das Gitter nicht vorgespannt.

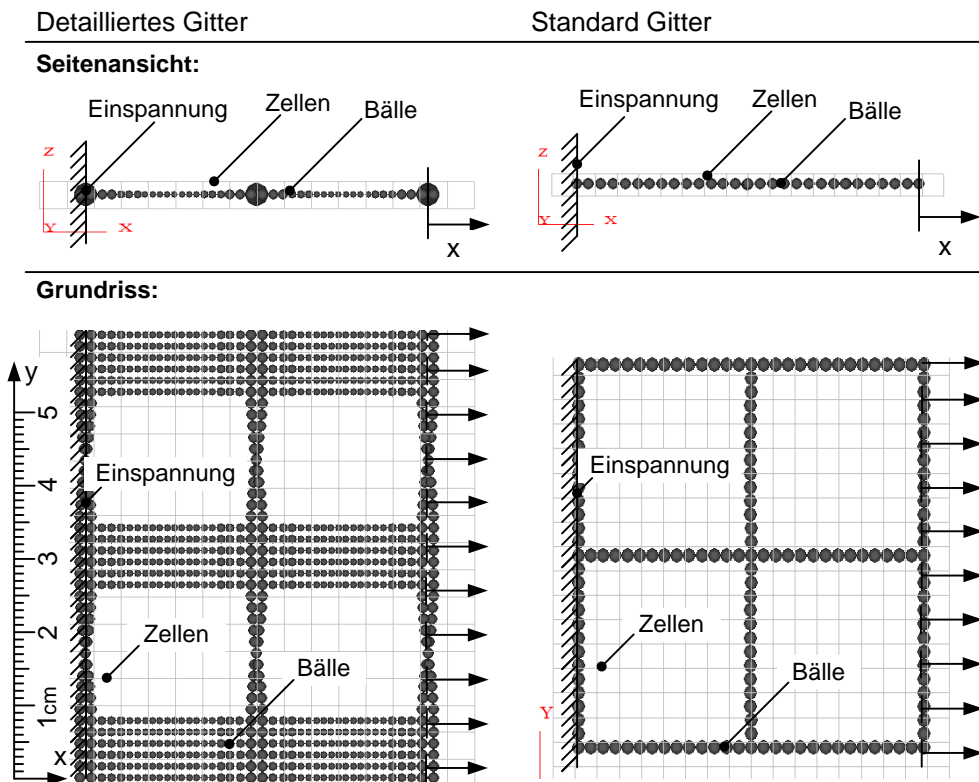


Abbildung 20: Zugversuch an den Geogittern

Die oben bereits erwähnte Einspannung der Bälle erfolgte durch eine Sperre der Verschiebungen und Rotationen um die x-, y- und z-Achse. Um eine Zugkraft aufzubringen, wurden die Bälle auf der rechten Seite ebenfalls eingespannt und mit einem konstanten Weg von 0.01 Meter pro Rechenschritt versehen.

Für die Auswertung des Kraft-Dehnungsverhaltens wurden die Kontaktnormalkraft und die Verschiebung eines Balles ausgelesen. Die Kontaktnormalkraft setzt sich schließlich aus den Kontakt- und Parallelbindungskräften zusammen. Um den Einfluss der einzelnen Parameter auf das Endergebnis beurteilen zu können, wurden die Parameterwerte variiert (siehe Tabelle 12). Da die angenommen Standardwerte zu Ergebnissen führten, die nicht den Erwartungen entsprachen, wurde bereits in Vorversuchen ein annähernd passendes Parameterset gefunden, welches für den Anfang der Parametervariationen Verwendung fand (Versuch 1). Verglichen wurde jeweils die numerische Gesamtdehnung des Gitters in x-Richtung (x_{pos}) mit der realen Dehnung aus den Zugversuchen (soll). Da das Gitter nur auf Zug belastet wurde, hat die Kontaktnormalsteifigkeit k_n mit einer Verringerung der Dehnung um 96.2% ($\Delta=96.2\%$), bezogen auf Versuch 1, den größten Einfluss auf das Endergebnis.

Tabelle 12: Parametervariationen beim Zugversuch

Versuch	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Δ [%]
kn	9E+08	9E+09	9E+08	9E+08	9E+08	9E+08	9E+08	9E+08	9E+08	9E+08	9E+08	-96.2
ks	1E+04	1E+04	1E+05	1E+04	1E+04	1E+04	1E+04	1E+04	1E+04	1E+04	1E+04	0.0
n_bond	5E+08	5E+08	5E+08	5E+09	5E+08	5E+08	5E+08	5E+08	5E+08	5E+08	5E+08	0.0
s_bond	5E+07	5E+07	5E+07	5E+07	5E+08	5E+07	5E+07	5E+07	5E+07	5E+07	5E+07	0.0
pb_rad	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.9
pb_kn	2E+13	2E+13	2E+13	2E+13	2E+13	2E+13	2E+14	2E+13	2E+13	2E+13	2E+13	-3.6
pb_ks	2E+11	2E+11	2E+11	2E+11	2E+11	2E+11	2E+11	2E+12	2E+11	2E+11	2E+11	0.0
pb_nstrength	8E+15	8E+15	8E+15	8E+15	8E+15	8E+15	8E+15	8E+15	8E+16	8E+15	8E+15	0.0
pb_sstrength	8E+13	8E+13	8E+13	8E+13	8E+13	8E+13	8E+13	8E+13	8E+13	8E+14	8E+13	0.0
fric	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	0.0
xpos [m]	4.8E-3	4.8E-4	4.8E-3	4.8E-3	4.8E-3	4.8E-3	4.7E-3	4.8E-3	4.8E-3	4.8E-3	4.8E-3	
soll [m]	4.5E-3	4.5E-3	4.5E-3	4.5E-3	4.5E-3	4.5E-3	4.5E-3	4.5E-3	4.5E-3	4.5E-3	4.5E-3	

Nach dem Iterationsvorgang mit den im folgenden Kapitel 5.1.3 durchgeführten Biegeversuchen ergab sich folgendes Parameterset (siehe Tabelle 13), verglichen mit den vorhin angenommenen Standardwerten (Std.-Wert):

Tabelle 13: Endgültiges Parameterset des Geogitters

Parameter Geogitter	PFC Befehl	Einheit	Std.-Wert	Gittervariante	
				Detailliert	Standard
Dichte	dens	[kg/m ³]	1.00E+03	1.03E+03	2.06E+03
Kontakt - Normalsteifigkeit	kn	[N/m]	2.00E+06	4.00E+06	1.62E+07
Kontakt - Schersteifigkeit	ks	[N/m]	2.00E+06	8.50E+05	6.00E+04
Kontakt - Bindungsnormalkraft	n_bond	[N]	5.00E+05	5.00E+05	5.00E+05
Kontakt - Bindungsscherkraft	s_bond	[N]	5.00E+05	5.00E+05	5.00E+05
Parallelbindungs - Radiusmultiplikator	pb_radius	[-]	0.3	0.29	0.175
Parallelbindungs - Normalsteifigkeit	pb_kn	[Pa/m]	2.00E+12	2.80E+12	1.25E+13
Parallelbindungs - Schersteifigkeit	pb_ks	[Pa/m]	2.00E+12	1.80E+12	3.00E+11
Parallelbindungs - Normalspannung	pb_nstrenght	[Pa]	8.00E+14	8.00E+14	8.00E+14
Parallelbindungs - Scherspannung	pb_sstrenght	[Pa]	8.00E+14	8.00E+14	8.00E+14
Reibungskoeffizient	fric	[-]	0.5	0.5	0.5

Das Kraft-Dehnungsverhalten ist in Abbildung 21 dargestellt. Der rechnerisch ermittelte Verlauf ist beim Detail- und Standardgitter ident linear. Bei geringen Dehnungen war ein pulsieren bemerkbar, resultierend aus der Anfahrtsbelastung (PFC3D). Weiters wurden in Vorversuchen die Parallelbindungs- und Normalsteifigkeiten vor und nach 5.5 % Dehnung variiert (PFC3D MM). Dadurch entstanden ein Knick und eine genauere Annäherung an das Ergebnis des Laborversuchs. Das führte jedoch zu längeren Rechenzeiten, weil die Gittereigenschaften bei jedem Rechenschritt aktualisiert werden mussten. Aus diesem Grund

wurde die Variation der Parallelbindungs- und Normalsteifigkeiten für zukünftige Berechnungen vernachlässigt.

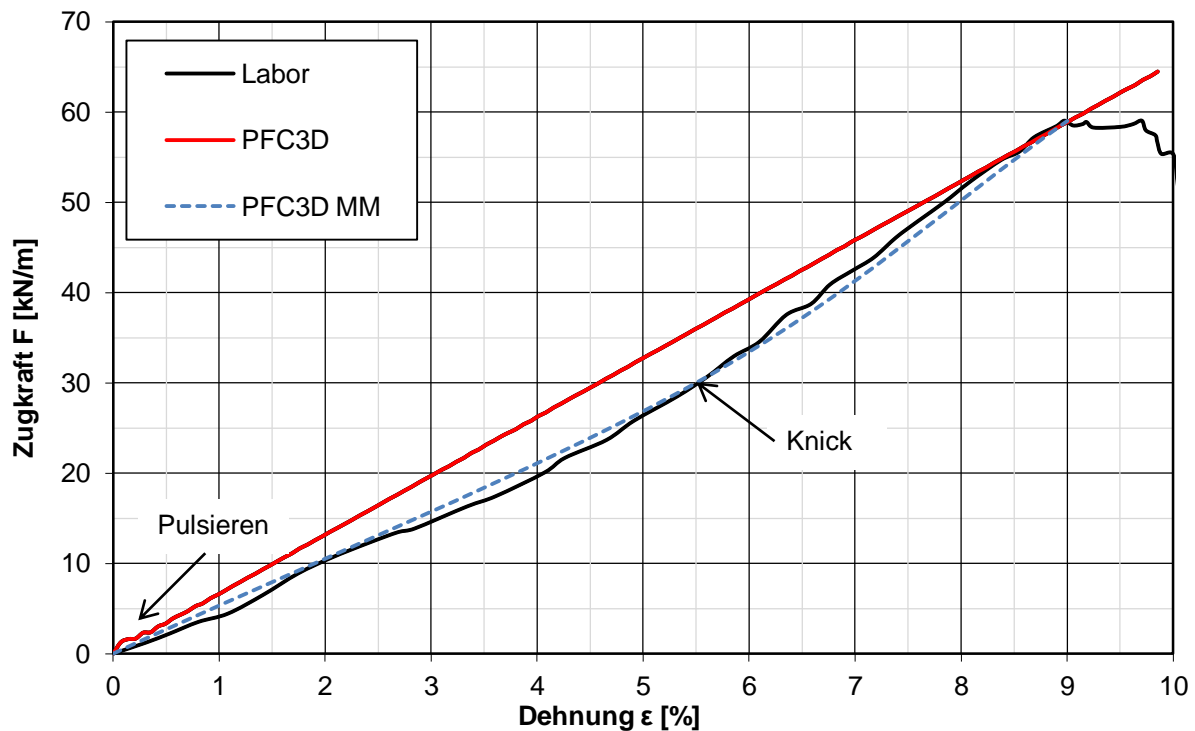


Abbildung 21: Kraft-Dehnungsverhalten an den Geogittern

Bei den Laborversuchen war ein Einschnüren, also ein Zusammenziehen des Gitters zu beobachten. Das war bei der Auswertung der numerischen Zugversuche nicht der Fall.

5.1.3 Biegeversuche

Auch für die Biegeversuche wurde die linke Seite der Probe eingespannt. Aufgrund des Eigengewichtes und der Schwerkraft nahm das Gitter eine gewisse Biegelinie ein. Um auch hier den Einfluss der einzelnen Parameter herauszufinden, erfolgte wie schon beim Zugversuch eine Parametervariation (siehe Tabelle 14). Verglichen wurde jeweils die numerisch ermittelte Biegung des Gitters in z-Richtung (z_{pos}) mit der realen Biegung aus den Biegeversuchen (z_{soll}). Durch eine Erhöhung der Kontaktnormalsteifigkeit k_n verhält sich das Gitter um 83.9% ($\Delta=83.9\%$), bezogen auf Versuch 1, schlaffer. Andererseits verhält es sich bei einer Erhöhung der Kontaktschersteifigkeiten, Parallelbindungsradien sowie Parallelbindungssteifigkeiten, bezogen auf Versuch 1, steifer.

Tabelle 14: Parametervariationen beim Biegeversuch

Versuch	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Δ [%]
kn	2E+06	2E+07	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	83.9
ks	2E+06	2E+06	2E+07	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	-32.8
n_bond	5E+05	5E+05	5E+05	5E+06	5E+05	5E+05	5E+05	5E+05	5E+05	5E+05	5E+05	0.0
s_bond	5E+05	5E+05	5E+05	5E+05	5E+06	5E+05	5E+05	5E+05	5E+05	5E+05	5E+05	0.0
pb_rad	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-28.7
pb_kn	2E+12	2E+12	2E+12	2E+12	2E+12	2E+12	2E+13	2E+12	2E+12	2E+12	2E+12	-30.6
pb_ks	2E+12	2E+12	2E+12	2E+12	2E+12	2E+12	2E+12	2E+13	2E+12	2E+12	2E+12	-17.9
pb_nstrength	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+15	8E+14	8E+14	0.0
pb_sstrength	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+14	8E+15	8E+14	0.0
fric	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	0.3
zpos [m]	2.1E-3	6.3E-3	4.2E-4	2.1E-3	2.1E-3	6.3E-4	5.3E-4	1.2E-3	2.1E-3	2.1E-3	2.1E-3	
soll [m]	5E-03	5E-03	5E-03	5E-03	5E-03	5E-03	5E-03	5E-03	5E-03	5E-03	5E-03	

Die endgültig kalibrierten Parameter sind im Kapitel 5.1.2 in Tabelle 13 bereits aufgelistet. In Tabelle 15 sind die prozentuellen Einflüsse bezogen auf das gewünschte Endergebnis aus den Zug- und Biegeversuchen zusammengefasst. Mit diesen Parametereinflüssen wurde iterativ das gewünschte Endergebnis ermittelt.

Tabelle 15: Zusammenfassung der Parametervariationen

Parameter	Einfluss [%]	
	Biegev.	Zugv.
kn	83.9	-96.2
ks	-32.8	0.0
n_bond	0.0	0.0
s_bond	0.0	0.0
pb_rad	-28.7	-0.9
pb_kn	-30.6	-3.6
pb_ks	-17.9	0.0
pb_nstrength	0.0	0.0
pb_sstrength	0.0	0.0
fric	0.3	0.0

Wie in Abbildung 22 ersichtlich, zeigt das Ergebnis der numerischen Berechnung eine größere Steifigkeit im Einspannbereich und in weiterer Entfernung vom Einspannbereich, eine größere Krümmung als beim Laborversuch. Zudem dreht sich das reale Gitter an der Spitze weiter aus.

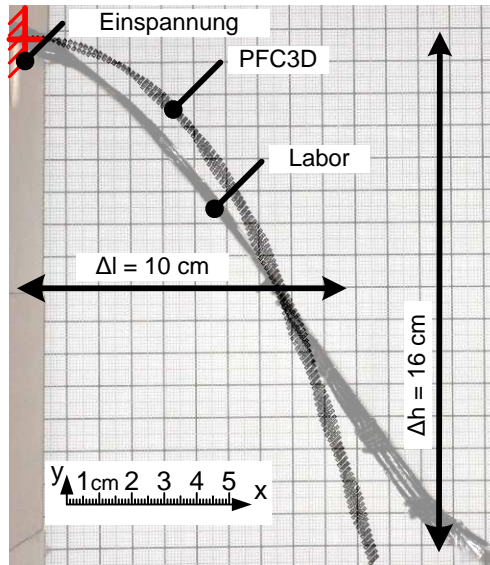


Abbildung 22: Biegeversuch an den Geogittern

Aufgrund der gewählten Rahmenbedingungen bei den Biegeversuchen im Labor (siehe Kapitel 3.1.2) führte der numerische Versuch nur zu einer qualitativen Annäherung. Das erforderte aber bereits eine Kalibrierung der Parameter.

Eine Variation der Parallelbindungs- und Normalsteifigkeiten konnte beim Biegeversuch vernachlässigt werden, da nur geringe Dehnungen des Geogitters während des Biegeversuches vorhanden waren.

5.2 Boden

Bei den numerischen Simulationen zur Kalibrierung der Parameter des Bodens, stellte sich der in Abbildung 23 dargestellte Iterationszyklus als effizient heraus.

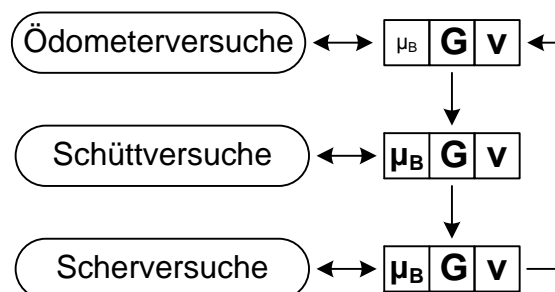


Abbildung 23: Iterationszyklus des Bodens

Mittels Ödometerversuche wurde aufgrund des Last-Setzungsverhaltens der Schubmodul G und die Querkontraktionszahl ν festgelegt. Diese beiden Parameter sind hauptsächlich für die Steifigkeit des Bodens verantwortlich. Durch die Auswertung der Schüttwinkel auf Basis von Aufschütt- und Schüttzylinderexperimenten konnte der Oberflächenreibungskoeffizient μ_B bestimmt werden. In weiterer Folge wurden der Schubmodul G , die Querkontraktionszahl ν und der Oberflächenreibungskoeffizient μ_B iterativ mittels Scherversuchen und den beiden anderen Versuchen korreliert, bis ein geeignetes Parameterset gefunden wurde. Um jedoch mit den Berechnungen beginnen zu können, waren einige numerische Vorberechnungen notwendig, die im folgenden Kapitel beschrieben werden.

5.2.1 Vorversuche

Aufgrund der Sieblinie des Bodens, bei welcher 87 % der Körner zwischen 8 und 16 mm liegen (vgl. Kapitel 3.2), wurden die Bälle immer als zufallsverteilte Anzahl innerhalb des Korngrößenbandes generiert. Bei der Verwendung von Clumps wurden die generierten Bälle durch Clumps ersetzt, ohne dass sich dabei das Gesamtvolumen der Körner veränderte.

Wurden beispielsweise 100 Bälle ersetzt, so entstanden 100 Clumps mit insgesamt 1279 Bällen. Mittels Eigengewichtsversuchen konnte dieser Vorgang überprüft werden und sichergestellt werden, dass das Volumen und somit auch die Masse übereinstimmten.

Wie in Kapitel 4.2 beschrieben, gab es vier verschiedene Kornformen, so konnte also eine gute Annäherung an die Sieblinie aus den Laborversuchen erreicht werden.

Es gibt verschiedene Methoden um einen Behälter rechnerisch mit Bällen oder Clumps zu befüllen. An dieser Stelle werden zwei Varianten, die herangezogen wurden, detaillierter vorgestellt.

Bei der ersten Möglichkeit wurden Bälle mit zunächst geringerem Radius in einen geschlossenen Behälter erstellt. Anschließend mussten die Bälle auf den erforderlichen Radius ausgedehnt werden. Die gewünschte Lagerungsdichte wurde über einen Vergleich zwischen Behältervolumen und dem Gesamtvolumen der Bälle ermittelt und angepasst. Ohne großen Rechenaufwand konnte so ein Behälter auf diese Weise gefüllt werden.

Wie schon oben erwähnt, wurden bei der Verwendung von Clumps die bereits auf ihren endgültigen Radius ausgedehnten Bälle durch volumengleiche Clumps ersetzt. Dieser Vorgang hat jedoch den Nachteil, dass durch das anschließende Ausdehnen der Clumps hohe Kontaktkräfte entstanden. Daraus resultierten große Relativverschiebungen der Clumps, was zur Folge hatte, dass das System erneut in einen Gleichgewichtszustand gerechnet werden musste. Der beschriebene Effekt konnte durchaus noch ausgeprägter

ausfallen, so konnten sich zwei Clumps fusionieren, sich auflösen oder sich in einer Begrenzungsfläche verhaken. So würden hohe Kontaktkräfte entstehen, welche lange Rechenzeiten zur Folge hätten. Es kam vor, dass das System buchstäblich während der Berechnung einfrore und die Simulation unbrauchbar wurde. Ein weiterer Aspekt, der gegen diese Methode spricht, ist die Entstehung einer unnatürlichen, unrealistischen Lagerung der Clumps im vorgegebenen Behälter. Durch das Ausdehnen wird den Clumps eine Lagerungsart aufgezwungen. Anwendungen ohne geschlossenen Behälter sowie eine Simulation von Schüttversuchen mit Clumps sind nicht möglich. Die Clumps würden sich abstoßen und sich durch die großen Kontaktkräfte ins Unendliche bewegen.

Die zweite Möglichkeit, welche für alle Berechnungen verwendet wurde, entspricht einem realitätsnahen Vorgang. Die Bälle wurden dabei in einem dreidimensional festgelegten Raum generiert. Daraufhin erfolgte die Berechnung bis alle Bälle aufgrund der Schwerkraft auf eine Ebene heruntergefallen waren. Der beschriebene Ablauf entspricht in etwa einem lagenweisen Aufschütten mit einer Schaufel.

Wurden für die oben geschilderte Methode Clumps eingesetzt, so kam es durch die modifizierte Geometrie zu Überlappungen und damit zu Abstoßungseffekten der Clumps. Je mehr dieser Clumps in einem Raum generiert wurden, umso häufiger traten Überschneidungen auf. Diese konnten verhindert werden, indem nach gewissen Rechenschritten alle Bewegungen (Rotation und Translation) auf null gesetzt wurden. Der Vorgang wurde solange wiederholt, bis sich die Clumps nur noch aufgrund der Schwerkraft nach unten bewegten. Dadurch stellte sich eine realitätsnahe bzw. natürliche Lagerung der Clumps ein.

Das Fallen der Bälle wurde stark von den Dämpfungsparametern beeinflusst. Bei einer lokalen Dämpfung von 0.9 bewegten sich die Bälle nur sehr langsam. Außerdem wurden die Rechenzeiten bei großen Relativverschiebungen der Bälle (freier Fall) zu lange. Bei einem Wert von 0 bewegten sich die Bälle schnell, verhielten sich aber wie Gummibälle (abheben bzw. abstoßen) und erreichten erst nach vielen Rechenschritten das Gleichgewicht aufgrund der Schwerkraft.

Zudem reagierte das System sehr sensibel, wenn bei jedem Kontakt der Bälle eine ungedämpfte Abstoßung erfolgte. Daher wurde es notwendig, zusätzlich eine viskose Dämpfung zu aktivieren. Der Einfluss der viskosen Dämpfung bei einer lokalen Dämpfung von $d_l=0$, $d_l=0.1$ und $d_l=0.2$, in Bezug zum Porenanteil n , ist in Abbildung 24 dargestellt. Hierfür wurden Clumps in einen Zylinder mit 10 cm Durchmesser lagenweise aufgeschüttet und ins Gleichgewicht gerechnet.

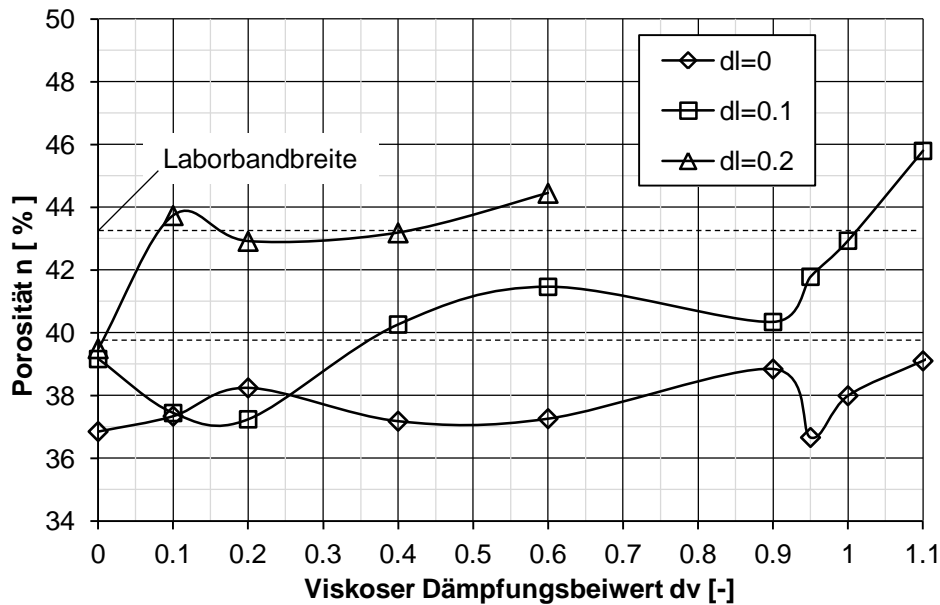


Abbildung 24: Variation der Dämpfungsparameter

Durch die Variation der Dämpfungsparameter wurde ersichtlich, dass eine lokale Dämpfung von 0.2 bei Aktivierung der viskosen Dämpfung bereits zu hoch war und somit die Lagerungsdichte verglichen mit den Laborversuchen aus Kapitel 3.2 (39.9 - 43.1 %) zu locker wurde. Bei einer lokalen Dämpfung von 0.1 würde die Lagerungsdichte akzeptabel sein, die Rechenzeiten aber zu intensiv. Aus dem Grund fiel die Entscheidung zugunsten einer lokalen Dämpfung von 0.

Mittels Freifallversuchen wurde optisch die viskose Dämpfung angepasst. Das erfolgte nach der Beurteilung, wie und in welchem Radius die Bälle auf dem Boden liegen blieben. Die realitätsnahesten Simulationen konnten mit einer viskosen Dämpfung von $dv=0.97$ erreicht werden, was zum Standardwert gewählt wurde.

Das Einfüllen aller Versuchsbehälter sowie die Aufschüttversuche erfolgten schließlich mit einer lokalen Dämpfung von $dl=0$ und einer viskosen Dämpfung von $dv=0.97$. Die Versuchsdurchführung der Ödometer- und Scherversuche wurde mit einer lokalen Dämpfung von $dl=0.9$ und ohne viskose Dämpfung durchgeführt.

Bei der Simulation mit den oben ermittelten Dämpfungsparametern stellte sich jedoch ein Nachteil heraus. Es kam gelegentlich vor, dass während der Simulation eine Art Explosion im Versuchsbehälter entstand. Das kann darauf zurückgeführt werden, dass durch die Deaktivierung der lokalen Dämpfung immer wieder Spannungsspitzen und somit

Abstoßungseffekte auftreten konnten. Die Berechnung wurde dadurch unbrauchbar und musste von vorne gestartet werden.

Es ist besonders darauf zu achten die Dämpfungsparameter nicht mehr zu ändern, ansonsten kommt es trotz gleicher Materialparameter (Gitter und Boden) zu anderen Ergebnissen!

Eine weitere Möglichkeit die Lagerungsdichte beim Einfüllen zu beeinflussen, ist eine Variation der Oberflächenreibung μ , des Schubmoduls G , der Querkontraktionszahl ν und eine Erhöhung der Schwerkraft. Auch eine erhöhte Erdbeschleunigung wie schon von Stahl und Konietzky (2010) beschrieben, wäre eine Variante (vgl. Kapitel 2.2.2). Tabelle 16 veranschaulicht den Einfluss der Parametervariationen auf den Porenanteil n .

Tabelle 16: Einfluss der Parametervariationen auf den Porenanteil n

μ [-]	gravity [m/s ²]	G [N/m ²]	ν [-]	n [%]
0.8	-9.81	3E+10	0.2	36.7
0.8	-20.00	3E+10	0.2	36.6
0.1	-9.81	3E+10	0.2	34.7
0.8	-9.81	2E+07	0.2	38.0
0.8	-9.81	3E+10	0	35.9

Die oben dargestellten Parametervariationen wurden bei den in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Versuchen nicht angewendet, da sie zu einem nicht realitätsnahen Verhalten der Kieskörner geführt hätten.

Wie bereits erwähnt, musste für ein brauchbares Endergebnis das System immer im Gleichgewicht sein. Theoretisch waren also keine Verschiebungen der Bälle vorhanden. Während der Simulation konnte dieser Vorgang durch Aufzeichnung zweier Werte überprüft werden. Einerseits handelte es sich dabei um die mittlere Kontaktkraft (mean contact force - mcf), also die Summe aller Kontaktkräfte dividiert durch die Anzahl der Kontakte und andererseits um das mittlere Ungleichgewicht (mean unbalanced force - muf), also die Summe aller Kräfte der Bälle die sich nicht im Gleichgewicht befanden.

Hinzu kam, dass das Erreichen des Gleichgewichtes des Systems aufgrund von dynamischen Einflüssen und unterschiedlichen Versuchsdurchführungen einen komplexen Vorgang darstellte, welcher mittels Gleichgewichtsanalysen untersucht werden musste. Analysiert wurde nun ein Schüttzylinderexperiment mit Bällen. Die Aufzeichnung startete mit dem Anheben des Zylinders. Exemplarisch zeigt Abbildung 25 den Verlauf des Schüttwinkels gegenüber den Rechenschritten sowie die Aufzeichnung der mcf und muf. Dabei ist deutlich

zu erkennen, dass durch das Hochheben und somit Lösen des Bodens die mcf abnehmen und die muf zunehmen. Der Schüttwinkel nimmt dabei ebenfalls rasch ab. Bei weiterer Betrachtung ist festzustellen, dass das System nach ca. drei Wochen Rechenzeit das Gleichgewicht noch nicht erreicht hat. Die mcf sollten bei Erlangen des Gleichgewichtes einen konstanten Wert erreichen und die muf null werden. Dies liegt einerseits an der runden Form der Bälle und andererseits am Kontaktgesetz, welches keine Zugkräfte aufnehmen kann. Daraus folgt, dass die Verwendung von Bällen bei nicht geschlossenen Behältern nicht geeignet ist.

Auch wenn die viskose Dämpfung unter Verwendung von Clumps deaktiviert wird, erreicht das Gesamtsystem nie das absolute Gleichgewicht. Dieser Umstand kann jedoch vernachlässigt werden, da das System stabil ist. Wird die viskose Dämpfung jedoch deaktiviert, um beispielsweise mit den Ödometer- oder Scherversuchen zu beginnen, so muss das System erneut mit lokaler Dämpfung ins Gleichgewicht gerechnet werden. Dabei verdichtet sich der Boden und es kommt zu Setzungen.

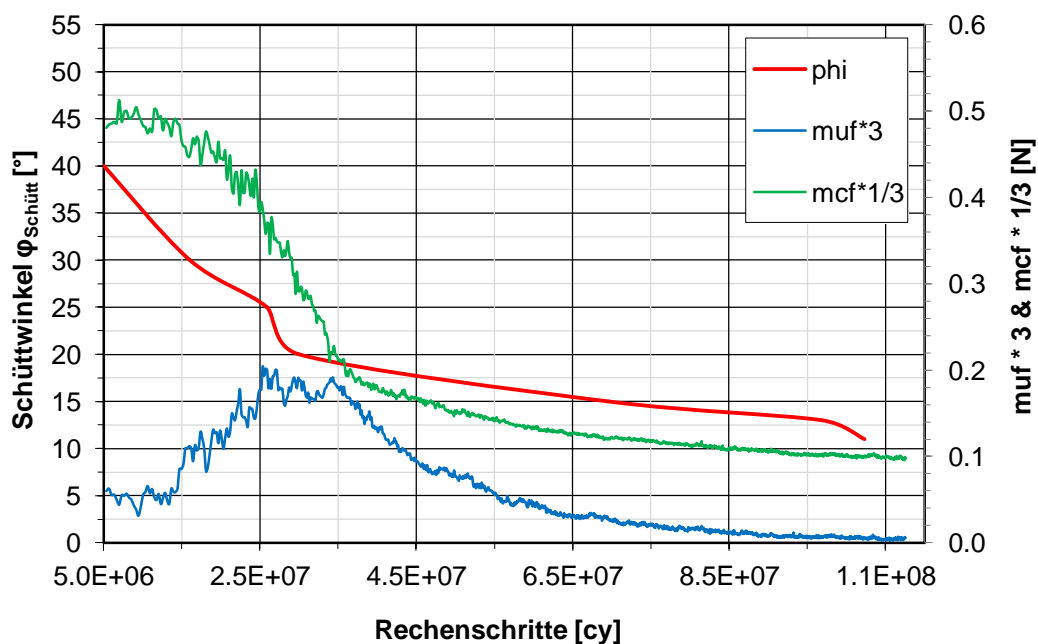


Abbildung 25: Gleichgewichtsanalyse mit Bällen

Weitere Untersuchungen erfolgten mittels Rotationssperren an einem gewissen Prozentsatz der Bälle. Damit konnten zwar höhere Schüttwinkel erreicht werden, aber ein absolutes Gleichgewicht sowie ein optisch realitätsnahes Erscheinungsbild waren damit nicht möglich.

Vorweggenommen zu den folgenden Kapiteln wurden unter anderem Ödometer- und Scherversuche mittels Bällen jeweils mit und ohne Rotationssperren durchgeführt. Die Versuchsdurchführung war grundsätzlich möglich, jedoch wurden mit realistischen Parametern keine brauchbaren Ergebnisse erzielt.

Aufgrund der Voruntersuchungen wurden in weiterer Folge für die Generierung des Bodens ausschließlich Clumps verwendet. Nur mit ihnen war es möglich alle Versuche mit einem einheitlichen Parameterset durchzuführen und zu kalibrieren.

Bei der Erstellung der Begrenzungsflächen war darauf zu achten, dass die sogenannten Zellen (Cells) nicht zu groß wurden. Diese Zellen setzen ein räumliches Berechnungsnetz zusammen, welches in jedem Rechenschritt abgesucht wird (siehe Abbildung 26). Also je größer die Zellen wurden oder je mehr Zellen vorhanden waren, umso länger dauerte ein Rechenschritt.

5.2.2 Ödometerversuche

Anhand von Vorversuchen musste erstmals die Geometrie der Ödometerversuche festgelegt werden. Der zu füllende Zylinder hatte einen Durchmesser von 30 cm und eine Höhe von 10 cm. Das Füllen dieses Behälters würde ca. 8000 Clumps (102320 Bälle) benötigen, was aber mit zu hohen Rechenkapazitäten verbunden wäre. Ein Vierteln des Zylinders sowie ein Verkleinern des Zylinderdurchmessers auf 12 cm war nicht durchführbar, weil die Kieskörner gegenüber dem Versuchsbehälter zu groß gewesen wären. Das unpassende Größenverhältnis hätte zu Spannungsspitzen geführt, wodurch die Ergebnisse unbrauchbar gewesen wären. Schließlich wurde eine Versuchsweise gewählt, bei der nur der halbe Zylinder gefüllt werden musste (siehe Abbildung 26). Allen Begrenzungsflächen wurde eine Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit von $9e15$ N/m zugewiesen und die Oberflächenreibung deaktiviert.

Bei der Erstellung der Geometrie war darauf zu achten, dass die Begrenzungsflächen nicht mit den Übergangslinien der Zellen zusammentrafen. Ansonsten könnte es dazu kommen, dass die Bälle durch ein numerisches Randwertproblem die Trennwand durchdringen und durch hohe Kontaktkräfte weggestoßen werden würden.

Nach der Modellierung der Begrenzungsflächen mussten die Bälle generiert und durch Clumps ersetzt werden. Haben sich die Clumps am Boden abgesetzt, konnten die nächsten Clumps 1 cm (zi) über den vorhandenen Clumps am Boden generiert werden. Abbildung 26 zeigt diesen Vorgang in Seitenansicht und Grundriss.

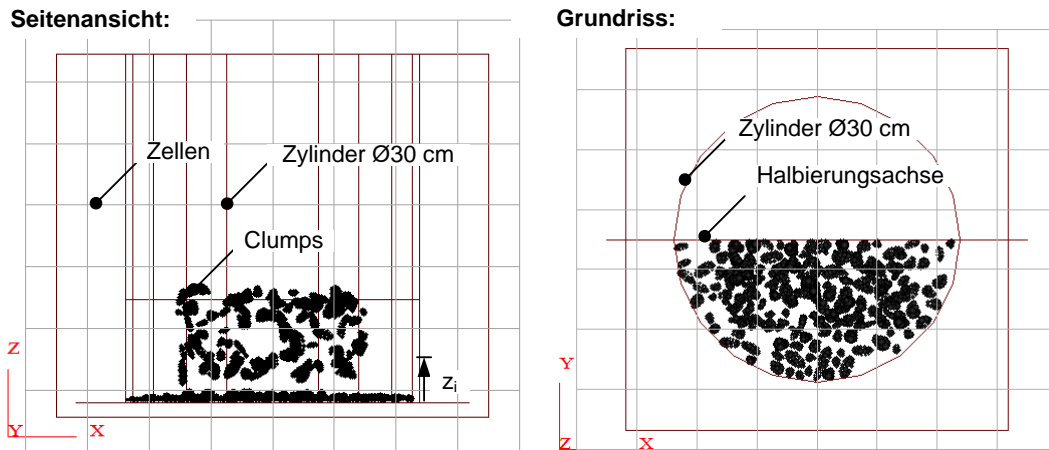


Abbildung 26: Auffüllen des Ödometerversuches in Seitenansicht und Grundriss

Wie im Kapitel 5.2.1 beschrieben, wurden gelegentlich Clumps durch Spannungsspitzen und somit Abstoßungseffekten weggeschleudert. Diese Clumps mussten, sobald sie einen definierten Raum verlassen haben, periodisch nach einer gewissen Anzahl von Rechenschritten gelöscht werden.

War der Behälter bis zur erforderlichen Höhe gefüllt, konnten alle Clumps die höher als 10 cm positioniert waren, gelöscht werden (siehe Abbildung 27). Der Behälter beinhaltete zu diesem Zeitpunkt noch 3000 Clumps (38370 Bälle). Zur Messung der Porosität wurden drei sich überschneidende Messkreise verwendet und ein Mittelwert aus diesen berechnet. Die Verwendung von nur einem Messkreis führte zu un stetigen Aufzeichnungen, weil sich der Schwerpunkt einzelner Clumps je nach ihrer Relativverschiebung in oder außerhalb des Messkreises befand.

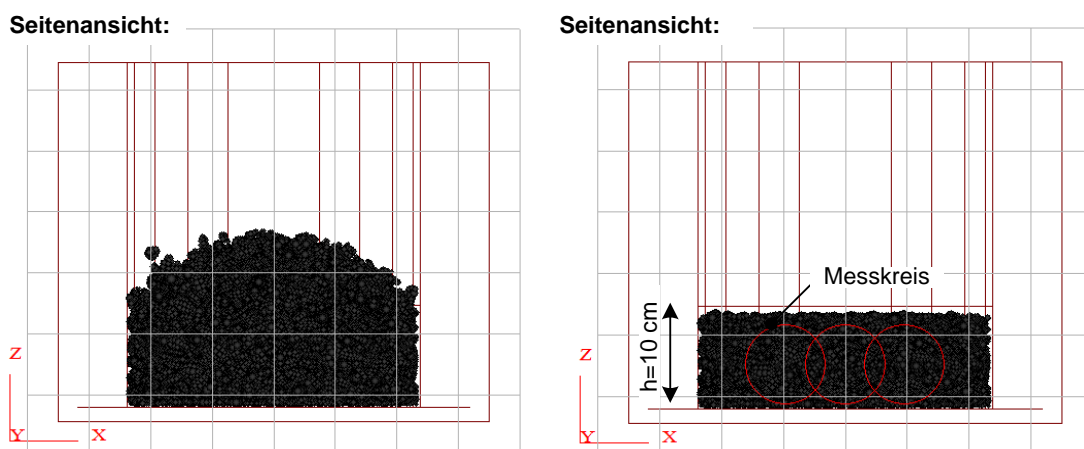


Abbildung 27: Vorbereitung des Ödometerversuches in Seitenansicht

Bevor nun der eigentliche Versuch starten konnte, musste die viskose Dämpfung deaktiviert und die lokale Dämpfung mit 0.9 aktiviert werden. Das System konnte mit diesen Dämpfungsparametern in das Gleichgewicht gerechnet werden, wodurch geringe Setzungen auftraten. Im nächsten Schritt wurde die Druckplatte generiert. Anschließend konnte die eigentliche Berechnung beginnen.

Die erste Belastung erfolgte durch die sofortige Stoßbelastung inklusive dem Eigengewicht der Druckplatte (Deckel und Kopfplatte) aus den Laborversuchen. Das System musste erneut in das Gleichgewicht gerechnet werden, wodurch die Spannung an der Druckplatte wieder zu null wurde. Dann erfolgten die jeweiligen Be- und Entlastungsstufen aus den Laborversuchen. Tabelle 17 zeigt die entsprechenden Belastungsstufen und die dazugehörigen Vorschubgeschwindigkeiten. Diese Geschwindigkeiten wurden mittels eines sogenannten Servomechanismus, welcher von den jeweiligen Spannungen abhängig ist, gesteuert. War die Spannung niedriger als die Spannungsdifferenz aus der vorhandenen und gewünschten Spannung, wurde die Belastung erhöht. Kam es jedoch zu Spannungsspitzen und der momentane Wert überstieg den gewünschten, so bewegte sich die Druckplatte nach oben und entlastete das System. Bei jedem zehnten Rechenschritt wurde dieser Vorgang aktualisiert. Sollte die Differenz der Spannungen im definierten Toleranzbereich von 0.99 bis 1.01 (2 %) sein, war das gewünschte Spannungsniveau erreicht. Die Variation der Geschwindigkeit erfolgte durch eine Multiplikation der Spannungsdifferenz mit einem Vorfaktor.

Tabelle 17: Be- und Entlastungsstufen mit dazugehörigen Versuchsgeschwindigkeiten

Nr.	σ_1 [kN/m ²]	v_z [m/cy]
1	169.77+4.43	5e-2
2	4.43	1e-3 * ($\sigma_1 - 4.43$)
3	400+4.43	1e-4 * ($\sigma_1 - 4.43$)
4	133+4.43	1e-4 * ($\sigma_1 - 4.43$)
5	530+4.43	1e-4 * ($\sigma_1 - 4.43$)
6	393+4.43	1e-4 * ($\sigma_1 - 4.43$)
7	690+4.43	1e-4 * ($\sigma_1 - 4.43$)
8	524+4.43	1e-4 * ($\sigma_1 - 4.43$)

Abbildung 28 zeigt den beendeten Versuch und die Setzung ϵ der Druckplatte sowie die auftretenden Kontaktkräfte. Die Stärke der roten Fäden entspricht der Kontaktkraftgröße. Durch die vertikale Belastung erkennt man auch den primär vertikalen Verlauf der Kontaktkräfte.

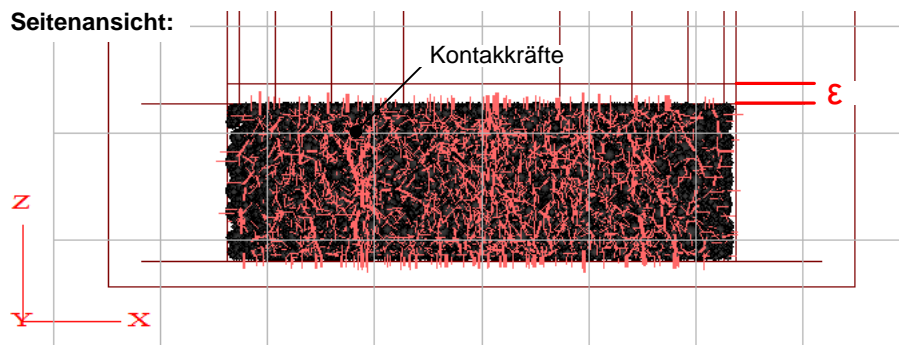


Abbildung 28: Endergebnis des Ödometersuches in Seitenansicht

Zur räumlichen Darstellung des Endergebnisses wurden die Clumps in die Software Fishlab 3D Version 1.00.25 Beta exportiert. Dabei wurden die Begrenzungsflächen ausgeblendet, wodurch die Kompaktheit und Homogenität der Clumps ersichtlich wurde (siehe Abbildung 29).

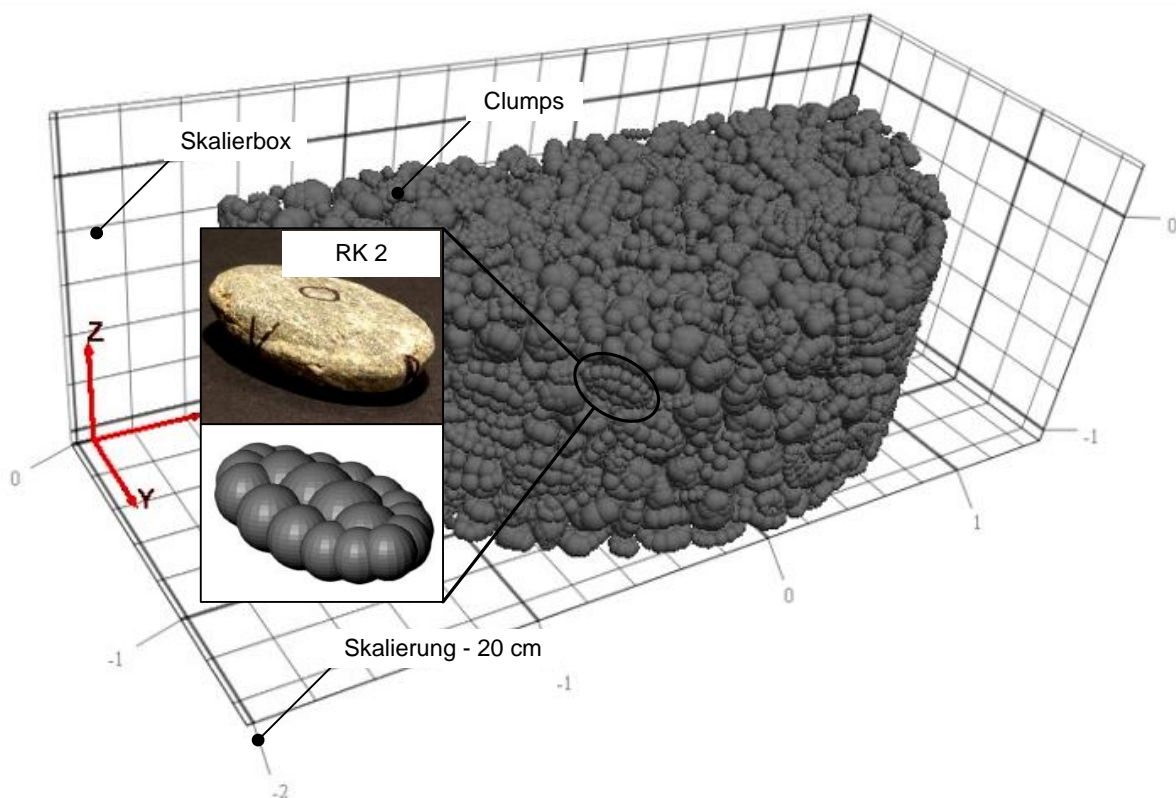


Abbildung 29: Endergebnis des Ödometersuches in 3D

In Abbildung 30 ist die Vertikalspannung σ_1 gegenüber der relativen Stauchung ϵ für zwei numerische Simulationen und den durchgeführten Laborversuch aufgetragen.

Abbildung 31 zeigt die Vertikalspannung σ_1 gegenüber dem aktuellen Verhältnis σ/ε entsprechend dem Elastizitätsmodul der numerischen Versuche und den Laborversuch. Der Standardversuch (std) wurde mit den in Kapitel 2.2.2 festgelegten Standardparametern durchgeführt. Für den zweiten Versuch (shear) wurde der Schubmodul von $3e10$ auf $2e10$ herabgesetzt. Der std-Versuch korreliert im Bereich des Erstbelastungsastes nicht mit den Laborergebnissen und verhält sich zu weich. Der Porenanteil ist jedoch mit $n=41.14$ ähnlich der im Laborversuch. In weiterer Folge ist der Boden schließlich zu steif und die Gesamtstauchung damit zu gering. Bei Spannungen über 600 kN/m^2 sind die Steifigkeiten mit ca. 200000 kN/m^2 ident. Durch das Herabsetzen des Schubmodules wurde der Porenanteil mit $n=37.4$ geringer, folgedessen der Boden weicher. Die Ergebnisse stimmten besser mit jenen der Laborversuche überein.

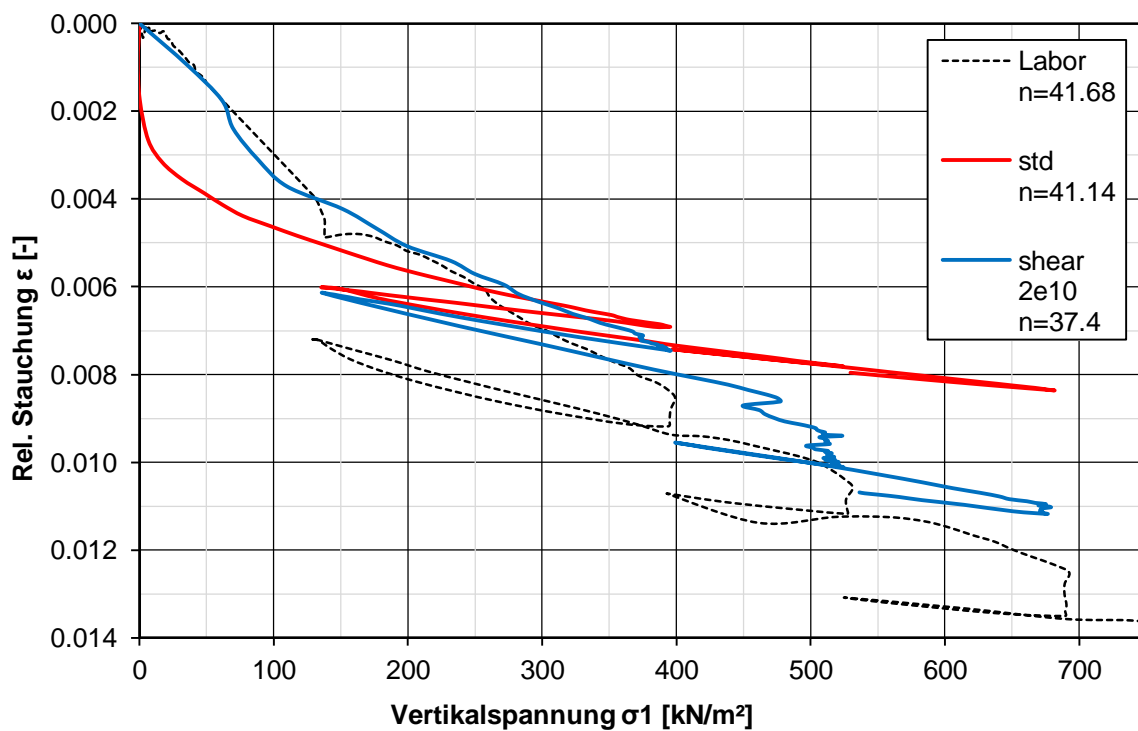


Abbildung 30: σ - ε Diagramm der Ödometerversuche

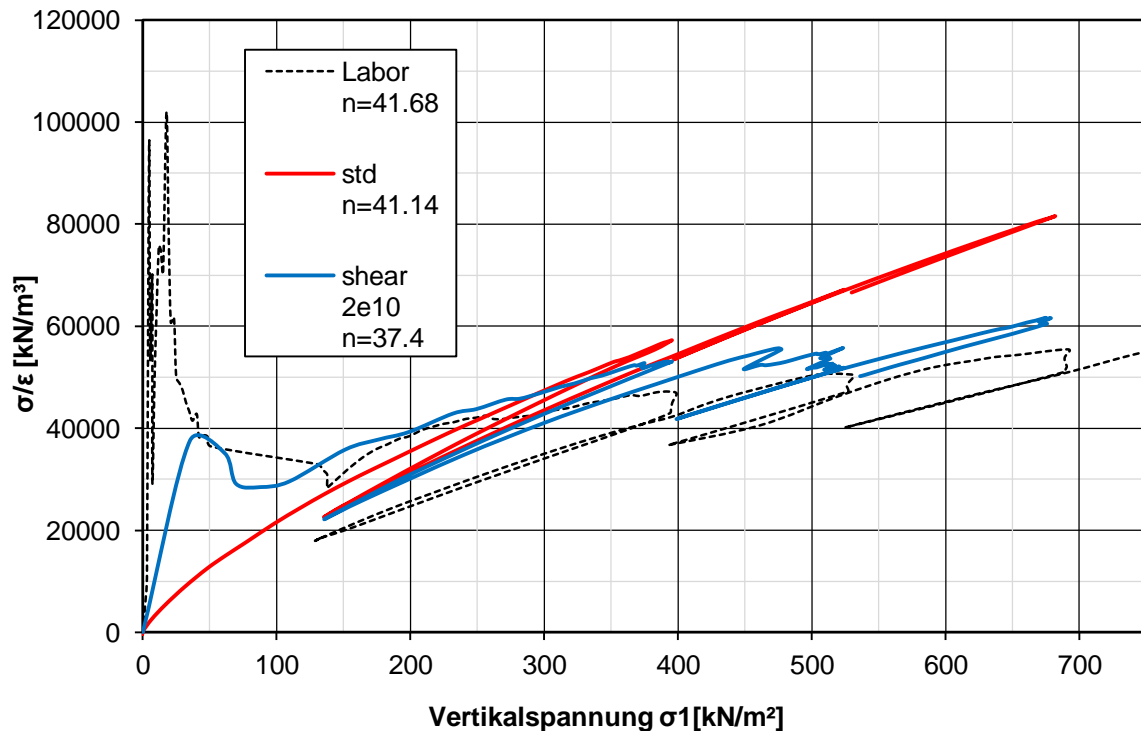


Abbildung 31: σ -E Diagramm der Ödometerversuche

Da sich die Lagerungsdichte beim shear-Versuch als zu hoch ergeben hatte und weil die Ergebnisse des std-Versuches nur im Bereich des Erstbelastungsastes nicht übereinstimmten, wurde der Schubmodul weiterhin mit $3e10$ festgelegt. Aufgrund der stoßartigen Anfahrtslast ist der Erstbelastungsast kritisch zu interpretieren. Bedingt von dynamischen Einflüssen war es schließlich numerisch nicht möglich den Spannungsverlauf aus dem Laborversuch nachzubilden.

Es hat sich gezeigt, dass bei Versuchen ohne stoßartige Vorbelastung die spannungsabhängigen Vorschubgeschwindigkeiten neu kalibriert werden müssten um brauchbare Ergebnisse zu erzielen.

5.2.3 Schüttversuche

Zur Ermittlung der Oberflächenrauigkeit μ der Bälle wurden Aufschütt- und Schüttzylinderexperimente durchgeführt. Bei einem gewünschten Schüttwinkel von ca. $\varphi=35^\circ$ wurde als grobe Annäherung der $\mu=\tan(\varphi)=\tan(35^\circ)=0.7$ als Vergleich herangezogen. Dieser Wert stimmt mit dem angenommenen Standardwert von $\mu=0.8$ annähernd überein. Für den Betonuntergrund konnten ca. $2/3 \varphi$ angenommen werden, was einem Wert von $\mu=0.5$

entspricht. Die Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit wurde wie schon beim Ödometerversuch mit $9e15$ N/m festgelegt. Bei allen Schüttversuchen blieb die lokale Dämpfung deaktiviert und die viskose Dämpfung mit einem Wert von 0.97 aktiviert.

Die Aufschüttversuche wurden aufgrund der großen Relativverschiebungen (Fallhöhe) halbiert, wodurch als Endergebnis ein halber Schütthaufen entstand (siehe Abbildung 33). Bis auf den Betonuntergrund wurden alle Oberflächenreibungen deaktiviert. In den Raum einer sogenannten Absetzbox 10/10/20 cm wurden jeweils 100 Clumps (1279 Bälle) generiert (siehe Abbildung 32). Erst wenn sich diese am Untergrund abgesetzt haben, konnte die Box gelöscht und das System in ein Gleichgewicht gerechnet werden.

Die beschriebene Vorgehensweise hat mehrere Vorteile und wurde nach etlichen Vorversuchen ausgewählt. Einer der Vorteile ist, dass bei Abstoßungen von Clumps diese nicht aus der Box entweichen können, was letztlich die Simulation verlangsamen würde. Weiters befinden sich, bis auf die neu generierten Bälle, alle Clumps im Gleichgewicht was wiederum die Berechnung beschleunigt. Das wichtigste Argument ist jedoch, dass die Fallhöhe der Bälle beim tatsächlichen Aufschüttvorgang, also nach dem Löschen der Absetzbox, immer nur 1 cm beträgt. Dadurch werden ungewollte dynamische Einflüsse vermieden und ein nahezu realer Aufschüttvorgang simuliert.

In weiterer Folge wurde jeweils 1 cm (z_i) über dem höchsten Clump die nächste Absetzbox generiert. Der Vorgang wiederholte sich zehn Mal, bis schlussendlich die Hälfte eines Schütthaufens mit insgesamt 1000 Clumps (12790 Bälle) vorhanden war.

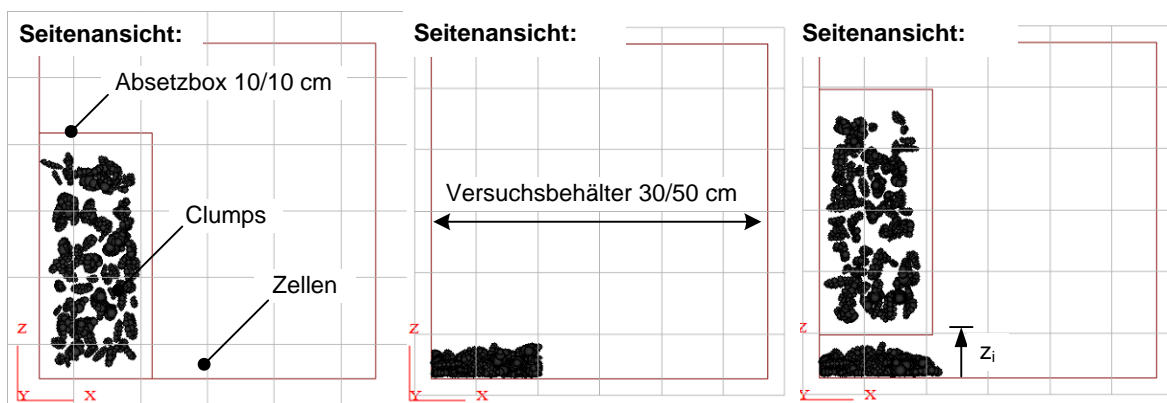


Abbildung 32: Ablaufschritte eines Aufschüttversuches

Die Auswertung erfolgte durch den Mittelwert der Böschungswinkel aus Seiten- und Frontalansicht (siehe Abbildung 33).

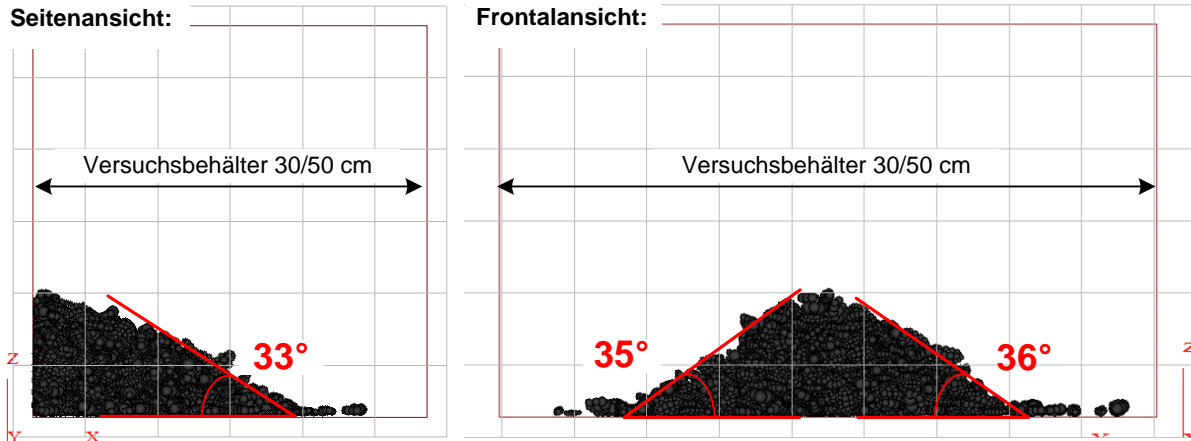


Abbildung 33: Auswertung eines Aufschüttversuches

Die Modellierung der Schüttzylinderversuche wurde analog zu den Aufschüttversuchen durchgeführt. In einem Zylinder mussten abermals lagenweise jeweils 100 Clumps aufgeschüttet und abgesetzt werden (siehe Abbildung 34). Der einzige Unterschied bestand darin, dass keine Absetzbox notwendig war.

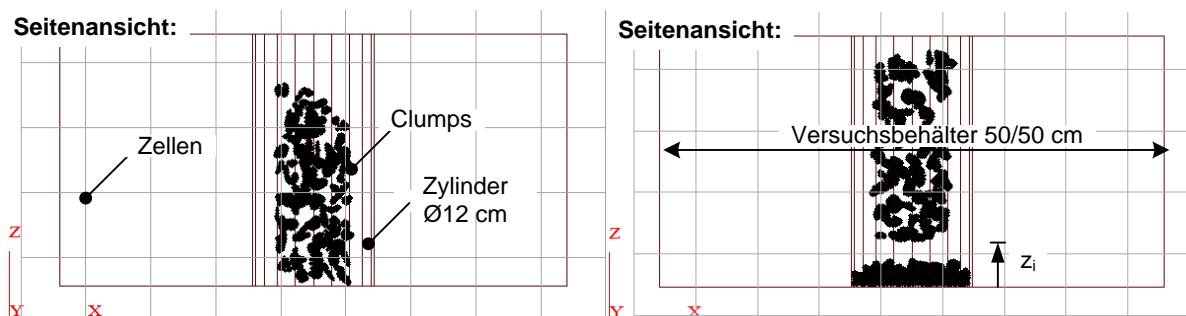


Abbildung 34: Füllen eines Schüttzylinders

War der Behälter mit den erforderlichen 1000 Clumps gefüllt (siehe Abbildung 35), wurde er mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0.05 m/cy nach oben (z) bewegt.

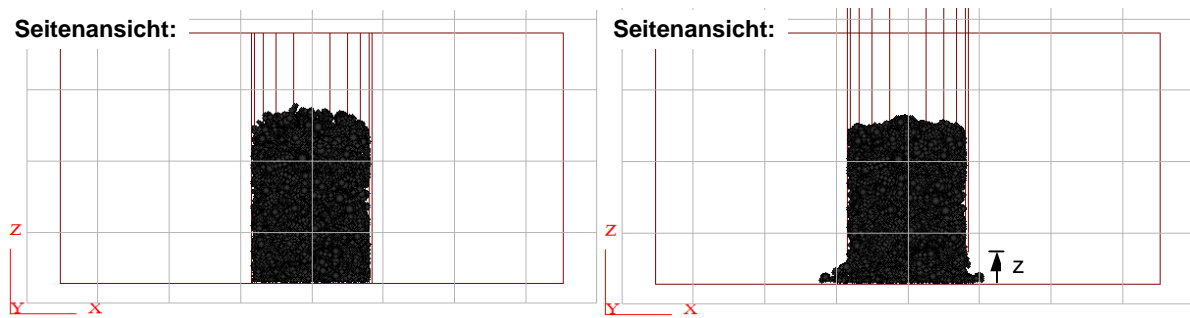


Abbildung 35: Anheben eines Schüttzylinders

Die Auswertung des Schütthaufens erfolgte erneut durch das Ausmessen der Schüttwinkel in Seiten- und Frontalansicht. Wie in Abbildung 36 ersichtlich, ist die Neigung der Flanken, im Gegensatz zu den Aufschüttversuchen, in allen Ansichten ähnlich. Einerseits resultiert dieser Umstand aus der Halbierung des Aufschüttversuches und andererseits durch ein nicht regelmäßig verteiltes Aufschütten der Bälle über dem Schütthaufen, wodurch in weiterer Folge dynamische Einflüsse entstehen.

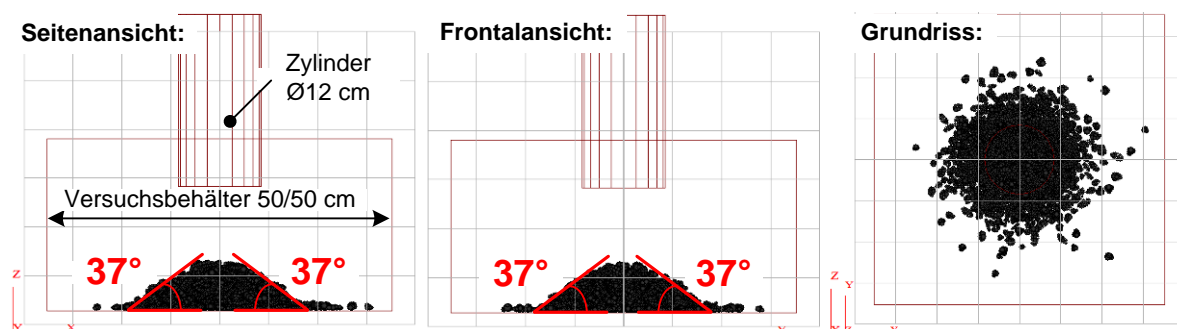


Abbildung 36: Auswertung eines Schüttzylinderversuches

Die Aufschütt- sowie Schüttzylinderversuche wurden jeweils mit unterschiedlicher Oberflächenrauigkeit $\mu=0.6$, 0.8 und 1.0 durchgeführt. Abbildung 37 zeigt die daraus folgenden Schüttwinkel φ gegenüber der Oberflächenreibung μ , verglichen mit den Ergebnissen aus den Laborversuchen. Es ist zu erkennen, dass bei einem $\mu=0.8$ die Aufschüttversuche ähnlich den Laborversuchen sind. Die Schüttzylinderversuche haben im Allgemeinen einen zu niedrigen Schüttwinkel ergeben, welcher aus dynamischen Einflüssen und unterschiedlichen Zylinderradien resultiert.

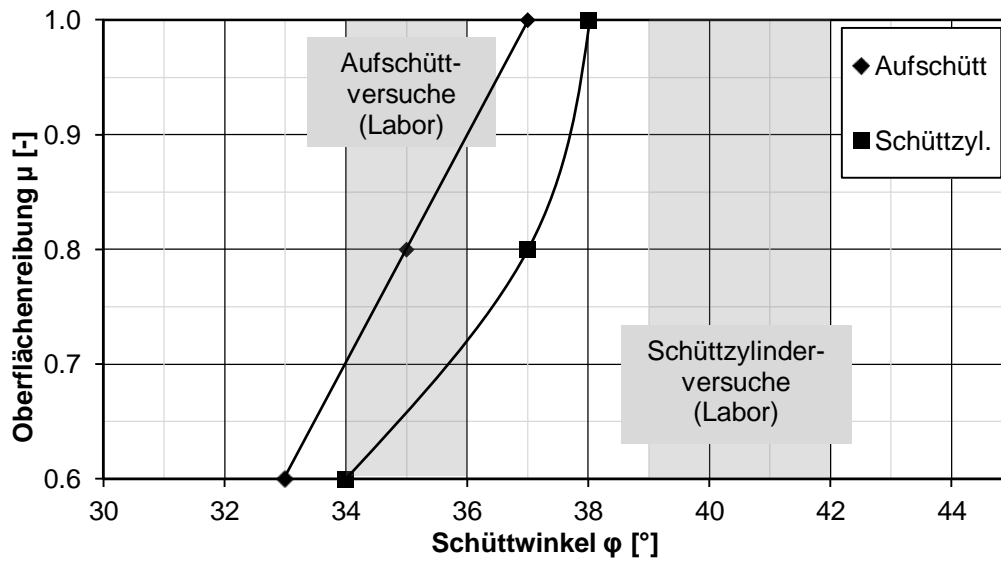


Abbildung 37: Schüttwinkel der Schüttversuche

In Abbildung 38 ist das Ergebnis des Aufschüttversuches aus dem Labor und numerischer Basis mit einem $\mu=0.8$ dargestellt.



Abbildung 38: Endergebnis eines Aufschüttversuches verglichen mit dem Laborversuch

5.2.4 Scherversuche

Um den Iterationszyklus zu schließen, waren weiterhin Scherversuche notwendig. Die Geometrie wurde aufgrund der hohen Ballanzahl halbiert. Die in Abbildung 39 dargestellte Scherbox erlangte dadurch Abmessungen von 15/30/20 cm. In der Mitte der Box befindet sich ein 2 mm dicker Scherspalt und links sowie rechts ein Schutz gegen ein Herausfallen von Clumps während der Scherphase. Das Füllen der Box erfolgte identisch zu jenem der Ödometer- und Schüttversuchen und beinhaltete letztlich 5600 Clumps (65067 Bälle). Alle Wandrauigkeiten wurden deaktiviert und die Kontaktnormal- und Kontaktschersteifigkeit mit $9e15$ N/m festgelegt.

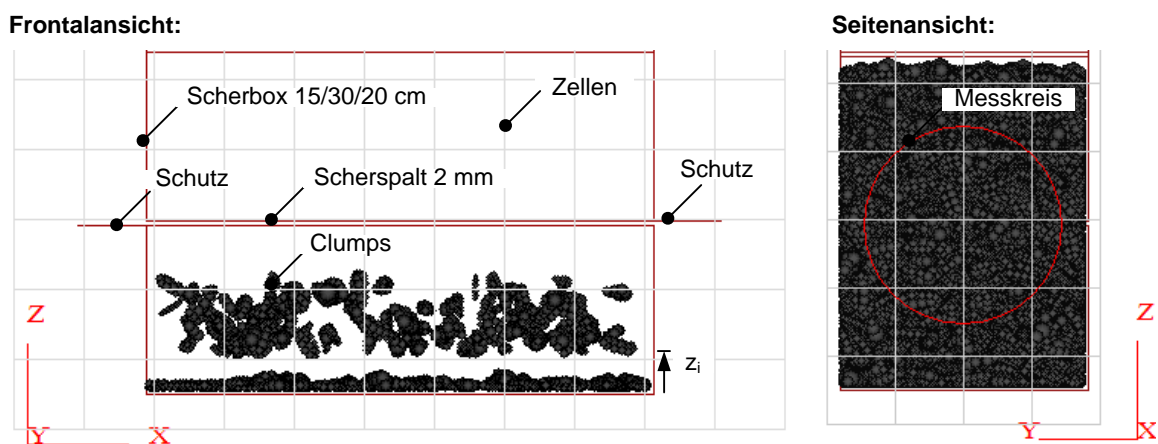


Abbildung 39: Ablaufschritte der Scherversuche

War die Scherbox gefüllt, konnte die viskose Dämpfung deaktiviert und die lokale Dämpfung mit 0.9 aktiviert werden. Das System wurde in das Gleichgewicht gerechnet und alle Clumps, die über die Scherbox hinaus ragten, gelöscht. In weiterer Folge ist die Druckplatte erstellt worden und die geforderte Normalspannung mittels Servomechanismus aufgebracht. Die Geschwindigkeit wurde in Vorversuchen ermittelt und betrug 0.01 multipliziert mit der Differenz aus der aktuellen Spannung und der gewünschten Spannung. War das gewünschte Spannungsniveau erreicht, begann der Abschervvorgang mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0.01 m/cy. Der Wert wurde ebenfalls mittels Vorversuchen kalibriert. Nach 30 mm Scherweg stellte sich ein wie in Abbildung 40 dargestelltes Endergebnis dar. Eindeutig erkennbar ist ein sich aus den vorhandenen Kontaktkräften aufgebautes Scherband. Wertet man die Druckkräfte an der gegenüberliegenden Begrenzungsfläche des Scherbandes (links unten) aus, unterscheiden sie sich nur geringfügig von den Kräften an der Druckwand.

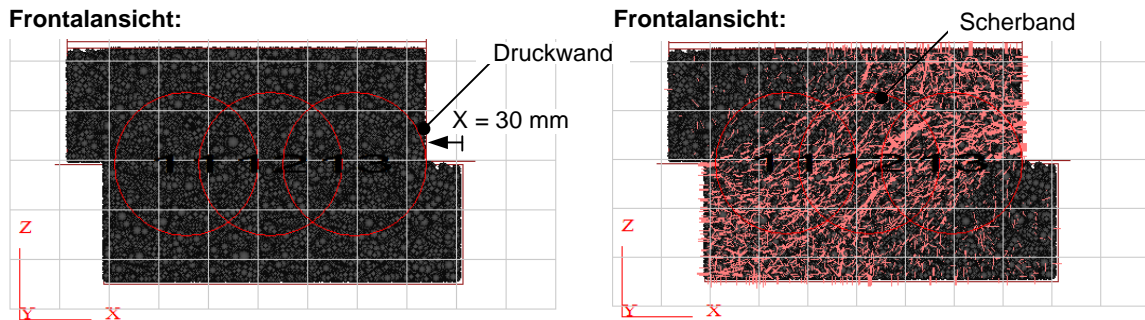


Abbildung 40: Endergebnis eines Scherversuches

Die Ergebnisse der drei Scherversuche mit niedrigen Normalspannungen sind in Abbildung 41 dargestellt. Dabei wurde die Scherspannung τ gegenüber dem Scherweg s aufgetragen und mit den Laborversuchen verglichen. Grundsätzlich korrelieren die Ergebnisse und die gewünschte Scherspannung konnte durchaus erreicht werden. Jedoch musste festgestellt werden, dass bis zu einem Scherweg von ca. 11 mm die numerischen Werte unter jenen der Laborversuche liegen. Je höher die Normalspannung wurde, desto bemerkbarer wurde diese Diskrepanz.

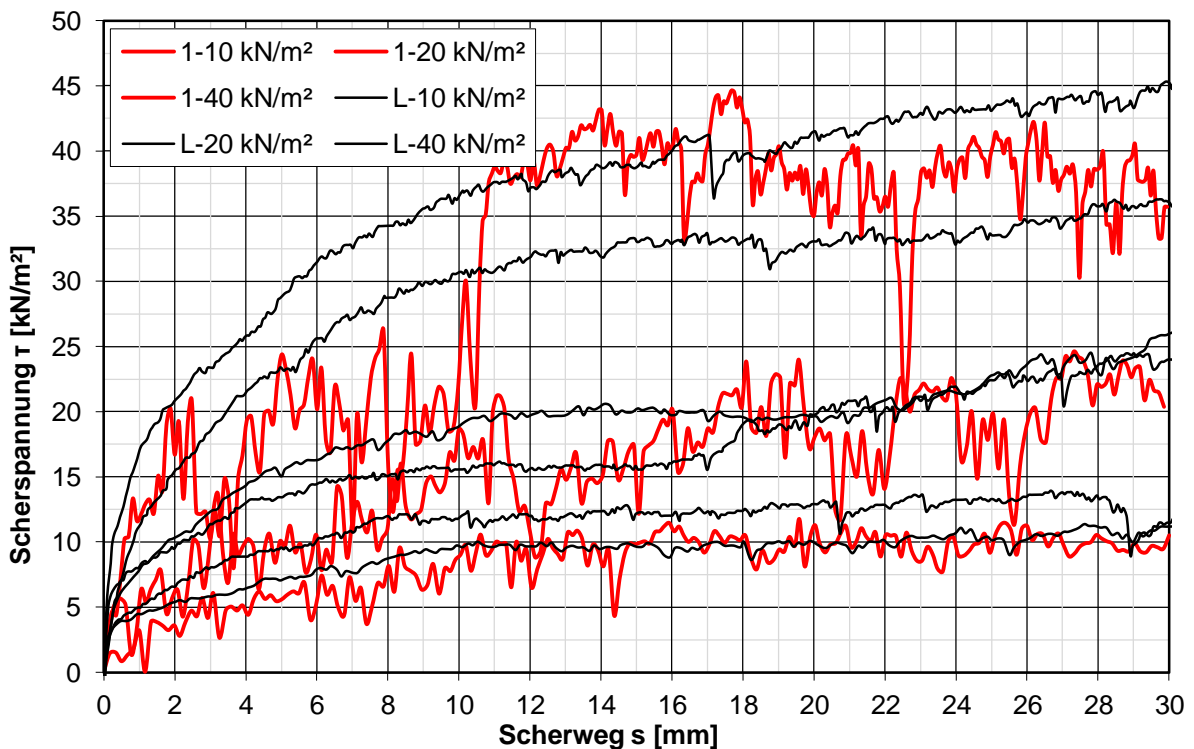


Abbildung 41: τ - s Diagramm niedriger Normalspannungen

Weiters konnte festgestellt werden, dass bei dem besagten Schwerweg von ca. 11 mm ein Wechsel von Kontraktanz zu Dilatanz eintrat (siehe Abbildung 42). Ab diesen Punkt konnte sich somit eine höhere Scherspannung aufbauen. Verglichen mit den Laborversuchen war die Kontraktanz nicht korrekt. Wie jedoch in Kapitel 3.2.2 beschrieben, sind die Laborwerte durch die Versuchsapparatur und Druckplattenschiefstellung kritisch zu interpretieren.

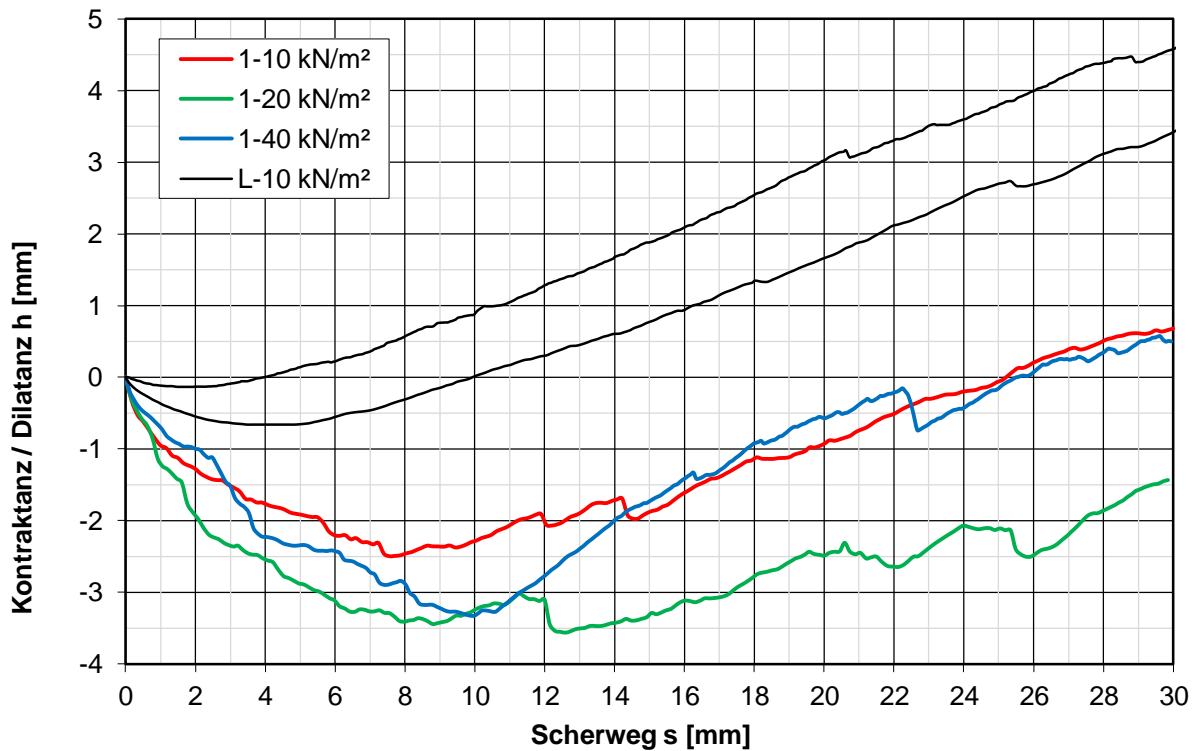


Abbildung 42: h-s Diagramm niedriger Normalspannungen

Der Porenanteil der numerischen Versuche betrug bei Beginn des Abschervorganges ca. $n=39\%$. Die Laborversuche hatten hingegen einen Porenanteil von ca. $n=42.5\%$. Trotzdem war die Lagerungsdichte nicht der ausschlaggebende Grund für das kontraktante Verhalten, sondern vielmehr die unterschiedliche Geometrie der wirklichen Kieskörner und die der modellierten Clumps. Durch die zu runde Kornform der Clumps kam es zu geringeren Verzahnungseffekten und niedrigeren Scherspannungen vor allem bei kleinen Scherwegen.

Ein weiteres Problem der numerischen Versuche lag in den Schwankungen bzw. Sprüngen der Scherspannungen während der Simulation. Wie bei den Ödometerversuchen kam es auch hier zu Spannungsspitzen an der Druckplatte. Sie entstanden in extremster Weise, wenn die Platte auf nur einen einzelnen Clump drückte. Wurde dieser Clump beispielsweise so stark belastet, dass er seinen Reibungswiderstand zu den benachbarten Bällen

überwunden hatte und somit wegrutschte bzw. weggedrückt wurde, fiel die Spannung der Druckplatte kurzfristig bis auf null ab. Der Servomechanismus musste die Schwankungen ausgleichen und belastete dadurch wieder schneller. Die beschriebenen Spannungsspitzen führten auch zu Schwankungen in den m_{uf} und m_{cf} und in weiterer Folge in den Normalspannungen. Abbildung 43 zeigt den Scherversuch mit 40 kN/m^2 Normalspannung in der die Scherspannung τ , die Normalspannung σ sowie die m_{uf} und m_{cf} gegenüber dem Scherweg aufgetragen sind. Es ist zu erkennen, dass bei jedem Sprung der Normalspannung auch ein Abfall der Scherspannung erfolgt.

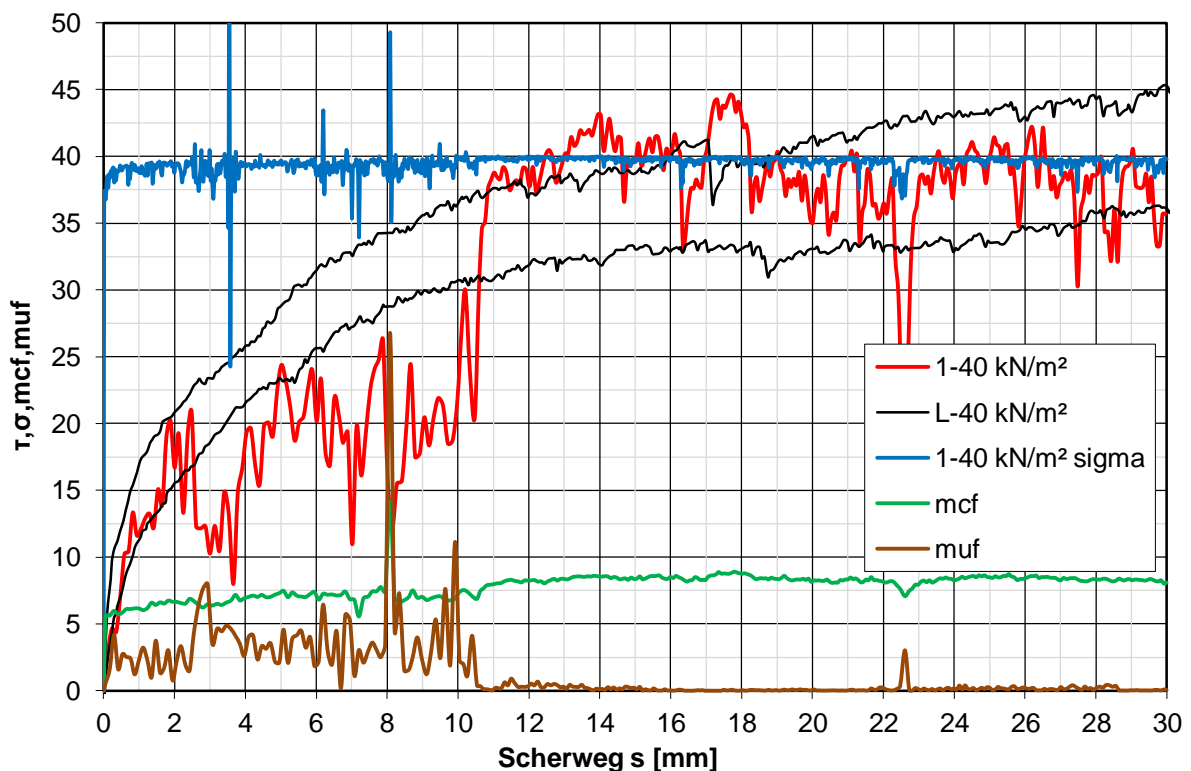


Abbildung 43: τ -, σ -, m_{cf} -, m_{uf} -s Diagramm mit 40 kN/m^2 Normalspannung

Eine Lösungsvariante bestünde in einer Versuchsdurchführung mittels normalspannungsabhängiger Abschergeschwindigkeit. Bei Schwankungen der Normalspannung würde die Geschwindigkeit reduziert werden, bis sich die Spannungsspitzen abgebaut hätten. Die Berechnung würde dadurch aber länger dauern. Aus Zeitgründen wurde dieser Vorgang nicht weiter untersucht. Auch eine schnellere oder langsamere Abschergeschwindigkeit brachte keine Verbesserung, weil die Spannungsspitzen nicht abgefangen werden konnten. Bei schnellerer Geschwindigkeit verringerte sich sogar die Kontraktanz, da die m_{uf} höher wurden. Die Spannungen konnten sich dadurch nicht abbauen. Auch eine Verkleinerung der Scherbox brachte aufgrund der

beschriebenen Probleme keine brauchbaren Ergebnisse und die Schwankungen fielen noch stärker aus.

Bei den Scherversuchen mit hohen Spannungsniveaus wurde auch nach dem kritischen Anfangsbereich von ca. 14 mm die gewünschte Scherspannung nicht erreicht. Abbildung 44 zeigt exemplarisch einen Scherversuch mit einer Normalspannung von 100 kN/m² und dazu den Vergleich mit den Ergebnissen von Laborversuchen.

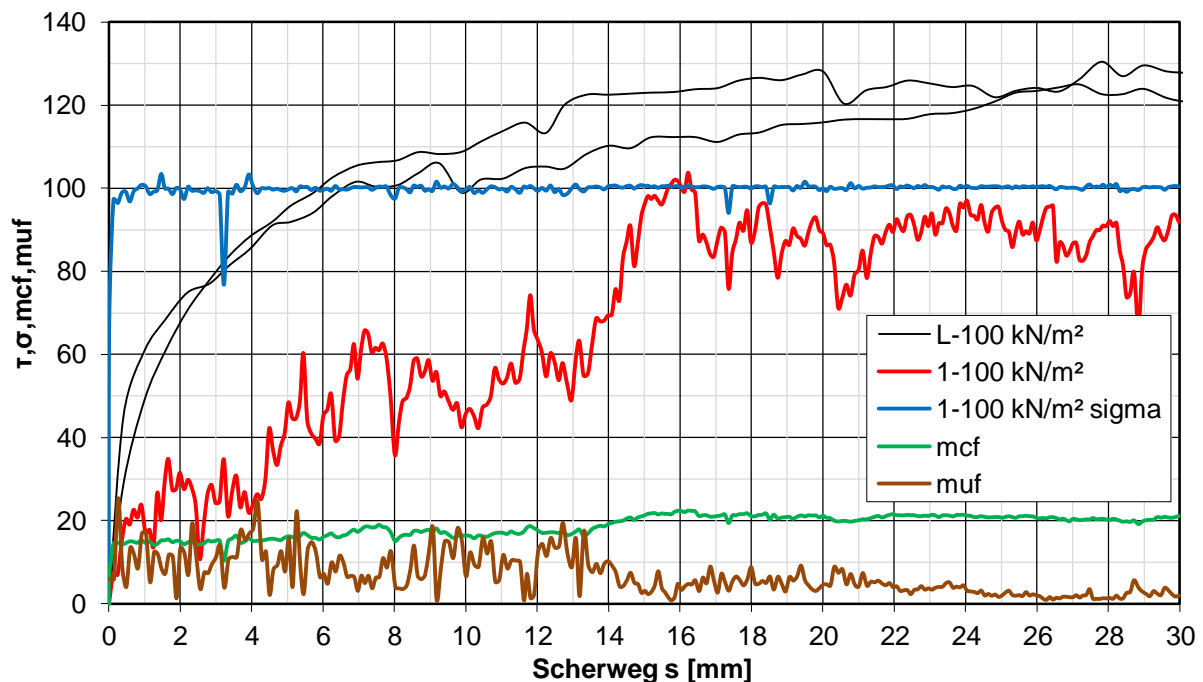


Abbildung 44: τ -, σ -, mcf-, muf-s Diagramm hoher Normalspannung

Als Lösungsansatz für diese Unstimmigkeit wäre eine langsamere Konsolidierungsphase vor dem Abschervorgang geeignet. Dadurch würden sich die muf verringern und in weiterer Folge würde sich der Boden verdichten, wodurch die Scherspannung höher werden würde. Aus Zeitgründen wurde auch dieser Lösungsansatz nicht weiter untersucht.

Was jedoch für das Versuchsergebnis spricht, ist der theoretische Ansatz, dass laut Mohr'schen Spannungskreisen der Reibungswinkel bei niedrigen Normalspannungen höher ist, als bei höheren Normalspannungen. Das resultiert aus dem nicht linearen Verlauf der Bruchgeraden. Mit den Laborversuchen konnte das Ergebnis jedoch nicht erreicht werden. Weitere mögliche zu untersuchende Aspekte für die diskutierte Diskrepanz sind eine zu geringe Lagerungsdichte durch eine zu runde Kornform der Clumps oder ein zu geringer Oberflächenreibungswinkel bzw. Schubmodul.

5.3 Geogitter und Boden

Durch die Interaktion zwischen Geogitter und Boden wurde der letzte notwendige Parameter, der Reibungskoeffizient des Gitters μ_G , mittels Scher- und Schüttversuchen kalibriert (siehe Abbildung 45).

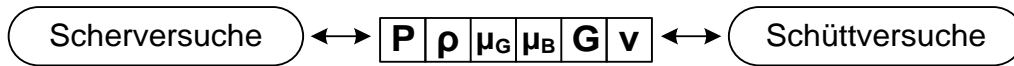


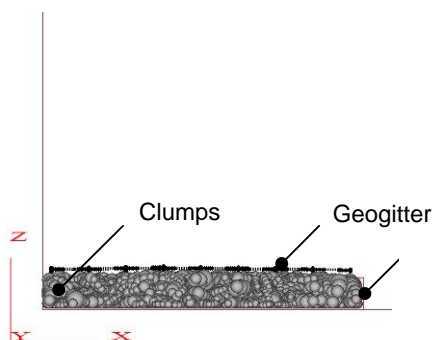
Abbildung 45: Iterationszyklus von Geogitter und Boden

Zusätzlich wurden die genannten Versuche mit dem detaillierten Gitter und zum Vergleich mit dem Standardgitter (vgl. Kapitel 5.1.2) durchgeführt.

5.3.1 Schüttversuche

Die Schüttversuche sind in Form von Aufschüttversuchen durchgeführt worden. Der Ablauf war jenem der Simulationen ohne Geogitter ähnlich, jedoch mit einer Gittereinlage in einer Höhe von 2 cm. Dafür wurden, wie in Abbildung 46 dargestellt, in einem Bodenrahmen mit einer Höhe von 2 cm Clumps eingefüllt. Anschließend war das Geogitter 5 mm über den Clumps generiert und so lange berechnet worden, bis es auf dem Boden auflag. Wichtig war dabei, dass beim Generieren des Geogitters die viskose Dämpfung vorübergehend deaktiviert werden musste, ansonsten hätte sich das Gitter aufgelöst.

Seitenansicht:



Grundriss:

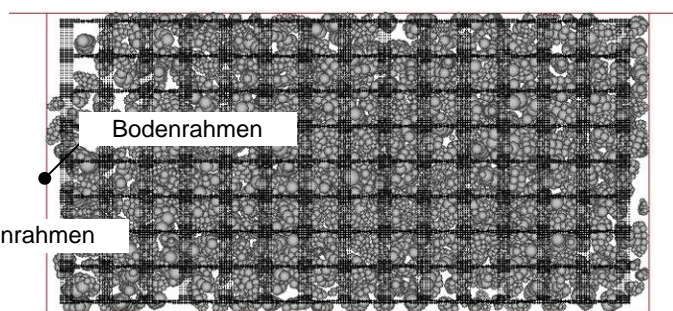


Abbildung 46: Ablaufschritte vom Aufschüttversuch mit Geogitter und Boden

In weiterer Folge wurde abermals mittels Absetzbox der Schütthaufen lagenweise aufgeschüttet (siehe Abbildung 47).

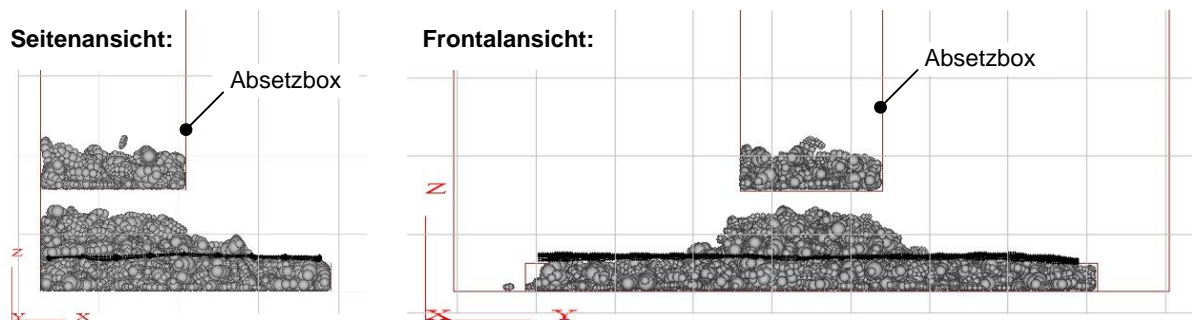


Abbildung 47: Aufsichten des Schütthaufens mit Geogitter und Boden

Sobald die gewünschte Clumpanzahl erreicht war, erfolgte die Auswertung erneut mittels Vermessung der Böschungsflanken (siehe Abbildung 48).

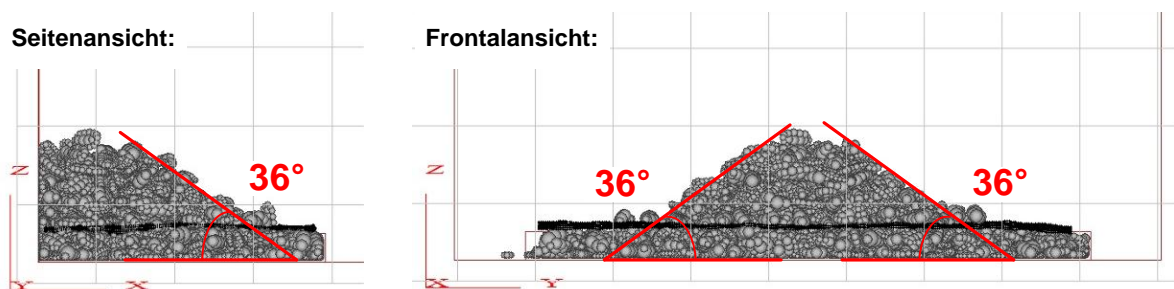


Abbildung 48: Auswertung vom Aufschüttversuch mit Geogitter und Boden

Die beschriebenen Aufschüttversuche wurden mit einem Reibungskoeffizienten μ_G des Geogitters von 0.5, 0.75 bis 1.0 durchgeführt. Die daraus resultierenden Ergebnisse sind in Abbildung 49 zusammengefasst. Bei einem μ_G von 0.5 korreliert die Simulation mit den Laborversuchen und ist somit ca. 1° höher als ohne Gitter.

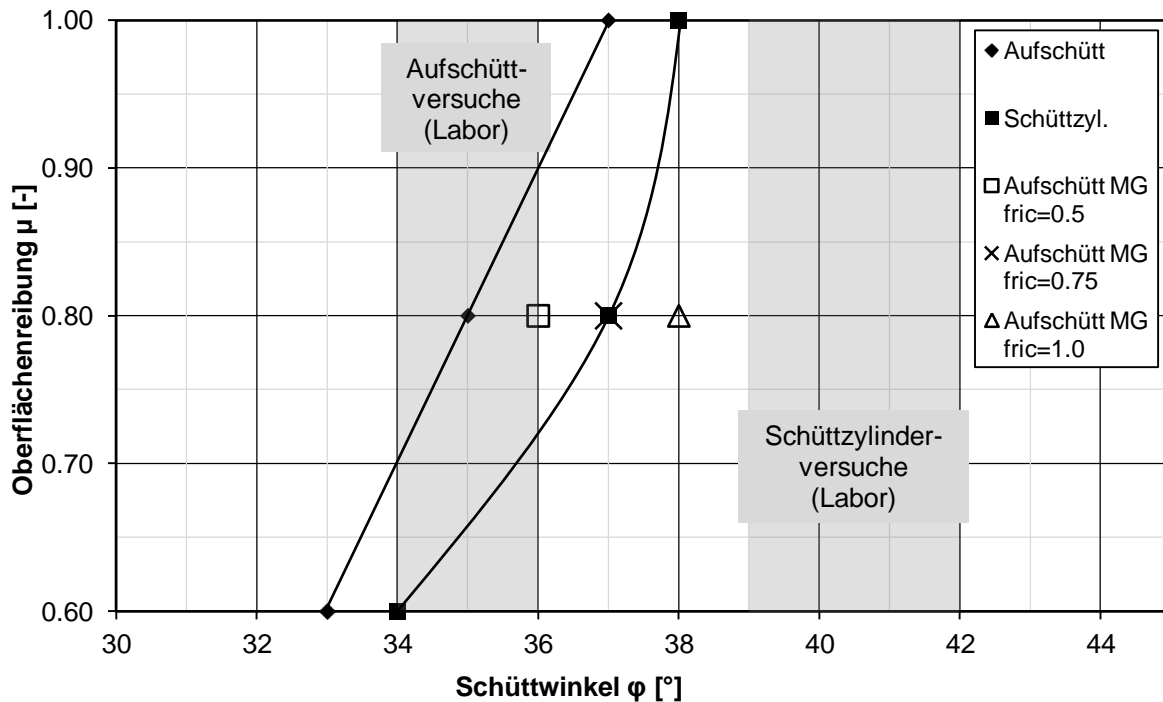


Abbildung 49: Ergebnisse der Aufschüttversuche mit Geogitter und Boden

Um die bewehrende Funktion des Geogitters im Boden darzustellen, wurde in Abbildung 50 eine 3D Darstellung des Endergebnisses mit und ohne Transparenz der Clumps produziert. Dabei ist die Verformung des Geogitters deutlich zu erkennen und lässt auf eine Interaktion des Geogitters mit dem Boden schließen.

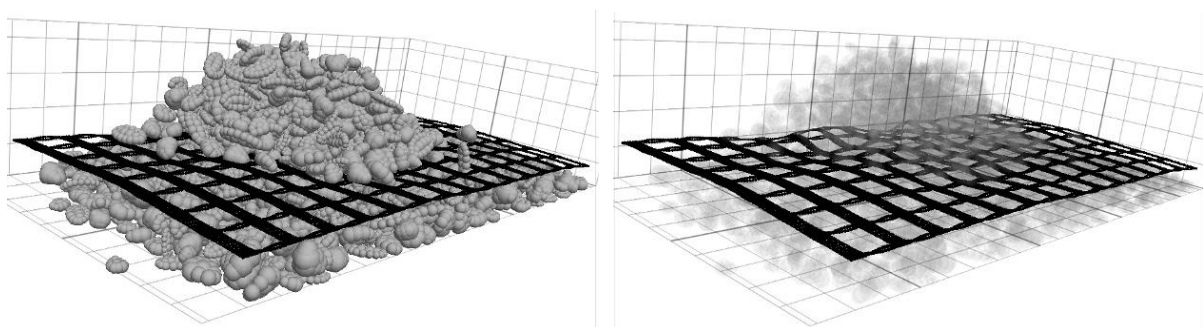


Abbildung 50: 3D Ansicht vom Aufschüttversuch mit Geogitter und Boden

Vergleichsberechnungen mit dem Standardgitter brachten keine anderen Ergebnisse. Die Schwankungsbreite der Ergebnisse bei der Auswertung der Schüttwinkel ist groß und eine Veränderung durch die detaillierte Geogitterstruktur daher nicht messbar.

5.3.2 Scherversuche

Die Scherversuche mit Geogitter und Boden wurden gleichermaßen durchgeführt wie jene Versuche ohne Gittereinlage. Nachdem die Scherbox bis zur Unterkante der Scherfuge gefüllt war, konnte das Gitter 5 mm über den Clumps generiert und abgesetzt werden. Anschließend wurde die obere Hälfte der Scherbox lagenweise aufgefüllt (siehe Abbildung 51).

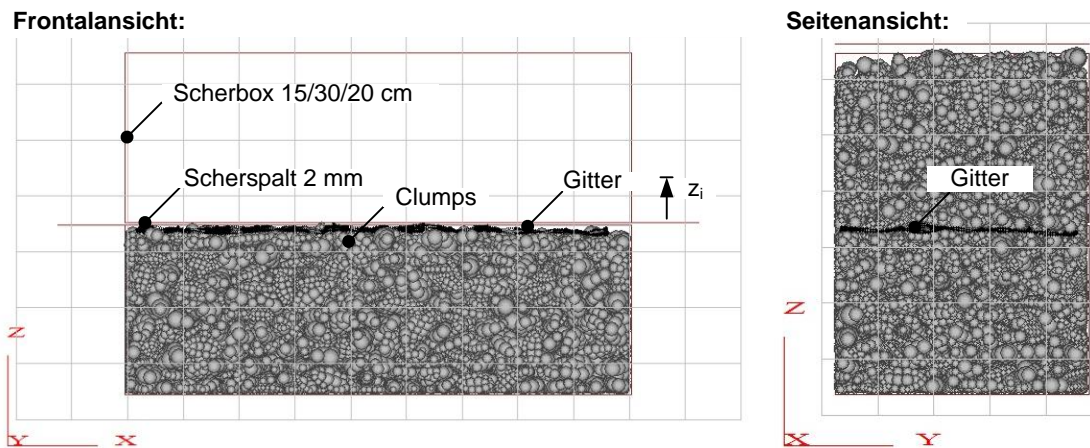


Abbildung 51: Ablaufschritte des Scherversuches mit Geogitter und Boden

Aufgrund der hohen Ballanzahl (78732) dauerte dieser Versuch ca. 3 Monate und wurde bis zu einem Scherweg von 15 mm durchgeführt. Das Endergebnis ist in Abbildung 52 dargestellt. In der Frontalansicht sind die Kontaktkräfte der Clumps und das sich daraus entwickelte Scherband abgebildet. Im Grundriss sind die Zug- und Druckkräfte im Geogitter dargestellt.

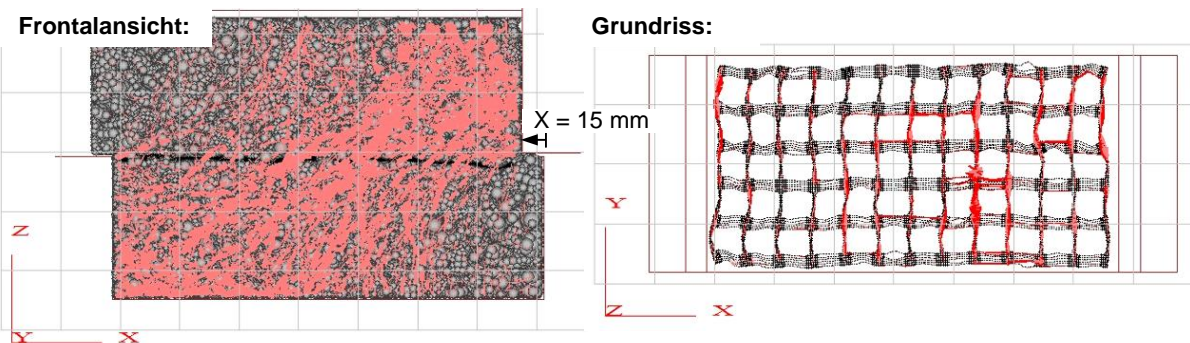


Abbildung 52: Endergebnis des Scherversuches mit Geogitter und Boden

Zudem sind Versuche an Detailgitter und Standardgitter mit einer Oberflächenrauigkeit $\mu_G=0.5$ durchgeführt worden. Mit dem Standardgitter wurde außerdem noch ein Versuch mit einem $\mu_G=0.25$ abgeschert. Die Ergebnisse sind in Abbildung 53 dargestellt. Verglichen mit den Laborversuchen, haben alle Versuche bis zu einem Scherweg von ca. 14 mm eine zu hohe Scherspannung. Der Versuch mit dem Detailgitter hat tendenziell eine etwas höhere Scherspannung verglichen mit dem Standardgitter. Ein Unterschied aufgrund einer Variation des Reibungsbeiwertes μ_G konnte nicht festgestellt werden. Das bedeutet, dass vorwiegend die geometrischen Veränderungen Einfluss auf die Scherspannung haben.

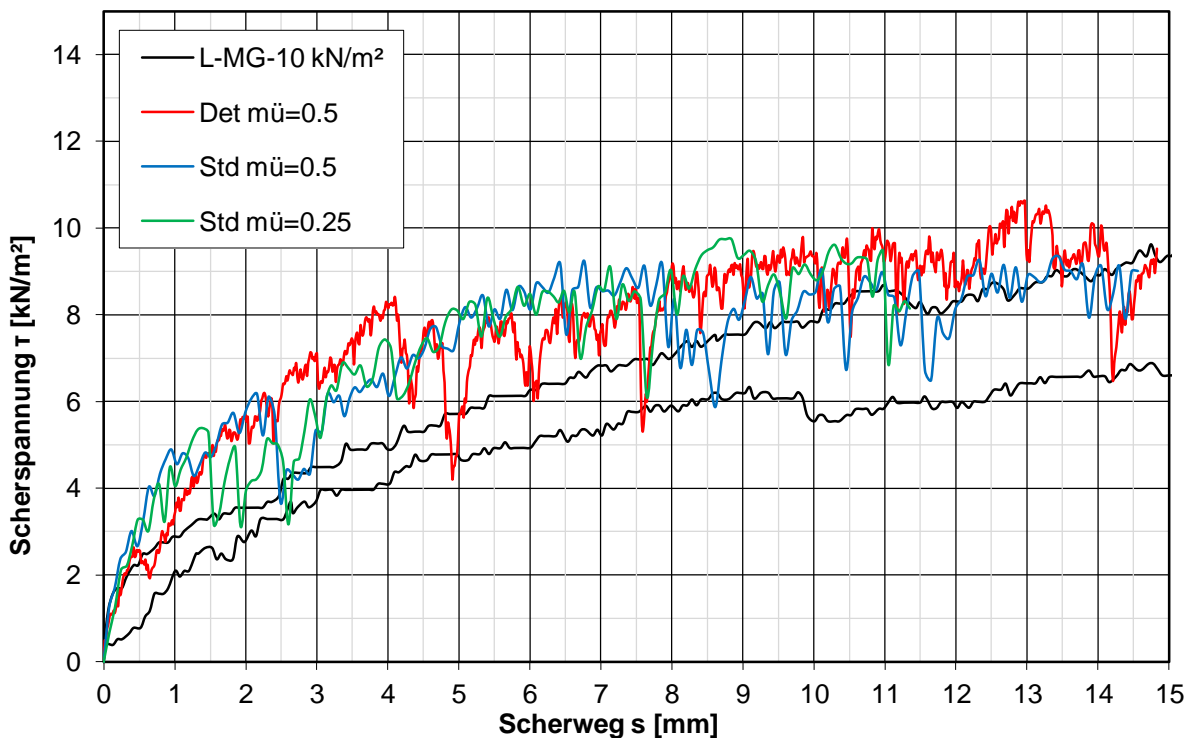


Abbildung 53: τ -s Diagramm mit Geogitter und Boden

Die Kontraktanz bzw. Dilatanz hingegen korreliert mit den durchgeführten Laborversuchen (siehe Abbildung 54).

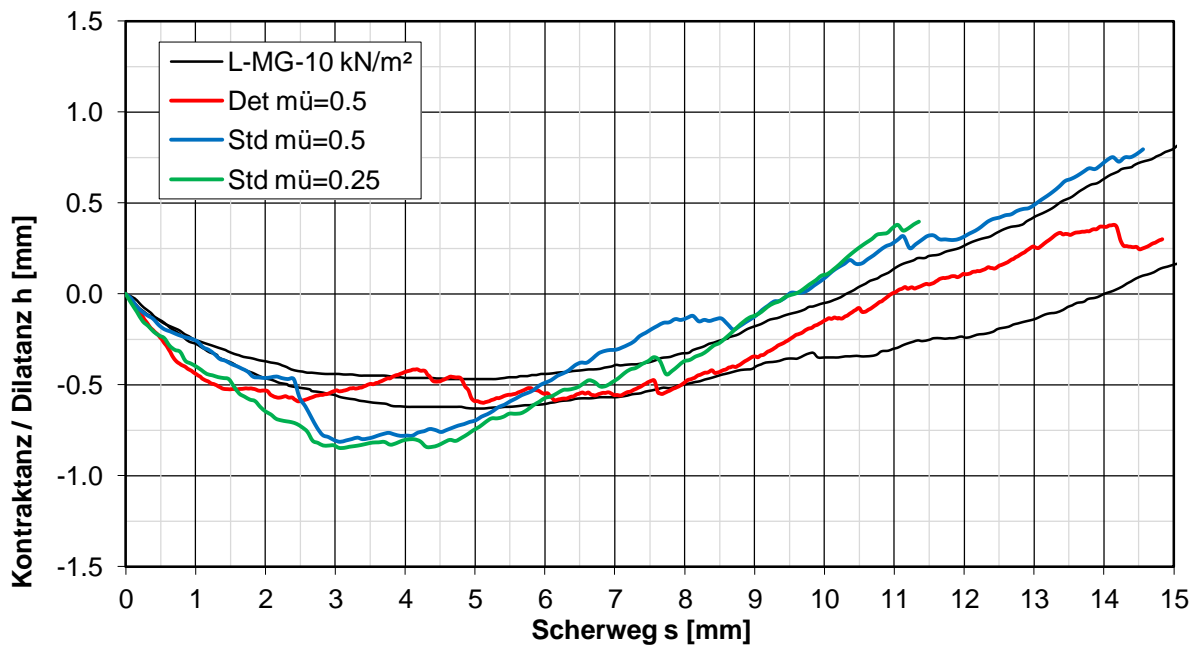


Abbildung 54: h-s Diagramm niedriger Normalspannungen

Vergleicht man die Versuche ohne und mit Geogittereinlage, ist zu erkennen, dass das Geogitter eine bewehrende Funktion erfüllt und sich die Scherspannungen bis zu einem Scherweg von 14 mm erhöhen (siehe Abbildung 55). Dies ist mit den Laborversuchen nicht übereinstimmend.

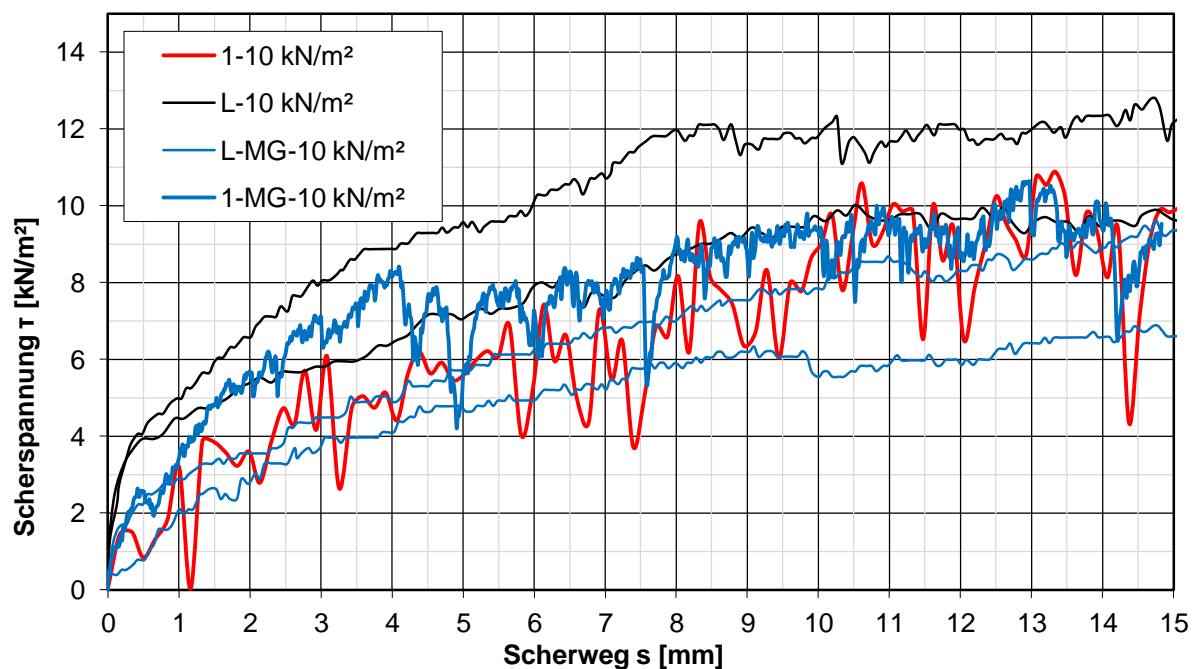


Abbildung 55: τ -s Diagramm mit Geogitter und Boden

Abschließend wird in Abbildung 56 zur Veranschaulichung der Geogitterverformung eine 3D Ansicht des Scherversuches mit Geogitter und Boden dargestellt.

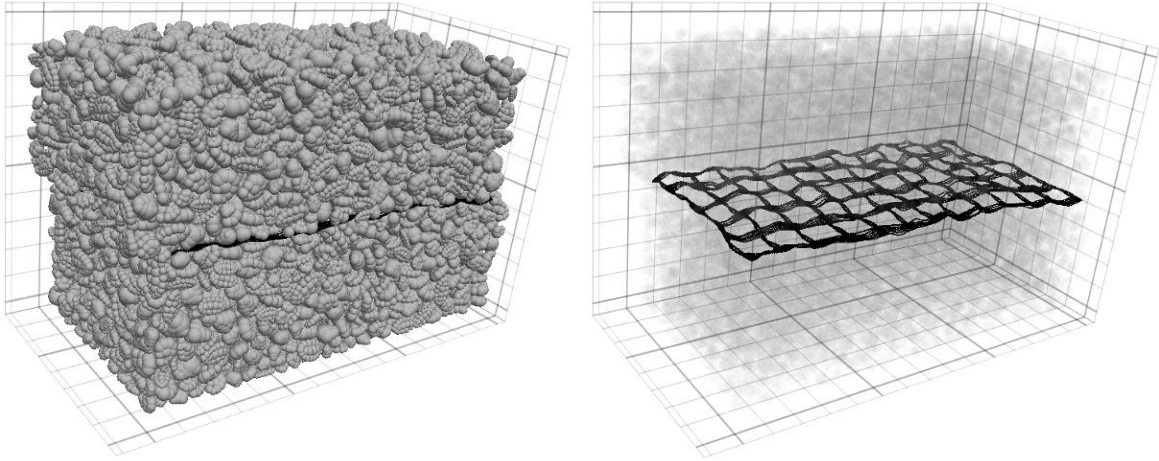


Abbildung 56: 3D Ansicht des Scherversuches mit Geogitter und Boden

6 Zusammenfassung und Ausblick

Grundsätzlich konnte mit den verwendeten Parametersets eine gute Korrelation zwischen den Laborversuchen und den numerischen Simulationen gefunden werden. Ausschließlich durch die Verwendung von Clumps waren realitätsnahe Ergebnisse möglich. Verbesserungspotenzial besteht darin, Methoden zur Verringerung der Berechnungsdauer und Minimierung der Rechenkapazitäten zu finden. Im Anhang 8.1 befindet sich eine Versuchsübersicht aller in dieser Arbeit relevanten Versuche.

Für zukünftige Berechnungen sollten Clumps mit höherer Detailstufe verwendet werden. Sie hätten eine kantigere Kornform und würden den realen Kieskörnern ähnlicher kommen. So könnten Ergebnisse erzielt werden, die der Realität am ehesten entsprechen würden.

Bei der Simulation der Scherversuche würde eine normalspannungsabhängige Abschergeschwindigkeit die Spannungsspitzen an der Druckplatte kompensieren und bessere Ergebnisse erzielen.

Für den Reibungsparameter des Geogitters wären andere Versuche wie beispielsweise Herausziehversuche oder Schiefe-Ebene-Versuche besser geeignet.

Zur Korrelation der numerischen Simulationen mit den Laborversuchen würden Scherversuche ohne Schrägstellung der Druckplatte sowie Ödometerversuche ohne stoßartige Anfahrtslast von Vorteil sein.

7 Verzeichnisse

7.1 Literaturverzeichnis

- Bertrand, D., Nicot, F., Gotteland, P. & Lambert, S. (2005). Modelling a geo-composite cell using discrete analysis. *Computers and Geotechnics*, 32, 564 - 577.
- Bhandari, A. & Han, J. (2010). Investigation of geotextile-soil interaction under a cyclic vertical load using the discrete element method. *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 33 - 43.
- Bräu, G. & Herold A. (2009). Empfehlung für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO). *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Arbeitskreis 5.2 "Berechnung und Dimensionierung von Erdkörpern mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen"*.
- Brkic, S. (2011). *Last-Verformungsverhalten an im Labor hergestellten Schüttkörpern*. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, Fakultät für Bauingenieurwesen, Institut für Bodenmechanik und Grundbau.
- Halsegger, W. (2004). *Experimentelle und numerische Untersuchungen zur geführten Senkkastenbauweise unter besonderer Berücksichtigung des Eindringvorganges der Schneide und der Risiken des Verfahrens*. Dissertation, Technische Universität Graz, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften.
- Hangen, H. & Schmidt, S. (2010). *Informationen über Geokunststoffgitter*. Huesker Synthetic Gmbh.
- Itasca Consulting Group (2008). *Particle Flow Code in 3 Dimensions*. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- Lackner, C. (2010). Prestressed geosynthetic reinforced soil by compaction. *Proceeding of the 9th International Conference on Geosynthetics IGS Brasil*, 717 - 720.
- Lackner, C. & Semprich, S. (2009). A contribution to pre-stressed reinforced soil. *Proceedings of the 4th International Young Geotechnical Engineers Conference ISSMGE*, 79 - 82.
- Lenzi, M. (2009). Untersuchungen von mit Pfählen gesicherten Rutschhängen mit der Diskreten Elementemethode. In M. Dietzel, S. Kieffer, W. Schubert, H. F. Schweiger & S. Semprich (Hrsg.), *Gruppe Geotechnik Graz* (Heft 37). Technische Universität Graz.
- Liu, C.-N., Ho, Y.-H. & Huang, J.-W. (2009). Large scale direct shear tests of soil / PET-yarn geogrid interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, 27, 19 - 30.
- Lopes, M. L. & Silvano, R. (2010). Soil/Geotextile Interface Behavior in Direct Shear and Pullout Movements. *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 791 - 804.
- Müller-Rochholz, J. (2005). *Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau*. München: Werner Verlag.

- ÖNORM EN ISO 10319 (2008). *Geokunststoffe - Zugversuch am breiten Streifen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNORM EN ISO 12957-1 (2005). *Geokunststoffe - Bestimmung der Reibungseigenschaften: Teil 1: Scherkastenversuch*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNORM EN ISO 12957-2 (2005). *Geokunststoffe - Bestimmung der Reibungseigenschaften: Teil 2: Schiefe Ebene Versuch*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNORM EN ISO 13738 (2005). *Geotextilien und geotextilverwandte Produkte: Bestimmung des Herausziehwiderstandes aus dem Boden*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNORM EN ISO 13934-1 (1999). *Textilien: Zugeigenschaften von textilen Flächengebilden, Teil 1: Bestimmung der Höchstzugkraft und Höchstzugkraft-Dehnung mit dem Streifen-Zugversuch*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNORM CEN ISO/TS 17892-5 (2005). *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben Teil 5: Oedometerversuch mit stufenweiser Belastung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNORM CEN ISO/TS 17892-10 (2005). *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben, Teil 10: Direkte Scherversuche*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- Pitanga, H. N., Gourc, J. P. & Vilar, O. M. (2009). Interface shear strength of geosynthetics: Evaluation and analysis of inclined plane tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 27, 434 - 446.
- Rüegger, R. & Hufenus, R. (2003). *Bauen mit Geokunststoffen*. Schweizer Verband für Geokunststoffe.
- RVS 8S.01.2 (1997). *BAUSTOFFE - Geotextilien im Unterbau*. Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen, Wien.
- Scharinger, F. (2007). A Multilaminate Model for Soil incorporating Small Strain Stiffness. In M. Dietzel, W. Schubert, H. F. Schweiger & S. Semprich (Hrsg.), *Gruppe Geotechnik Graz* (Heft 31). Technische Universität Graz.
- Stahl, M. & Konietzky, H. (2011). Discrete element simulation of ballast and gravel under special consideration of grain-shape, grain-size and relative density. *Granular Matter*, 13, 417 - 428.
- Zhang, J., Yasufuku, N. & Ochiai, H. (2007). A few considerations of pullout test characteristics of geogrid reinforced sand using DEM analysis. *Geosynthetics Engineering Journal*, 22, 103 - 110.

7.2 Tabellenverzeichnis

<i>Tabelle 1:</i> Parameter Geogitter	Seite 13
<i>Tabelle 2:</i> Parameter Boden.....	Seite 14
<i>Tabelle 3:</i> Dämpfungsparameter	Seite 14
<i>Tabelle 4:</i> Korngrößenverteilung des Bodens	Seite 19
<i>Tabelle 5:</i> Durchgeführte Versuchsnormalspannungen und Überlagerungshöhen ...	Seite 20
<i>Tabelle 6:</i> Dilatanzwinkel ohne Gitter	Seite 24
<i>Tabelle 7:</i> Dilatanz-, Reibungs- und Gesamtreibungswinkel ohne Gitter.....	Seite 24
<i>Tabelle 8:</i> Dilatanzwinkel mit Gitter.....	Seite 25
<i>Tabelle 9:</i> Dilatanz-, Reibungs- und Gesamtreibungswinkel mit Gitter.....	Seite 25
<i>Tabelle 10:</i> Reibungs- bzw. Verbundbeiwerte	Seite 25
<i>Tabelle 11:</i> Verwendetes Computersystem	Seite 32
<i>Tabelle 12:</i> Parametervariationen beim Zugversuch.....	Seite 36
<i>Tabelle 13:</i> Endgültiges Parameterset des Geogitters	Seite 36
<i>Tabelle 14:</i> Parametervariationen beim Biegeversuch.....	Seite 38
<i>Tabelle 15:</i> Zusammenfassung der Parametervariationen.....	Seite 38
<i>Tabelle 16:</i> Einfluss der Parametervariationen auf den Porenanteil n	Seite 43
<i>Tabelle 17:</i> Be- und Entlastungsstufen mit dazugehörigen Versuchs- geschwindigkeiten.....	Seite 47

7.3 Abbildungsverzeichnis

<i>Abbildung 1:</i> Kraft-Dehnungsverhalten von Geogittern	Seite 10
<i>Abbildung 2:</i> Interaktionsbeiwerte von Geogitter und Boden.....	Seite 12
<i>Abbildung 3:</i> Verwendetes Geogitter	Seite 17
<i>Abbildung 4:</i> Zugversuch nach EN ISO 10319.....	Seite 18
<i>Abbildung 5:</i> Biegeversuch.....	Seite 18
<i>Abbildung 6:</i> Verwendeter Boden	Seite 19
<i>Abbildung 7:</i> Scherkurven niedriger Normalspannungen mit und ohne Geogitter	Seite 21
<i>Abbildung 8:</i> Normal- und Scherspannungsdiagramm niedriger Normal- spannungen.....	Seite 21
<i>Abbildung 9:</i> Druckplattenhöhenänderung bei niedrigen Normalspannungen	Seite 22
<i>Abbildung 10:</i> Schrägstellung der Druckplatte beim Abscheren.....	Seite 22
<i>Abbildung 11:</i> Scherkurven hoher Normalspannungen mit und ohne Geogitter	Seite 23
<i>Abbildung 12:</i> Normal- und Scherspannungsdiagramm hoher Normal- spannungen.....	Seite 23
<i>Abbildung 13:</i> Großödometerversuch	Seite 26
<i>Abbildung 14:</i> Abmessungen des Geogitters im Grundriss und in der Seitenansicht	Seite 27
<i>Abbildung 15:</i> Gruppen zur Erstellung des Geogitters	Seite 28
<i>Abbildung 16:</i> Verdrehungswinkel der Bälle	Seite 29
<i>Abbildung 17:</i> Fertiges Gitter.....	Seite 30
<i>Abbildung 18:</i> Kieskornarten im Original und PFC.....	Seite 31
<i>Abbildung 19:</i> Iterationszyklus des Geogitters	Seite 33
<i>Abbildung 20:</i> Zugversuch an den Geogittern.....	Seite 35
<i>Abbildung 21:</i> Kraft-Dehnungsverhalten an den Geogittern.....	Seite 37
<i>Abbildung 22:</i> Biegeversuch an den Geogittern.....	Seite 39
<i>Abbildung 23:</i> Iterationszyklus des Bodens	Seite 39
<i>Abbildung 24:</i> Variation der Dämpfungsparameter	Seite 42
<i>Abbildung 25:</i> Gleichgewichtsanalyse mit Bällen	Seite 44
<i>Abbildung 26:</i> Auffüllen des Ödometerversuches in Seitenansicht und Grundriss	Seite 46
<i>Abbildung 27:</i> Vorbereitung des Ödometerversuches in Seitenansicht.....	Seite 46
<i>Abbildung 28:</i> Endergebnis des Ödometerversuches in Seitenansicht	Seite 48
<i>Abbildung 29:</i> Endergebnis des Ödometerversuches in 3D	Seite 48
<i>Abbildung 30:</i> σ - ε Diagramm der Ödometerversuche	Seite 49
<i>Abbildung 31:</i> σ -E Diagramm der Ödometerversuche	Seite 50
<i>Abbildung 32:</i> Ablaufschritte eines Aufschüttversuches.....	Seite 51

<i>Abbildung 33:</i> Auswertung eines Aufschüttversuches.....	Seite 52
<i>Abbildung 34:</i> Füllen eines Schüttzylinders	Seite 52
<i>Abbildung 35:</i> Anheben eines Schüttzylinders	Seite 53
<i>Abbildung 36:</i> Auswertung eines Schüttzylinderversuches	Seite 53
<i>Abbildung 37:</i> Schüttwinkel der Schüttversuche	Seite 54
<i>Abbildung 38:</i> Endergebnis eines Aufschüttversuches verglichen mit dem.....	
Laborversuch.....	Seite 54
<i>Abbildung 39:</i> Ablaufschritte der Scherversuche	Seite 55
<i>Abbildung 40:</i> Endergebnis eines Scherversuches.....	Seite 56
<i>Abbildung 41:</i> τ -s Diagramm niedriger Normalspannungen	Seite 56
<i>Abbildung 42:</i> h-s Diagramm niedriger Normalspannungen.....	Seite 57
<i>Abbildung 43:</i> τ -, σ -, mcf-, muf-s Diagramm mit 40 kN/m ² Normalspannung.....	Seite 58
<i>Abbildung 44:</i> τ -, σ -, mcf-, muf-s Diagramm hoher Normalspannung.....	Seite 59
<i>Abbildung 45:</i> Iterationszyklus von Geogitter und Boden.....	Seite 60
<i>Abbildung 46:</i> Ablaufschritte vom Aufschüttversuch mit Geogitter und Boden	Seite 60
<i>Abbildung 47:</i> Aufschütten des Schütthaufens mit Geogitter und Boden	Seite 61
<i>Abbildung 48:</i> Auswertung vom Aufschüttversuch mit Geogitter und Boden.....	Seite 61
<i>Abbildung 49:</i> Ergebnisse der Aufschüttversuche mit Geogitter und Boden	Seite 62
<i>Abbildung 50:</i> 3D Ansicht vom Aufschüttversuch mit Geogitter und Boden	Seite 62
<i>Abbildung 51:</i> Ablaufschritte des Scherversuches mit Geogitter und Boden	Seite 63
<i>Abbildung 52:</i> Endergebnis des Scherversuches mit Geogitter und Boden	Seite 63
<i>Abbildung 53:</i> τ -s Diagramm mit Geogitter und Boden.....	Seite 64
<i>Abbildung 54:</i> h-s Diagramm niedriger Normalspannungen.....	Seite 65
<i>Abbildung 55:</i> τ -s Diagramm mit Geogitter und Boden.....	Seite 65
<i>Abbildung 56:</i> 3D Ansicht des Scherversuches mit Geogitter und Boden	Seite 66

7.4 Gleichungsverzeichnis

<i>Gleichung 1</i> : Berechnung der Überlagerungshöhen	Seite 20
<i>Gleichung 2</i> : Berechnung des Dilatanzwinkels	Seite 24
<i>Gleichung 3</i> : Berechnung des Reibungsverhältnisses	Seite 25
<i>Gleichung 4</i> : Berechnung mittels Ballkoordinaten.....	Seite 29
<i>Gleichung 5</i> : Berechnung der Rohdichte	Seite 34

8 Anhang

8.1 Versuchsübersicht

Nr.	Material	Versuch	Alle Kontakte	Aktive Kontakte	Parallelbindungen	Partikel	Bälle	Clumps	umax [mm]	muf [N]	tcrit	T [d:h:m]
01	G _{det}	Eigengewichtsv.	1740	1428	1419	1206	1206	0	0.781	2.57E-07	3.59E-07	00:00:05
02	G _{std}	Eigengewichtsv.	498	474	240	234	234	0	0.781	3.72E-14	7.06E-07	00:00:01
03	G _{det}	Zugversuch	3980	3380	3380	2900	2900	0	8.676	4.99E-02	3.19E-07	00:00:05
04	G _{std}	Zugversuch	240	240	240	234	234	0	4.338	5.32E-02	3.93E-07	00:00:01
05	G _{det}	Biegeversuch	6473	5513	5513	4706	4706	0	160.000	8.88E-07	3.70E-07	00:07:45
06	G _{std}	Biegeversuch	264	240	240	234	234	0	4.500	5.36E-08	3.93E-07	00:00:05
07	B	Ödometer. Std.	55287	5482	0	24397	0	1908	10.400	2.79E+01	1.52E-08	10:00:00
08	B	Ödometer. G=2E10	52200	5024	0	24099	0	1884	11.080	8.26E+00	1.14E-08	10:00:00
09	B	Aufschüttv. $\mu=0.6$	22684	2530	0	12790	0	1000	200.000	5.70E-02	3.56E-06	00:12:00
10	B	Aufschüttv. $\mu=0.8$	21443	2296	0	12790	0	1000	200.000	5.29E-02	3.56E-06	00:12:00
11	B	Aufschüttv. $\mu=1.0$	20784	2052	0	12790	0	1000	200.000	2.05E-02	2.94E-06	00:12:00
12	B	Schüttzylinderv. $\mu=0.6$	20631	2496	0	12790	0	1000	200.000	4.03E-02	3.56E-06	01:00:00
13	B	Schüttzylinderv. $\mu=0.8$	21410	2618	0	12790	0	1000	200.000	5.52E-02	3.32E-06	01:00:00
14	B	Schüttzylinderv. $\mu=1.0$	19478	2262	0	12007	0	939	200.000	7.24E-02	3.79E-06	01:00:00
15	B	Scherv. $\sigma_1=10$ kN/m ²	134908	12029	0	65067	0	5087	30.000	4.50E-01	1.50E-06	20:00:00
16	B	Scherv. $\sigma_1=20$ kN/m ²	138083	11400	0	65067	0	5087	30.000	5.98E-01	1.28E-06	25:00:00
17	B	Scherv. $\sigma_1=40$ kN/m ²	134460	12634	0	65067	0	5087	30.000	6.86E-02	7.60E-07	28:00:00
18	B	Scherv. $\sigma_1=100$ kN/m ²	137702	12040	0	65067	0	5087	30.000	1.76E+00	9.89E-07	30:00:00
19	B&G _{det}	Aufschüttv. $\mu_G=0.5$	38226	23648	20250	33004	17352	1224	200.000	1.93E-04	1.53E-07	27:00:00
20	B&G _{det}	Aufschüttv. $\mu_G=0.75$	38280	23534	20250	33184	17352	1238	200.000	4.43E-04	1.55E-07	28:00:00
21	B&G _{det}	Aufschüttv. $\mu_G=1.0$	29249	16815	13648	24799	13149	911	200.000	1.83E-05	1.56E-07	29:00:00
22	B&G _{std}	Aufschüttv. $\mu_G=0.5$	23550	7371	4158	20806	4023	1312	200.000	1.66E-03	4.24E-07	18:00:00
23	B&G _{std}	Aufschüttv. $\mu_G=1.0$	30653	8804	4158	25054	4023	1644	200.000	5.28E-04	4.29E-07	19:00:00
24	B&G _{det}	Scherv. $\mu_G=0.5$	78732	25452	11731	73803	10142	4977	15.000	5.25E-03	1.54E-07	90:00:00
25	B&G _{std}	Scherv. $\mu_G=0.5$	61050	14975	2450	66448	2373	5010	15.000	2.94E-02	4.35E-07	45:00:00
26	B&G _{std}	Scherv. $\mu_G=0.25$	61196	14452	2450	66448	2373	5010	11.400	3.68E-02	3.63E-07	45:00:00