

Beitrag zum Interaktionsverhalten von Geokunststoff und Lockergestein

Von der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau
der Technischen Universität Bergakademie Freiberg

genehmigte

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor Ingenieur
(Dr.-Ing.)

vorgelegt

von **Dipl.-Ing. Taner AYDOĞMUŞ**
geboren am 24. Juni 1974 in Wuppertal

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. H. Klapperich, Freiberg
Univ.-Prof. Dr. E. Güler, Istanbul, Türkei
PD Dr.-Ing. habil. P.A. von Wolffersdorff, Dresden

Tag der Verleihung: 08. Dezember 2006

Vorwort

Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag zum besseren Verständnis des Interaktionsverhaltens von Geokunststoff und Lockergestein liefern. Sie ist während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau an der Technischen Universität Bergakademie Freiberg entstanden.

Besonders herzlich danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. HERBERT KLAPPERICH, der das Thema angeregt, ein optimales Arbeitsumfeld geschaffen und in jeder Phase die Arbeit begleitet und gefördert hat. Sein Verständnis und die intensive Betreuung haben entscheidend zum Erfolg beigetragen.

Herrn Univ.-Prof. Dr. EROL GÜLER (Boğaziçi Universität, Istanbul, Türkei) und Herrn Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. PETER-ANDREAS VON WOLFFERSDORFF (Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft mbH) danke ich vielmals für die Übernahme des Korreferats und die Hinweise in der Fertigungsphase der Dissertation.

Mein Dank gilt weiterhin Herrn Dr.-Ing. DIMITER ALEXIEW (Huesker Synthetic GmbH) für die fruchtbaren Diskussionen.

Allen Kollegen am Institut für Geotechnik möchte ich für das außerordentlich angenehme und fruchtbare Arbeitsklima danken. Besonders bei Herrn Dr.-Ing. NANDOR TAMÁSKOVICS für die zahlreichen anregenden Diskussionen bei der Errichtung und dem Betrieb des Versuchsstands und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. HEINZ KONIETZKY für die wertvollen Hinweise und fachlichen Diskussionen bei der numerischen Simulation. Ferner danke ich Frau DOROTHEE HEIDRICH, die durch ihre Unterstützung zum Entstehen der Arbeit beigetragen hat.

Ein sehr herzlicher Dank gilt meinen Eltern, BEKIR und HAMIDE, sowie meinen Geschwistern, FATMA und VOLKAN, die alle auf ihre Weise zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Vielen Dank auch an alle, die ich hier nicht namentlich erwähnen konnte, damit die Danksagung nicht länger wird als die gesamte Arbeit.

Taner AYDOGMUS

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit behandelt das Interaktionsverhalten von Geokunststoff und Lockergestein. Eine umfangreiche Literaturstudie über den aktuellen Stand des Wissens zum Themenkomplex "Bewehrung und Verstärkung des Lockergesteins mit Geokunststoffen" weist auf die Notwendigkeit einer exakten Ermittlung der Reibungseigenschaften in den Schichtgrenzen zwischen Geokunststoffen und Lockergesteinen hin. Ferner offenbart sie ein Informationsdefizit in Bezug auf die Verbundwirkung von geogitterbewehrten und geringtragfähigen bindigen Boden.

Im Rahmen dieser Arbeit wird zunächst das vom Verfasser entwickelte Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät vorgestellt, mit dem alle zur Standsicherheit eines geokunststoffbewehrten Erdkörpers benötigten Verbundparameter, unter mechanisch klar definierten kinematischen und kinetischen Randbedingungen, ermittelt werden können.

In einer umfangreichen Serie von Einzelversuchen wurde das Verbundverhalten zwischen praxisrelevanten Geokunststofflagen und Lockergesteinsschichten in Scher-, Reibungs- und Herausziehversuchen untersucht. Einen Schwerpunkt der experimentellen Arbeit stellt die Untersuchung von Einflussfaktoren der Versuchsrandbedingungen auf die Messergebnisse mit dem Ziel dar, Gerätekonfigurationen für die Materialprüfung mit mechanisch klar definierten Randbedingungen zu erarbeiten. Einen weiteren Schwerpunkt bildet die praxisrelevante Fragestellung, inwieweit sekundäre Verbesserungen der bodenmechanischen Eigenschaften von geringtragfähigen bindigen Böden zur Erhöhung des Verbundverhaltens beitragen können.

Abschließend wurde eine Reihe von numerischen Simulationen mit dem Programmsystem FLAC 3D zur Untermauerung der experimentellen Untersuchungsergebnisse durchgeführt. Hierbei lag der Schwerpunkt der Parameterstudie, neben der Bestimmung der versuchsspezifischen und gerätetechnischen Effekte, in der Ausarbeitung wesentlicher Parameter, die sich auf das Herausziehverhalten von Geogittern bei einer Einbettung in nichtbindigen Lockergesteinen auswirken. Aus den vorgestellten Ergebnissen resultiert die Empfehlung einer Gerätekonfiguration zur Bestimmung der Verbundparameter unter mechanisch klar definierten Randbedingungen und die Grundlagen für die zukünftige Nutzung geringtragfähiger bindiger Lockergesteine als vollwertige Füllböden in geokunststoffbewehrten Konstruktionen werden gelegt.

Abstract

The present work deals with the interaction behaviour of geosynthetic and soil. An extensive literature study of the current state of the art to the theme “Reinforcement and strengthening of soil with geosynthetics” points out the necessity for an exact determination of the frictional properties within the interfaces between geosynthetics and soils. Furthermore it reveals an information shortage regarding the interaction behaviour of geosynthetic and cohesive soil with low bearing capacity.

Within the frame of this work, a newly developed device, called “Geosynthetics-Soil-Interaction-Testing-Device” is introduced first, which has been invented and developed by the author. This device can be used for determination of all required parameters for the stability analysis of geosynthetic constructions at mechanically correct kinematic and kinetic boundary conditions.

The interaction behaviour between commonly used geosynthetics and soils are examined in an extensive series of shear and pullout tests. In order to develop device configurations with mechanically correct kinematic and kinetic boundary conditions, the experimental work emphasizes the investigation of influence factors from the test boundary conditions on the test results. Furthermore, the practice-relevant question is discussed, to what extent a secondary improvement of the soil-mechanical characteristics of cohesive soils with low bearing capacity can contribute to the enhancement of the interaction performance.

Finally, a series of numerical simulations with the program system FLAC 3D is carried out in order to support the results of the experimental investigations. In a parameter sensitivity analysis, the test-specific and device-specific effects are studied and substantial parameters influencing the pullout behaviour of geosynthetics embedded in non-cohesive soils are elaborated.

From the presented results a recommendation of a suitable device configuration regarding mechanically correct boundary conditions for the determination of the interaction parameters is given. Furthermore, fundamental recommendations for a future use of cohesive soils with low bearing capacity are proposed as adequate fill material in soil-geosynthetic-compound-systems.

Özet

Bu çalışmada, geosentetikler ve zeminler arasındaki etkileşim davranışları sunulmaktadır. “Zeminlerin geosentetiklerle donatılabilmesi ve güçlendirilmesi” başlığı altında yapılan oldukça geniş literatür taramasında, geosentetik ve zemin arayüzlerindeki sürtünmesel etkilerin tanımlanmasının gerekliliği üzerinde durulmuştur. Yapılan literatür taramasında ayrıca, düşük taşıma kapasitesine sahip kohezyonlu zeminler ve geosentetiklerin etkileşim davranışına dair bilgilerin oldukça az olduğu belirlenmiştir.

Bu çalışma kapsamında ilk olarak, yazar tarafından geliştirilen “Geosentetik - Zemin Etkileşimi Deney Cihazı” tanıtılmıştır. Bu cihaz, geosentetik yapıların mekanik kurallara uygun kinematik ve kinetik sınır koşullarında yapılan stabilite analizleri için gerekli tüm parametrelerin belirlenmesinde kullanılabilir.

Geosentetikler ve zeminler arasındaki etkileşim davranışının belirlenmesinde çok sayıda kesme ve çekme deneyleri yapılmıştır. Mekanik kurallara uygun kinematik ve kinetik sınır koşullarında cihaz düzeneğini oluşturmak için, sınır koşullarını etkileyen faktörler deneysel çalışmalarda elde edilmiştir. Aynı zamanda pratiğe yönelik olarak, düşük taşıma kapasitesine sahip kohezyonlu zeminlerin mekanik karakteristiklerindeki iyileşmelerin zemin geosentetik etkileşim performansını artırdığını gösteren uygulamalardan bahsedilmiştir.

Son olarak, elde edilen deneysel verileri desteklemek amacıyla FLAC 3D programı ile bir takım sayısal analizler yapılmıştır. Parametre hassaslık analizinde, deneye ait ve cihaza ait özellikler ile kohezyonsuz zeminlere yerleştirilen geosentetiklerin çekme davranışını etkileyen önemli parametreler ayrıntılıca irdelenmiştir.

Deneysel ve sayısal analizlerin ardından, etkileşim parametrelerinin belirlenmesi için, mekanik kurallara uygun sınır koşullarında cihaz için en optimum şekilde bir yerleşim düzeni önerilmiştir. Ayrıca, düşük taşıma kapasitesine sahip kohezyonlu zeminlerin gelecekte zemin geosentetik kompozit sistemlerinde iyi bir dolgu malzemesi olarak kullanılabilirliği ile ilgili bir takım önerilerde de bulunulmuştur.

Resumen

El presente trabajo analiza el comportamiento interactivo de los materiales geosintéticos y suelos. Un estudio extenso de literatura actual avanzada en el tema “Refuerzo y estabilización de suelos con geosintéticos” enfatiza la necesidad de la determinación exacta de las propiedades de fricción dentro de las interfaces entre los materiales geosintéticos y suelos. El estudio también revela la falta de información con respecto al comportamiento interactivo de geosintéticos y suelos cohesivos con baja capacidad de soporte.

La primera parte de este trabajo describe un dispositivo, recientemente desarrollado, llamado “Dispositivo de prueba de interacción de geosintéticos y suelos”, el cual ha sido inventado y desarrollado por el autor. Este dispositivo puede ser usado para la determinación de todos los parámetros requeridos en el análisis de estabilidad de construcciones geosintéticas en condiciones cinemáticas y cinéticas de frontera mecánicamente correctas.

El comportamiento interactivo entre los materiales geosintéticos más comúnmente usados y suelos es analizado mediante en una serie extensa de pruebas de esquiroleo y retiro. Para desarrollar las configuraciones del dispositivo en condiciones cinemáticas y cinéticas de frontera mecánicamente correctas, el trabajo experimental enfatiza la investigación de los factores de influencia de la prueba en condiciones de frontera en los resultados de la prueba. Además la siguiente pregunta de relevancia práctica es discutida: Hasta qué punto el mejoramiento secundario de las características de mecánica de suelos cohesivos con baja capacidad de soporte puede contribuir al crecimiento del funcionamiento de la interacción?

Finalmente, se realiza una serie de simulaciones numéricas con el programa FLAC 3D a fin de apoyar los resultados experimentales. El análisis de sensibilidad estudia tanto los efectos específicos de prueba como los efectos específicos del dispositivo y determina importantes parámetros de influencia en el comportamiento de retiro de geosintéticos en suelos no cohesivos.

En base a los resultados obtenidos se recomienda el uso de un dispositivo de configuración apropiado en relación a las condiciones mecánicas de frontera para la determinación de los parámetros de interacción. Además, recomendaciones importantes para el uso de suelos cohesivos con baja capacidad de soporte son propuestas como materiales de relleno adecuados en sistemas compuestos de suelos geosintéticos.

MEINEN ELTERN

Inhaltsverzeichnis

KURZFASSUNG	II
ABSTRACT	III
ÖZET	IV
RESUMEN	V
1 EINFÜHRUNG, PROBLEMSTELLUNG UND ZIELE.....	1
1.1 EINLEITUNG	1
1.2 PROBLEMSTELLUNG	3
1.3 ZIELSETZUNG DER ARBEIT	5
1.4 LÖSUNGSWEG UND AUFBAU DER ARBEIT	7
2 ÜBERSICHT	10
2.1 ALLGEMEINES	10
2.2 BEWEHRUNG UND VERSTÄRKUNG DES BODENS MIT GEOKUNSTSTOFFEN	10
2.2.1 Historischer Rückblick	10
2.2.2 Neuzeitliche Entwicklungen.....	11
2.3 ALLGEMEINER ÜBERBLICK ÜBER GEOKUNSTSTOFFE	12
2.3.1 Aufgaben und Funktionen	15
2.3.2 Anwendungsgebiete.....	16
2.4 GEOKUNSTSTOFFE ALS BEWEHRUNG	17
2.4.1 Grundprinzip der Geokunststoffbewehrung.....	17
2.4.2 Membranwirkung.....	20
2.4.3 Anforderungen an Geokunststoffe mit Bewehrungsaufgaben	22
2.5 VERBUND ZWISCHEN GEOKUNSTSTOFF UND LOCKERGESTEIN	24
2.6 NORMATIVE PRÜFVERFAHREN ZUR BESTIMMUNG DES INTERAKTIONSVERHALTENS	26
2.6.1 Scherkastenversuch.....	27
2.6.2 Herausziehversuch.....	32
2.7 THEORETISCHE BETRACHTUNGEN ZUM VERBUNDVERHALTEN EINES ZUGBEANSPRUCHTEN GEOKUNSTSTOFFS	35

2.7.1	Analytische Untersuchungen	35
2.7.2	Numerische Untersuchungen	40
2.8	BINDIGE LOCKERGESTEINE ALS FÜLLMATERIALIEN	45
2.8.1	Ökonomische und ökologische Aspekte	45
2.8.2	Technische Aspekte	47
2.9	SCHLUSSFOLGERUNGEN FÜR EIGENE UNTERSUCHUNGEN	48
3	ENTWICKLUNG UND KONSTRUKTION EINER MULTIFUNKTIONALEN VERSUCHSEINRICHTUNG – IPG	51
3.1	EINLEITUNG.....	51
3.2	GEOSYNTHETIK-BODEN-INTERAKTIONSPRÜFGERÄT (IPG).....	52
3.2.1	Allgemeines	52
3.2.2	Konzeption der Versuchseinrichtung	52
3.2.3	Technische Daten	55
3.2.4	Messtechnik	56
3.2.5	Steuerung und Software	56
3.3	NEUE KONSTRUKTIONSELEMENTE	57
3.3.1	Lagerung des oberen Rahmens	57
3.3.2	Auflastvorrichtung und Normalkraftkompensation	61
3.3.3	Messung an der oberen freien Probenoberfläche	62
3.3.4	Schubwiderlager und Be-/Entwässerung.....	63
3.3.5	Einspannvorrichtung	64
3.3.6	Sonstiges	72
4	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN ZUM INTERAKTIONSPROZESS ZWISCHEN GEOKUNSTSTOFF UND LOCKERGESTEIN.....	74
4.1	ALLGEMEINES.....	74
4.2	VERSUCHSMATERIALIEN.....	74
4.2.1	Versuchsböden.....	74
4.2.2	Geokunststoffe.....	78
4.2.3	Bindemittel	79
4.3	KURZBESCHREIBUNG DES VERSUCHSPROGRAMMS	79
4.3.1	Versuchsreihe VR-I – Nichtbindiger Boden	80
4.3.2	Versuchsreihe VR-II – Bindiger Boden	81
4.4	VERSUCHSRANDBEDINGUNGEN UND VERSUCHSDURCHFÜHRUNG.....	83
4.4.1	Allgemeines	83
4.4.2	Genereller Versuchsaufbau, -vorbereitung und -durchführung	84

4.5	AUSWERTUNG.....	86
5	ERGEBNISSE DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN AN NICHTBINDIGEM LOCKERGESTEIN – VERSUCHSREIHE VR-I.....	88
5.1	ALLGEMEINES	88
5.2	VERGLEICHBARKEIT VON DATEN AUS UNTERSCHIEDLICHEN QUELLEN	88
5.3	ZUVERLÄSSIGKEIT UND REPRODUZIERBARKEIT DER MESSERGEBNISSE.....	90
5.4	EINFLUSS DER RAHMENLAGERUNG.....	90
5.4.1	Kräfte am oberen Rahmen	91
5.4.2	SV – Scherversuche.....	97
5.4.3	RV – Reibungsversuche.....	107
5.4.4	PV – Pullout-Versuche	111
5.5	ZUSAMMENFASSUNG	114
6	ERGEBNISSE DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN AN BINDIGEM LOCKERGESTEIN – VERSUCHSREIHE VR-II.....	117
6.1	ALLGEMEINES	117
6.2	EINFÜHRUNG	117
6.3	BAUGRUNDVERBESSERUNGSMAßNAHMEN – BODENSTABILISIERUNG UND GEOGITTERBEWEHRUNG	118
6.4	MECHANISCHE EIGENSCHAFTEN DES BODEN-BINDEMittel-GEMISCHES.....	119
6.4.1	Wirkung des Bindemittels.....	120
6.4.2	Gegenstand und Zweck der Untersuchung des Boden-Bindemittel-Gemisches	121
6.4.3	Probenvorbereitung.....	122
6.4.4	Einfluss des Zementgehalts auf die Verdichtung des bindigen Bodens	122
6.4.5	Einaxiale Druckfestigkeit von zylinderförmigen Boden-Zement-Probenkörpern	123
6.4.6	Scherfestigkeit des zementverfestigten kohäsiven Bodens	124
6.4.7	Ermittlung des geeigneten Bindemittelgehalts	126
6.5	ERGEBNISSE UND AUSWERTUNGEN DER INTERAKTIONSVERSUCHE – HAUPTVERSUCHE.....	126
6.5.1	Probenvorbereitung und Versuchsdurchführung	127
6.5.2	Scher- und Reibungsversuche	127
6.5.3	Pullout-Versuche	132
6.6	VERGLEICHSVersUCHE	136
6.6.1	Scher- und Reibungsversuche.....	136

6.6.2	Pullout-Versuche.....	137
6.7	ZUSAMMENFASSUNG.....	140
7	NUMERISCHE MODELLIERUNG DES HERAUSZIEHVERHALTENS VON GEOGITTERN MIT FLAC 3D.....	142
7.1	ALLGEMEINES.....	142
7.2	NUMERISCHE BERECHNUNGSVERFAHREN	142
7.3	THEORETISCHE GRUNDLAGEN.....	143
7.3.1	Grundlagen des Strukturelementes "GEOGRID".....	145
7.4	NUMERISCHE SIMULATION VON HERAUSZIEHVERSUCHEN – PARAMETERSTUDIE MIT DEM STRUKTURELEMENT GEOGRID	149
7.4.1	Verwendetes Stoffgesetz des Lockergesteins.....	149
7.4.2	Berechnungsserien.....	152
7.4.3	Materialkennwerte, Modellbildung und Berechnungsablauf	153
7.5	ERGEBNISSE UND DEREN DISKUSSION	158
7.5.1	Berechnungsreihe <i>BI</i> – Verifikation des Simulationsmodells.....	158
7.5.2	Berechnungsreihe <i>BII</i> – Geogitterparameter	162
7.5.3	Berechnungsreihe <i>BIII</i> – Geometrie und Randbedingungen	166
7.6	ZUSAMMENFASSUNG.....	170
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	172
8.1	ZUSAMMENFASSUNG UND BEWERTUNG.....	172
8.2	AUSBLICK.....	177
9	LITERATURVERZEICHNIS	179
9.1	NORMEN UND ANDERE VORSCHRIFTEN	179
9.2	LITERATUR.....	181
10	ABKÜRZUNGS- UND SYMBOLVERZEICHNIS	193
10.1	ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS.....	193
10.2	GROÙE LATEINISCHE BUCHSTABEN	196
10.3	KLEINE LATEINISCHE BUCHSTABEN	198
10.4	GROÙE GRIECHISCHE BUCHSTABEN	200
10.5	KLEINE GRIECHISCHE BUCHSTABEN	200
10.6	INDIZES.....	202

Anhangsverzeichnis

A	MANOMETER-KONTROLLMESSUNGEN AN DER PNEUMATISCHEN AUFLASTVORRICHTUNG.....	A.1
B	VERSUCHSERGEBNISSE	B.1
B.1	VERSUCHSREIHE VR-IB.....	B.1
B.1.1	SV – Scherversuche.....	B.1
B.1.2	RV – Reibungsversuche.....	B.4
B.1.3	PV – Pullout-Versuche	B.7
B.2	VERSUCHSREIHE VR-IIA.....	B.9
B.2.1	SV – Scherversuche.....	B.9
B.2.2	RV – Reibungsversuche.....	B.12
B.2.3	PV – Pullout-Versuche	B.15
B.3	VERSUCHSREIHE VR-IIb.....	B.18
B.3.1	SV – Scherversuche.....	B.18
B.3.2	RV – Reibungsversuche.....	B.19
B.3.3	PV – Pullout-Versuche	B.20
C	NUMERISCHE BERECHUNGSSERIEN.....	C.1
C.1	BERECHUNGSSERIE <i>BI</i>	C.1
C.2	BERECHUNGSSERIE <i>BII</i>	C.2
C.3	BERECHUNGSSERIE <i>BIII</i>	C.3
D	VERSUCHSVARIANTEN IM DETAIL	D.1

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Beispiele für geokunststoffbewehrte Erdkörper (KBE-Konstruktionen)	2
Abbildung 1.2:	Scher-, Reibungs- und Herausziehwiderstände für die Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1) am Beispiel einer geokunststoffbewehrten Stützkonstruktion	3
Abbildung 2.1:	Zikkurrat, das gewaltigste Bauwerk der Ziegelarchitektur [27]	11
Abbildung 2.2:	Geokunststoffeinteilung und Abkürzungen gemäß DIN EN ISO 10318 [N15]	13
Abbildung 2.3:	Typische Kraft-Dehnungs-Kurven gebräuchlicher Fasern [56]	14
Abbildung 2.4:	Geokunststoff-Funktionen [N15]	15
Abbildung 2.5:	Spannungen und Verzerrungen in einem unbewehrten a) und bewehrten b) Bodenelement	17
Abbildung 2.6:	Kräftegleichgewicht am unbewehrten Bodenelement	18
Abbildung 2.7:	Kräftegleichgewicht am bewehrten Bodenelement	20
Abbildung 2.8:	Membranwirkung von Geokunststoffen bei ausgewählten Anwendungsgebieten	21
Abbildung 2.9:	Dehnungs-Verträglichkeits-Diagramm für den Gleichgewichtszustand im bewehrten Boden (JEWELL [58], [59]; JONES [60])	23
Abbildung 2.10:	Schematischer Aufbau von Prüfverfahren zur Bestimmung des Interaktionsverhaltens	26
Abbildung 2.11:	Scherdiagramme mit MOHR'schen Spannungskreisen für nichtbindige Böden (EAU [N18])	29
Abbildung 2.12:	Winkel der Gesamtscherfestigkeit für einen bindigen Boden [107]	32
Abbildung 2.13:	Photoelastische Visualisierung der Spannungsakkumulation an den Geogitterknoten während des Herausziehversuchs (MILLIGAN et al. [93])	35
Abbildung 2.14:	Stützkonstruktion aus geokunststoffbewehrter Erde	36
Abbildung 2.15:	Gleichgewicht am infinitesimalen Element im Lastübertragungsbereich	37
Abbildung 2.16:	Spannungs-Verschiebungs-Beziehungen	39

Abbildung 2.17:	Numerische Modellierung des Boden-Geokunststoff-Verbundsystems (KONIETZKY [77])	41
Abbildung 2.18:	Ergebnisse der numerischen Simulation eines Herausziehversuchs mit dem Programmsystem PFC 2D (AYDOGMUS et al. [16]).....	43
Abbildung 2.19:	Ergebnisse der numerischen Simulation eines Herausziehversuchs mit dem Programmsystem PFC 3D (KONIETZKY [78])	43
Abbildung 2.20:	Einfluss des Abstands u der ersten Bewehrungslage n_1 zu der Aufstandsebene des Fundamentes einer Windenergieanlage (AYDOGMUS et al. [18]).....	44
Abbildung 3.1:	Schematische Darstellung des Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgeräts (IPG) des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg	52
Abbildung 3.2:	Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät (IPG) des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg.....	54
Abbildung 3.3:	Schematische Darstellung der Basis-Versuchsarten des IPG	55
Abbildung 3.4:	Querschnitt durch den oberen (vertikal gelagerten) und unteren (horizontal verschiebbaren) Scherrahmen des IPG (hier: Reaktionsrahmen und Auflastvorrichtung nicht eingezeichnet):.....	59
Abbildung 3.5:	Symbolische Darstellung der Lagerungsmöglichkeiten des oberen Scherrahmens des IPG	60
Abbildung 3.6:	Schematische Darstellung der Auflastvorrichtung sowie der Komponenten für die Normalkraftregelung und der Messung der Höhenänderung/Verkipfung der Probenoberfläche.....	62
Abbildung 3.7:	Verschiedene Einspannsysteme für die Zugprüfung von Geotextilien und Geogitter (MYLES/CARSWELL [98], DIN EN ISO 10319 [N12]).....	65
Abbildung 3.8:	Einspannklemmstation mit aufgesetzter mechanischen Einspannklemme.....	67
Abbildung 3.9:	Schematische Darstellung der Spannrolle	70
Abbildung 3.10:	Schematische Darstellung der Keilklemme	71
Abbildung 3.11:	Schematische Darstellung der Funktion des Normalspannungswiderladers	73
Abbildung 4.1:	Körnungslinien und Körnungsband der nichtbindigen Böden.....	76
Abbildung 4.2:	Körnungslinien und Körnungsband der bindigen Böden.....	77
Abbildung 4.3:	Gebräuchliche Geogitter-Arten [107]	78

Abbildung 4.4:	Schematische Beispiele für Scherverschiebungslinien von Böden	86
Abbildung 5.1:	Ergebnisse von Ringanalysen für den Reibungsversuch zwischen Sand ($D \cong 0,6$) und Vlies unter vergleichbaren Bedingungen [113]	89
Abbildung 5.2:	Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse	90
Abbildung 5.3:	Kräfte am oberen Teilsystem im Gerätemodus "fest" bei vertikaler Belastung und Scherbeanspruchung (nach STOEWAHSE [112]).....	92
Abbildung 5.4:	Kräfte am oberen Teilsystem im Gerätemodus "schwebend" bei vertikaler Belastung und Scherbeanspruchung (nach STOEWAHSE [112])	94
Abbildung 5.5:	Kräfte am oberen Teilsystem im Gerätemodus "federgelagert" bei vertikaler Belastung und Scherbeanspruchung (erweitert nach STOEWAHSE [112]).....	96
Abbildung 5.6:	Einfluss der Rahmenlagerung – Scherspannungen und Scherparameter – [SV; CEN 0/2]	98
Abbildung 5.7:	Scherparameter-Weg-Diagramm – [SV; CEN 0/2]	98
Abbildung 5.8:	Normierte Scherspannung von CEN-Normsand in Abhängigkeit von der Rahmenlagerung – [SV; CEN 0/2].....	100
Abbildung 5.9:	Höhenänderungs-Weg-Diagramm des Lockergesteins in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2].....	101
Abbildung 5.10:	Höhenänderung des Bodens an der Probenoberfläche auf der Druckseite und der Zugseite in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2]	102
Abbildung 5.11:	Rahmenhöhenänderungs-Weg-Diagramm in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2].....	103
Abbildung 5.12:	Verkippung der Oberfläche des Lockergesteins in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2].....	104
Abbildung 5.13:	Einfluss der Rahmenlagerung – Scherspannungen und Scherparameter – [SV; KS 0/8]	105
Abbildung 5.14:	Scherparameter-Weg-Diagramm – [SV; KS 0/8].....	105
Abbildung 5.15:	Einfluss der Rahmenlagerung – Scherspannungen und Scherparameter – [SV; KS 0/32]	106
Abbildung 5.16:	Scherparameter-Weg-Diagramm – [SV; KS 0/32].....	106
Abbildung 5.17:	Schergeraden und Scherparameter des GSY-LG Verbundsystems in Abhängigkeit von der Gerätekonfiguration – [RV; <GG>; KS 0/8]	108

Abbildung 5.18:	Scherparameter-Weg-Diagramme der Versuchsserie [RV; <GG>; KS 0/8].....	109
Abbildung 5.19:	Einfluss der Rahmenlagerung – Herauszieh Widerstand und Scherparameter [PV; G.we.750; KS 0/8]	112
Abbildung 5.20:	Scherparameter-Weg-Diagramm – [PV; G.we.750; KS 0/8].....	112
Abbildung 5.21:	Einfluss der Rahmenlagerung – Herauszieh Widerstand und Scherparameter [PV; G.ex.120; KS 0/8]	113
Abbildung 5.22:	Scherparameter-Weg-Diagramm – [PV; G.ex.120; KS 0/8].....	113
Abbildung 6.1:	Zusammenhang zwischen dem Höchstwert der einaxialen Druckspannung q_u , der Zementmenge und der Abbindezeit	123
Abbildung 6.2:	Ermittlung des erforderlichen Bindemittelgehalts und der dazugehörigen Trockendichte.....	124
Abbildung 6.3:	Scherfestigkeit des zementverfestigten kohäsiven Bodens	125
Abbildung 6.4:	Scherspannungs-Weg-Diagramme.....	128
Abbildung 6.5:	Höhenänderungs-Scherweg-Diagramme	129
Abbildung 6.6:	Schergeraden des geogitterbewehrten und bindemittelstabilisierten bzw. unvergüteten kohäsiven Bodens	130
Abbildung 6.7:	Verbundbeiwerte bei Höchstscherspannungen	131
Abbildung 6.8:	Herausziehungskraft-Herausziehungsweg-Diagramm ($\sigma' = 200$ [kN/m ²])	133
Abbildung 6.9:	Höhenänderungs-Herausziehungsweg-Diagramm ($\sigma' = 200$ [kN/m ²])	133
Abbildung 6.10:	Zusammenstellung der Ergebnisse der Herausziehversuche (VR-IIa).....	134
Abbildung 6.11:	Lastabtragungsmechanismus des PVA-Geogitters (G.we.750)	135
Abbildung 6.12:	Zusammenstellung der Ergebnisse der Reibungsversuche (VR-IIb).....	136
Abbildung 6.13:	Herausziehungskraft-Herausziehungsweg-Diagramm	138
Abbildung 6.14:	Zusammenstellung der Ergebnisse der Herausziehversuche (VR-IIb).....	138
Abbildung 6.15:	Detailaufnahme der Herausziehebene nach dem Versuch	139
Abbildung 7.1:	Strukturelemente des Programms FLAC 3D [40]	144
Abbildung 7.2:	Spannungsverhältnisse um einen Knoten eines GEOGRID Strukturelementes [40].....	146
Abbildung 7.3:	Idealisierung des Trennflächenverhaltens an einem Geogitterknoten [40].....	146

Abbildung 7.4:	Trennflächen-Scherverhalten des GEOGRID Strukturelementes [40]	147
Abbildung 7.5:	MOHR-COULOMB Modell (ideal-plastisch)	150
Abbildung 7.6:	Trennflächenparameter der Versuchsserie [PV.Fd; G.we.750; KS 0/8] ($\sigma' = 50$ [kN/m ²])	154
Abbildung 7.7:	Versuchsanordnung für die numerischen Herausziehversuche	156
Abbildung 7.8:	FLAC 3D Modell der Herausziehversuche	157
Abbildung 7.9:	Vergleich der im IPG gemessenen Herausziehspannungs-Herausziehweg-Linien mit der FLAC 3D Berechnungen am Beispiel der Versuchsserie [PV.Fd; G.we.750; KS 0/8]	159
Abbildung 7.10:	Einfluss der a) Herausziehgeschwindigkeit und der b) Vernetzungsdichte auf die berechnete Herausziehkraft F	159
Abbildung 7.11:	X-Verschiebungen u_i entlang der Geogitter-Mittellinie in Abhängigkeit von der aufgebracht Horizontalverschiebung (P_0)	160
Abbildung 7.12:	Verschiebungsfeld des Geogitters bei $P_0 = 100$ [mm] [BI-01-200]	161
Abbildung 7.13:	Auswertung der Berechnung [BI-01-200] bei $P_0 = 100$ [mm]	162
Abbildung 7.14:	Einfluss der Bewehrungssteifigkeit auf die Herausziehkraft-Herausziehweg-Linien	163
Abbildung 7.15:	Einfluss der Bewehrungssteifigkeit auf die Aktivierung des Geogitters	163
Abbildung 7.16:	Verschiebungsabhängige Zugkraftmobilisierung [BII-01-5,75E+07] – Ergebnisse bei a) $P_0 = 40$ [mm], b) $P_0 = 70$ [mm], c) $P_0 = 100$ [mm]	164
Abbildung 7.17:	Herausziehkraft-Herausziehweg-Kurven für verschiedene Einbindelängen im Herausziehversuch	165
Abbildung 7.18:	Einfluss der Einbindelänge auf a) die Höchstherausziehkraft F^{max} und b) den Herausziehweg bei Bruch s_f	165
Abbildung 7.19:	Einfluss der Bewehrungsbreite b auf die Herausziehkraft-Herausziehweg-Linien bei ideal reibungsfreien Seitenwänden	166
Abbildung 7.20:	Einfluss der Kastenabmessungen $L/B/H$ auf die Herausziehkraft-Herausziehweg-Linien bei ideal reibungsfreien Seitenwänden	167
Abbildung 7.21:	Herausziehkraft-Herausziehweg-Kurven für verschiedene Einbindelängen im Standardkasten	168

Abbildung 7.22: Einfluss der Randbedingungen des Herausziehkastens auf das Verbundverhalten – Herausziehungslinien und Scherparameter	169
---	-----

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Primärfunktionen gängiger Geokunststoffe	16
Tabelle 3.1:	Technische Parameter des Geräts und der Probe	55
Tabelle 3.2:	Empfohlene Einspannsysteme für die Bestimmung der Zugfestigkeit von Geotextilien oder geotextilverwandten Produkten (GRI Spec. GG6 [N21], GT9 [N22])	66
Tabelle 4.1:	Bodenmechanische Klassifikationsparameter der nichtbindigen Böden	76
Tabelle 4.2:	Bodenphysikalische Kennwerte des untersuchten bindigen Bodens R-I.....	78
Tabelle 4.3:	Bezeichnung und technische Daten der verwendeten Geogitter	79
Tabelle 4.4:	Übersicht des Versuchsprogramms (VR-I) des nichtbindigen Bodens	81
Tabelle 4.5:	Übersicht des Versuchsprogramms (VR-II) des bindigen Bodens	82
Tabelle 5.1:	Bruchscherfestigkeit τ_f in Abhängigkeit der Lagerung des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2].....	99
Tabelle 5.2:	Verbundkoeffizient f_ϕ und f_c in Abhängigkeit der Lagerung des oberen Scherrahmens – [RV; <GG>; KS 0/8].....	110
Tabelle 5.3:	Reibungsverhältnis $f_g(\sigma)$ in Abhängigkeit der Lagerung des oberen Scherrahmens – [RV; <GG>; KS 0/8].....	110
Tabelle 6.1:	Einfluss des Zementgehalts auf die Verdichtung des bindigen Bodens – 1 Stunde nach der Mischung	123
Tabelle 6.2:	Effektive Scherparameter ϕ' und c'	125
Tabelle 6.3:	Scherparameter der untersuchten Kombinationen.....	130
Tabelle 6.4:	Verbundbeiwerte bei Höchstscherspannungen $f_g(\sigma)$ des geprüften Geogitters	131
Tabelle 6.5:	Verbundkoeffizient des Reibungswinkels f_ϕ und der Kohäsion f_c des geprüften Geogitters.....	132
Tabelle 7.1:	Basisparameter der numerischen Simulation.....	155

1 Einführung, Problemstellung und Ziele

1.1 Einleitung

Der Einsatz des ökonomischen und ökologischen Baumaterials "Geokunststoff" oder "Geosynthetics" hat sich in den letzten Jahren in allen Sparten der Geotechnik stark ausgeweitet. Geokunststoffe haben sich durch ihre Vielfältigkeit und auf Grund ihrer spezifischen Eigenschaften einen eigenständigen Platz als Baustoff erobert. In Form von Geotextilien, Geogittern, Geomembranen und verwandten Produkten ermöglichen sie technisch einfache, preisgünstige, alternative Lösungsmöglichkeiten – und sind heute aus vielen geotechnischen Anwendungen nicht mehr wegzudenken.

Geokunststoffe (*kurz: GSY*) sind speziell konzipierte Ingenieurprodukte, die sich durch ihre Struktur, ihre charakteristischen Eigenschaften und konstruktive Wirkung wesentlich von den traditionellen Erdstoffen unterscheiden. Einige Arten von Geokunststoffen zeigen ausgeprägte hydraulische Eigenschaften und – im Unterschied zum Erdstoff – verfügen sie über zugfeste und dehnsteife Eigenschaften, die sich über die Rohstoffe und Fertigungstechnik weitgehend steuern lassen. Ihre Funktionen reichen von der Trennung benachbarter Bodenarten oder Füllmaterialien untereinander, Dichtung gegen Flüssigkeiten und Gase bis hin zur Verbesserung der mechanischen Eigenschaften von Bodenschichten. Letzteres, insbesondere die Bauweise geokunststoffbewehrte Erde (KBE), erfreut sich in der Baupraxis wegen der einfachen Anwendbarkeit, der Flexibilität und nicht zuletzt wegen der Wirtschaftlichkeit der Bauweise durch eine verkürzte Bauzeit sowie verringerte Bau- und Unterhaltungskosten immer größeren Zuspruchs (AYDOGMUS et al. [13]).

Geokunststoffbewehrte Erde ist ein Verbundkörper, bestehend aus Lockergesteinen und flächig ausgelegten Bewehrungselementen aus Geokunststoffen, welche bei unzureichender Tragfähigkeit des Untergrunds oder nicht ausreichender Standsicherheit des Erdkörpers zur Stabilisierung angewendet werden. Die Anwendungen von Geokunststoffen als Bewehrungselemente in Form von KBE-Konstruktionen sind auf Grund ihrer Anpassungsfähigkeit an schwierige Geländesituationen, Unempfindlichkeit gegenüber Setzungsdifferenzen und Horizontalverformungen sowie geringen Eigensetzungen vielfältig (AYDOGMUS et al. [14]). Das positive Verhalten geokunststoffbewehrter Konstruktionen infolge dynamischer Lastfälle aus Verkehr, Erdbeben

und Impulslasten zeichnet wiederum deutlich die technischen Vorteile gegenüber traditionellen Systemen aus (AYDOGMUS et al. [18], KLAPPERICH et al. [67], [68]). In Abbildung 1.1 sind exemplarisch einige Anwendungen – Dammbewehrungen auf weichem Untergrund (a), bewehrte Gründungspolster (c), bewehrte Stützwände (e) und bewehrte Böschungen (f), Tragschichtbewehrung unter Verkehrswegen (d) und Sicherung von Flächen in Erdfallregionen (b) – schematisch dargestellt.

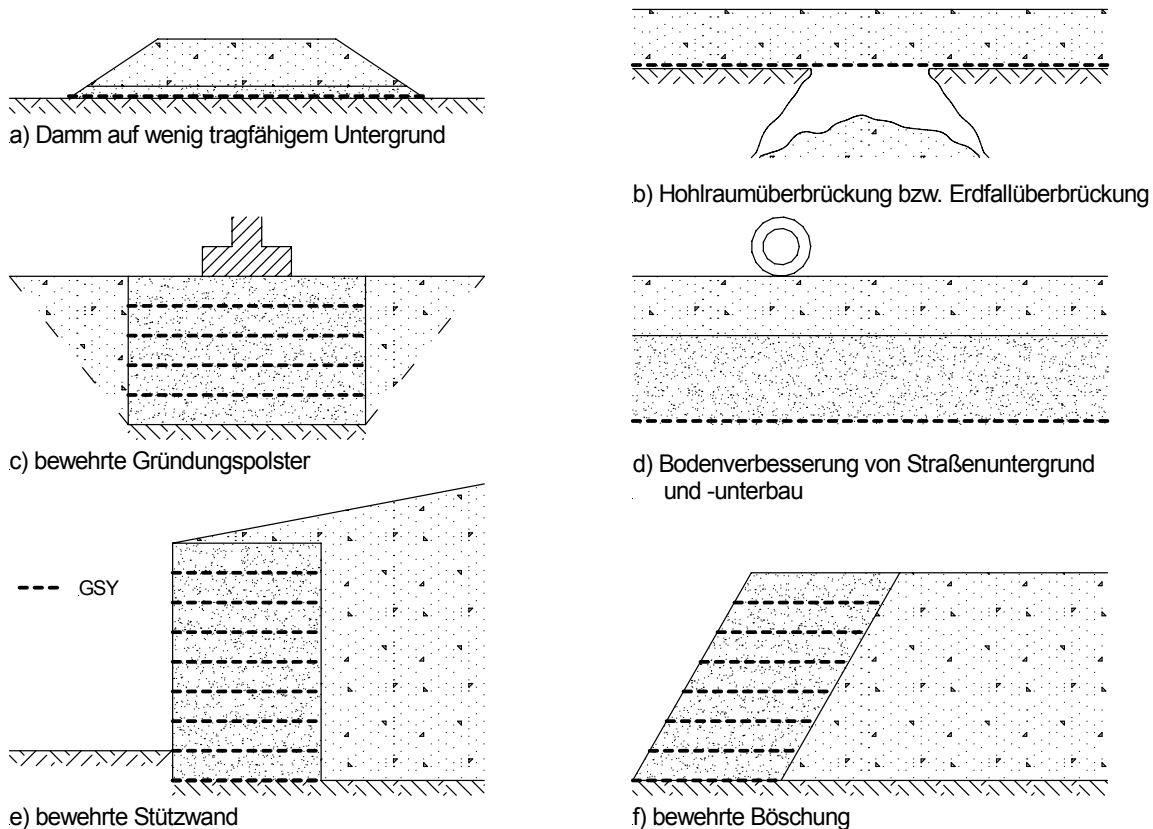


Abbildung 1.1: Beispiele für geokunststoffbewehrte Erdkörper (KBE-Konstruktionen)

Bei einer geokunststoffbewehrten Erde werden die Zugspannungen und/oder Scherspannungen im Boden von den zugfesten Geokunststoffen, innerhalb ihrer Grenzdehnungen, über Reibung, Verzahnung und/oder Adhäsion aufgenommen und abgetragen. Die Bewehrungsrichtung entspricht dabei, ähnlich dem Stahlbetonbau, der Richtung, in welcher die Zugkräfte auftreten. Dem Boden können somit Zugspannungen zugeordnet werden, die von rolligem Schüttmaterial gar nicht und von bindigem Lockergestein (*kurz*: LG) nur in geringem Maße aufgenommen werden können. Dies bewirkt eine Erhöhung sowohl der Steifigkeit als auch der Scherfestigkeit der Boden-Geokunststoff-Verbundkonstruktion (BGV).

Die tragfähigkeits- und standsicherheitserhöhende Wirkung der Geokunststoffbewehrung hängt somit entscheidend von der Verbundfestigkeit in der Grenzfläche zwi-

schen dem Geokunststoff und dem umgebenden Füllboden ab. Dieser ist für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung von anspruchsvollen Konstruktionen mit Geokunststoffeinsparungen, die für Bewehrungszwecke verwendet werden, unerlässlich.

Gemäß DIN 1054 (Jan. 2005 [N2]) sind für Erdkörper mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen – gleichermaßen wie für andere geotechnische Bauwerke – die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZ 1) und der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) mit hinreichender Wahrscheinlichkeit abzusichern. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ 1 wird im Regelfall mit herkömmlichen Grenzgleichgewichtsmethoden bestimmt. Für den Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit GZ 1 müssen alle in Frage kommenden Gleitlinien untersucht und der ungünstigste Bruchmechanismus mit der kleinsten Sicherheit ermittelt werden. Es sind sowohl Bruchmechanismen, die Bewehrungslagen vollständig einschließen, als auch solche, deren Gleitlinien Bewehrungslagen schneiden, zu untersuchen (AYDOGMUS [7], AYDOGMUS et al. [15]). Je nach Lage der Gleitlinie sind hierbei unterschiedliche Verbundfestigkeitsparameter zu berücksichtigen. In Abbildung 1.2 sind am Beispiel einer geokunststoffbewehrten Stützkonstruktion die Scher-, Reibungs- und Herausziehkräfte für die Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1) abgebildet.

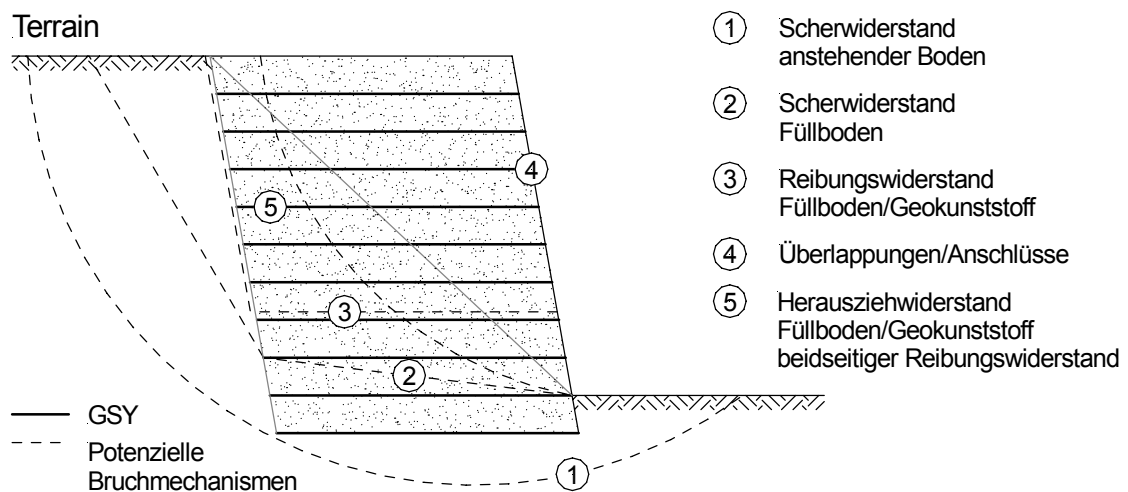


Abbildung 1.2: Scher-, Reibungs- und Herausziehkräfte für die Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1) am Beispiel einer geokunststoffbewehrten Stützkonstruktion

1.2 Problemstellung

Der Nachweis der Standsicherheit eines Erdkörpers mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen erfordert genaue Kenntnis über die "Reibungseigenschaften" in den Schichtgrenzen zwischen verschiedenen Geokunststoffen, aber auch zwischen Geokunststoffen und Lockergesteinen (vgl. Abbildung 1.2). Diese werden üblicherweise

experimentell in drei unterschiedlichen, genormten Versuchsregimen ermittelt (vgl. Abschnitt 2.6):

- Scherkastenversuch:
(DIN EN ISO 12957-1, Ausgabe: 2005-05 [N13])
- Schiefe-Ebene-Versuch:
(DIN EN ISO 12957-2, Ausgabe: 2005-05 [N14])
- Herausziehversuch:
(DIN EN 13738, Ausgabe: 2005-02 [N10])

Das Verbundverhalten in der Grenzfläche Geokunststoff - Boden ist sehr komplex. Es ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig, zum Beispiel von der Partikelgröße/-form und vom Zustand des Lockergesteins, der Materialeigenschaft und der Oberflächenbeschaffenheit des Geokunststoffs sowie von der örtlich wirkenden Überlagerungsspannung etc. (KOERNER [73]). Der Lastabtragungsmechanismus ist neben den o. g. rein materialspezifischen Eigenschaften der Verbundkomponenten und den versuchsspezifischen Randbedingungen auch von der Wahl des Versuchsregimes abhängig (AYDOGMUS [6]).

Wegen der Vielfältigkeit der für eine KBE-Konstruktion in Betracht kommenden Füllböden und Geokunststoffe werden üblicherweise unterschiedliche Versuchseinrichtungen in unterschiedlichen Abmessungen und Randbedingungen benötigt. Das heißt, dass z. B. zur Einschätzung der Hauptversagensmechanismen desselben geokunststoffbewehrten Erdkörpers, wie er in Abbildung 1.2 dargestellt ist, mindestens zwei Versuchsgeräte benötigt werden, namentlich: Scherkasten und Herausziehkasten. Trotz vereinheitlichter Prüfmethodik zeigen umfangreiche Studien einer Vielzahl von Autoren deutliche Unterschiede in den Versuchsergebnissen, die auf die uneinheitlichen Versuchsrandbedingungen der Prüfgeräte zurückzuführen sind.

In der gegenwärtigen Praxis werden bei der Bewehrung von Erdkörpern mit Geokunststoffen vorzugsweise nichtbindige Reibungsböden als Füllmaterial eingesetzt. Deren mechanische und hydraulische Vorteile sind bekannt. Andererseits erscheint die Verwendung lokal vorhandener bindiger Böden (meist nach Verbesserung/Verfestigung) verlockend, weil dies wirtschaftliche und ökologische Vorteile bringt. Sie sind häufig vor Ort vorhanden, wodurch teure und zeitintensive Transport- und, in ungünstigen Fällen, Deponiekosten vermieden werden. Ferner werden die natürlichen Ressourcen nicht unnötig belastet.

Wenn die Eigenschaften des anstehenden bindigen "Füllbodens" die gestellten geotechnischen Minimalanforderungen nicht erfüllen, können diese gezielt durch Zugabe von Zusatzstoffen wie Zement, Kalk, Flugasche etc. vor Ort verbessert werden.

Die Sichtung des einschlägigen Schrifttums zeigt, dass der Herauszieh- und Scherwiderstand von in granularen Reibungsböden eingebetteten Bewehrungselementen von zahlreichen Ingenieuren/Wissenschaftlern im Rahmen von konkreten Bauprojekten/Forschungsarbeiten vorwiegend experimentell untersucht wurde. Jedoch finden sich weitaus weniger Untersuchungen zum Verbundverhalten von in bindigen Böden eingebetteten Geokunststoffen und noch seltener in bindemittelbehandelten Böden. Die Untersuchungen sind hauptsächlich auf die Ermittlung des Reibungsbeiwerts und selten auf das mechanische Verhalten fokussiert. Die Kombination der gewählten Verbundmaterialien und Versuchsregime haben den Charakter eines "Indexversuchs" und sind daher für den Großteil der praxisrelevanten Anwendungen nur begrenzt übertragbar.

1.3 Zielsetzung der Arbeit

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der wissenschaftlichen Untersuchung des Interaktionsverhaltens zwischen Geokunststoff und Lockergestein. Das Ziel dieser Dissertation besteht darin, die Mechanismen der Kraftübertragung von in nichtbindigen und bindigen Böden eingebetteten Geokunststoffbewehrungen in unterschiedlichen Versuchsregimen und -randbedingungen zu klären. Zu diesem Zweck werden experimentelle, analytische und numerische Untersuchungen durchgeführt.

Einen Kernpunkt dieser Arbeit stellt die Entwicklung und Einführung eines geeigneten Prüfgeräts dar, mit dem alle zur Standsicherheit eines geokunststoffbewehrten Erdkörpers benötigten Verbundparameter ermittelt werden können. Wichtigstes Kriterium hierbei ist, dass dessen konstruktive Ausführung – in allen Versuchsregimen – mechanisch saubere kinematische und kinetische Randbedingungen im geprüften Material oder Materialverbund sichert.

Bei den geplanten experimentellen Untersuchungen sollen Gesetzmäßigkeiten erforscht werden, welche das Verbundverhalten zwischen praxisrelevanten Geokunststofflagen und Lockergesteinsschichten beschreiben. Um die ursächlichen Zusammenhänge bei ökonomisch erträglichem Aufwand ermitteln zu können, wird das vom Verfasser neu entwickelte multifunktionale Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät (*kurz*: IPG) eingesetzt. Das Hauptmerkmal des Interaktionsprüfgeräts ist, dass es sich auf Grund seiner variablen kinematischen Randbedingungen für

die Erforschung der Einflüsse der Gerätekonfiguration auf die Spannungsverteilung und die Bruchvorgänge einsetzen lässt. Hierbei soll die Frage beantwortet werden, ob die gegenwärtigen Versuchseinrichtungen sich für mechanisch zwangsfreie Prüfungen eignen und ggf. inwieweit diese modifiziert werden müssen.

Im Mittelpunkt der experimentellen Untersuchungen steht die praxisrelevante Fragestellung, inwieweit sekundäre Verbesserungen der bodenmechanischen Eigenschaften von geringtragfähigen bindigen Böden zur Erhöhung des Verbundverhaltens beitragen können. Das Ziel dieses Untersuchungsabschnitts besteht darin, Grundlagen für eine zukünftige Nutzung geringtragfähiger bindiger Lockergesteine als vollwertige Füllböden für geokunststoffbewehrte Konstruktionen zu schaffen.

Die Laborversuche bilden die Grundlage für die Parameterwahl der numerischen Analyse sowie zur Validierung des dreidimensionalen Simulationsmodells. Die numerischen Simulationen mit dem Programmsystem Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensionen (*kurz*: FLAC 3D) werden zur vertieften Analyse des Herausziehverhaltens von Geogittern durchgeführt.

Die Hauptziele der Arbeit können wie folgt stichpunktartig zusammengefasst werden:

- Entwicklung einer multifunktionalen Versuchsapparatur, mit der sich vielfältige Versuchsvarianten – mit mechanisch sauberen Randbedingungen – durchführen lassen.
- Entwicklung von innovativen Einspannklemmen, die die Fassung eines breiten Spektrums von Geokunststoffen gewährleisten.
- Untersuchung der Einflussfaktoren von Versuchsrandbedingungen auf die Versuchsergebnisse und Formulierung von Gerätekonfigurationen für mechanisch zwangsfreie Prüfungen.
- Klärung der Verbundmechanik von in bindigen und nichtbindigen Lockergesteinen eingebetteten, scher- und zugbeanspruchten praxisrelevanten Geokunststoffen.
- Untersuchung der Eignung bindiger Böden als Füllmaterial bzw. Erarbeitung von Maßnahmen zur Verbesserung der Verbundwirkung von im bindigen Boden eingelegten Geokunststoffbewehrungen.
- Numerische Untersuchung des Verbundproblems und Ermittlung der die Verbundmechanik bestimmenden Parameter.

Hierbei liegt der Schwerpunkt der Arbeit nicht auf der Entwicklung eines allgemeingültigen praxisreifen Verfahrens zur Abschätzung der Verbundparameter, sondern es soll vielmehr die Möglichkeiten für ein besseres und allgemeines Verständnis des Interaktionsverhaltens derartiger Verbundkonstruktionen geschaffen werden. Hierzu leisten die durchgeführten experimentellen, analytischen und numerischen Untersuchungen einen Beitrag.

1.4 Lösungsweg und Aufbau der Arbeit

Der Hauptteil der vorliegenden Arbeit ist in 7 Kapiteln gegliedert:

- Kap. 2 Übersicht
- Kap. 3 Entwicklung und Konstruktion einer multifunktionalen Versuchseinrichtung – IPG
- Kap. 4 Experimentelle Untersuchungen zum Interaktionsprozess zwischen Geokunststoff und Lockergestein
- Kap. 5 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an nichtbindigem Lockergestein – Versuchsreihe VR-I
- Kap. 6 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an bindigem Lockergestein – Versuchsreihe VR-II
- Kap. 7 Numerische Modellierung des Herausziehverhaltens von Geogittern mit FLAC 3D
- Kap. 8 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der Bearbeitung der Thematik wurde einleitend eine ausgedehnte Literaturrecherche zum Themenkomplex “Bewehrung und Verstärkung des Lockergesteins mit Geokunststoffen“ durchgeführt, um den Stand der Erkenntnisse über das Verbundverhalten zwischen Geokunststoffen und Lockergesteinen zu charakterisieren. Dabei stehen die normativen Prüfverfahren zur Bestimmung des Interaktionsverhaltens im Vordergrund. Weiterhin werden ökonomische/ökologische und technische Aspekte bindiger Böden als Füllmaterialien betrachtet. Abschließend werden analytische und numerische Methoden zur Untersuchung des Verbundverhaltens vorgestellt (Kapitel 2).

Bei den experimentellen Untersuchungen der Wechselwirkung wurde ein hierfür speziell vom Verfasser entwickeltes Interaktionsprüfgerät zum Einsatz gebracht. Die

multifunktionale Versuchsapparatur IPG ermöglicht die Durchführung von Scher-, Reibungs- und Herausziehversuchen.

Im Kapitel 3 werden die innovativen Konstruktionselemente, die grundlegende Konzeption der Versuchsdurchführung, die relevanten kinematischen Randbedingungen für die Erforschung der Einflüsse der Gerätekonfiguration auf die Spannungsverteilung im und am Probekörper sowie die Mess- und Auswerteinrichtung des Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgeräts dargestellt, deren Klärung im Vorfeld für ein besseres Verständnis und die Interpretation der Versuchsergebnisse notwendig ist.

Im Kapitel 4 werden die Grundlagen der experimentellen Untersuchungen zum Interaktionsprozess zwischen Geokunststoff und Lockergestein vorgestellt. Dies beinhaltet die Beschreibung der Versuchsmaterialien sowie die Vorstellung des Versuchsprogramms. Ebenfalls werden die Versuchsrandbedingungen sowie die Versuchsdurchführung und -auswertung umfassend beschrieben.

Der experimentelle Teil der Arbeit ist in zwei Kapitel gegliedert. Der erste Teil beschäftigt sich im Wesentlichen mit den experimentellen Untersuchungen an nichtbindigem Lockergestein (VR-I - Kapitel 5) und der zweite Teil mit den experimentellen Untersuchungen an bindigem Lockergestein (VR-II - Kapitel 6). Die Versuche der Versuchsreihe VR-I zielen darauf ab, durch die systematische Variation der Versuchsrandbedingungen (z. B. Lagerung des oberen Rahmens der Prüfeinrichtung) und der Materialeigenschaften der Verbundkomponenten (z. B. Korngröße, Kornform, Herstellungsart und Maschenöffnungen des Bewehrungsmaterials etc.) die Faktoren zu ermitteln, die das Verbundverhalten von GSY und LG maßgeblich beeinflussen. In der Versuchsreihe VR-II werden die Ergebnisse und Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen zur Eignung bindiger Böden als Füllmaterial vorgestellt. Ferner werden Maßnahmen zur Verbesserung der Verbundwirkung von im bindigen Boden eingelegten Geokunststoffbewehrungen erarbeitet. Einleitend erfolgt eine kurze Darstellung der Ergebnisse der Eignungsprüfungen und Voruntersuchungen für Bodenstabilisierung mit Bindemitteln.

Im Kapitel 7 "Numerische Modellierung des Herausziehverhaltens von Geogittern mit FLAC 3D" wird zur Untermauerung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen eine Reihe von numerischen Simulationen zur vertieften Analyse des Herausziehverhaltens von Geogittern durchgeführt. Hierbei liegt der Schwerpunkt der Parameterstudie, neben der Bestimmung der versuchsspezifischen und gerätetechnischen Effekte, in der Ausarbeitung wesentlicher Parameter, die sich auf das Herausziehverhalten von in nichtbindigen Lockergesteinen eingebetteten Geogittern

auswirken. In diesem Kapitel werden sowohl die Grundlagen der numerischen Berechnung, die Geometrie des Modells, die verwendeten Stoffparameter, die Berechnungsserien als auch die erzielten Berechnungsergebnisse der 3D-Analyse vorgestellt und diskutiert.

Wesentliche Erkenntnisse der experimentellen, analytischen und numerischen Untersuchungen werden am Ende der jeweiligen Kapitel zusammengefasst. Ferner sind die gesamten Versuchsergebnisse der Versuchsreihen VR-I und VR-II vollständig als Anlage dieser Arbeit beigefügt.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse sowie eine Diskussion und ein Ausblick schließen sich im letzten Kapitel 8 an.

2 Übersicht

2.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird eine allgemeine Literaturübersicht über den aktuellen Stand des Wissens zum Themenkomplex "Bewehrung und Verstärkung des Lockergesteins mit Geokunststoffen" gegeben. Um den Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht zu sprengen wird hierbei im Wesentlichen auf die in Kapitel 1 formulierten Zielsetzungen der Arbeit eingegangen.

2.2 Bewehrung und Verstärkung des Bodens mit Geokunststoffen

2.2.1 Historischer Rückblick

"Was man getan hat, eben das tut man hernach wieder, und es geschieht nichts Neues unter der Sonne" so spricht der Prediger Salomo – und dieses trifft zweifellos auf die Bewehrung des Bodens zu. Ingenieure und Forscher haben in den siebziger Jahren eine Technologie wieder aufgegriffen, die viele tausend Jahre zuvor im Prinzip bereits angewandt wurde. Schon im Altertum waren die Grundlagen der Erdverstärkungstechnik bekannt und umfassten die Verstärkung von Erde oder Lehm mit Schilf oder Stroh zur Ziegelherstellung, die zum Bau von Behausungen verwendet wurden. Diese Technik wurde bereits im 5. und 4. Jahrtausend vor unserer Zeitrechnung praktiziert. Auch in der Bibel (Exodus 5; 6-9) wird diese Technik der Erdverstärkung erwähnt "Bindestroh zur Ziegelherstellung".

Als besonderes beeindruckendes historisches Beispiel sei an dieser Stelle der Turmbau zu Babel (Zikkurrat) in Mesopotamien erwähnt. Dieses gewaltige Ziegelbauwerk wurde ca. im Jahre 1.400 vor unsere Zeitrechnung erbaut und hatte damals eine Höhe von etwa 80 Metern. Zur Verbesserung der Statik für ein Ziegelbauwerk mit diesen Ausmaßen waren besondere Baumaßnahmen erforderlich. Die Ziegel bestanden ausschließlich aus luftgetrocknetem Lehm. In regelmäßigen Abständen wurden die Ziegelschichten mit gewebten Schilfmatten in Stärken von 130 bis 400 [mm] verstärkt, weiterhin verhinderten bis zu 100 [mm] starke Schilftaue, die horizontal durch das Massiv gezogen wurden, das Auseinanderbersten der Ziegelmassen (s. Abbildung 2.1). Dieses Seilgeflecht passte sich durch die Struktur dem Boden an und diente der Bodenverstärkung und der Drainage [27].

Heute hat dieses einst gewaltige Bauwerk noch immer eine Höhe von ca. 45 Metern. Das Ziegelbauwerk mit dieser recht einfach erscheinenden Bautechnik ist über 3.400 Jahre erhalten geblieben.

Auch die Römer beherrschten die Technik der Erdverstärkung. Im Altertum wurden Bodenschichten meistens entlang der Flüsse verstärkt. Als Baumaterialien dienten Schilf und Stroh, manchmal auch Zweige von strauchartigen Pflanzen.

Was unsere wegweisenden Forscher jedoch zu der bekannten Erdverstärkung beitrugen war, dass sie nun zur Zugkraftaufnahme "synthetische" Materialien einsetzten. Diese Baumaterialien, die unter dem Begriff der "Geokunststoffe" zusammengefasst werden, sind Industrieprodukte, die in gleich bleibender, geprüfter Qualität hergestellt werden. Geokunststoffe sind in der Regel gegen Einwirkungen durch die im Boden und Wasser natürlich vorkommenden Chemikalien und Mikroorganismen über hunderte Jahre resistent.



Abbildung 2.1: Zikkurat, das gewaltigste Bauwerk der Ziegelarchitektur [27]

2.2.2 Neuzeitliche Entwicklungen

Der erste moderne Einsatz der "Geokunststoffe" als Bewehrungsmaterial war in den zwanziger Jahren in den Vereinigten Staaten von Amerika. Das Straßenbauamt in Süd Karolina benutzte Baumwoll-Gewebe als Verstärkung von Straßenbefestigungen. Das Gewebe leistete einen guten Beitrag zur Stabilisierung der Tragschicht, bis sich die Baumwollfasern zersetzten. Des Weiteren sind zu erwähnen, der Einsatz von Sandsäcken aus Polyamidseidengeweben zur Deichbefestigung in Holland (1957), der Einsatz von synthetischen Sandsäcken für den Aufgabenbereich des

Küstenschutzes in Deutschland unter der Leitung von ZITSCHER (1958) und der Einsatz von Nadelvliesstoffen zur Flächenstabilisierung von Bitumen-Deckschichten im Straßenbau der USA (1960).

Zu Beginn der sechziger Jahre entwickelte der französische Ingenieur VIDAL (1966) die Theorie und Technik der "modernen" bewehrten Erde. Sein patentiertes Verbund-System "Terre Armée" bestand aus verzinkten Stahlbändern als Bewehrungsmaterial und hochwertigen und teureren Erdstoff als Füllboden. Das Funktionsprinzip der Verbundbauweise "bewehrte Erde" beruht auf der Reibung zwischen Bodenpartikeln und Armierung (VIDAL [120], [121]). Als Bewehrungselement kommen alle Baumaterialien in diversen Formen und Längen in Frage, welche die notwendige Reibung bzw. Zugkraft mobilisieren können. Geokunststoffe haben sich bezüglich ihrer Duktilität, des Verbundverhaltens, der Handhabbarkeit und nicht zuletzt wegen ihrer Langlebigkeit für diese Bauweise bewährt. Prinzipien und Theorie der bewehrten Erde wurden laufend überprüft und verbessert (SCHLOSSER/GUILLOUX [109], MITCHELL/VILLET [94], FLOSS/THAMM [42] etc.) sowie Richtlinien und Empfehlungen zur Anwendung des Verfahrens erarbeitet. Die ersten Erfahrungen mit dieser neuen Bauweise konnten in Deutschland im Jahre 1976 beim Bau einer ca. 390 [m] langen und ca. 4 [m] hohen Stützwand in Raunheim (Hessen) an der B 43 gesammelt werden [32]. Weitere Details über die "alte" und "neue" geschichtliche Entwicklung der Geokunststoffe können u. a. GIROUD [44], JONES [60] und KOERNER et al. [74] entnommen werden.

Mit der Entwicklung neuartiger Technologien zur Herstellung von neuen Geokunststoffgenerationen haben sich die Einsatzmöglichkeiten der Geokunststoffe bei unterschiedlichen baulichen Problemstellungen rasch erweitert (s. Abschnitt 2.3). Seit den siebziger Jahren ersetzen oder ergänzen Anwendungen mit Geokunststoffen früher übliche Bauweisen, bei denen mineralische Baustoffe verwendet wurden. Hierdurch werden mineralische Ressourcen geschont und/oder zum Teil aufwendige Maßnahmen beträchtlich reduziert und somit ein Beitrag zum ökonomischen und ökologischen Bauen geleistet.

2.3 Allgemeiner Überblick über Geokunststoffe

Geokunststoff ist ein Oberbegriff, der ein Produkt beschreibt, bei dem mindestens ein Bestandteil aus synthetischem oder natürlichem Polymer hergestellt wurde, das bei geotechnischen oder anderen Anwendungen im Bauwesen im Kontakt mit Boden und/oder anderen Baustoffen verwendet wird [N15]. Die Geokunststoffe sind Bauzusatzstoffe, die sich durch ihre Struktur, spezifischen Eigenschaften und konstruktive Wirkung wesentlich von den traditionellen Erdstoffen unterscheiden. Einige Arten von

Geokunststoffen verfügen über ausgeprägte hydraulische Eigenschaften und – im Unterschied zum Erdstoff – über zugfeste und dehnsteife Eigenschaften, die sich über die Rohstoffe und die Fertigungstechnik weitgehend steuern lassen. Die Abbildung 2.2 zeigt die harmonisierte Einteilung der gängigen Geokunststoff-Produkte sowie deren Abkürzungen.

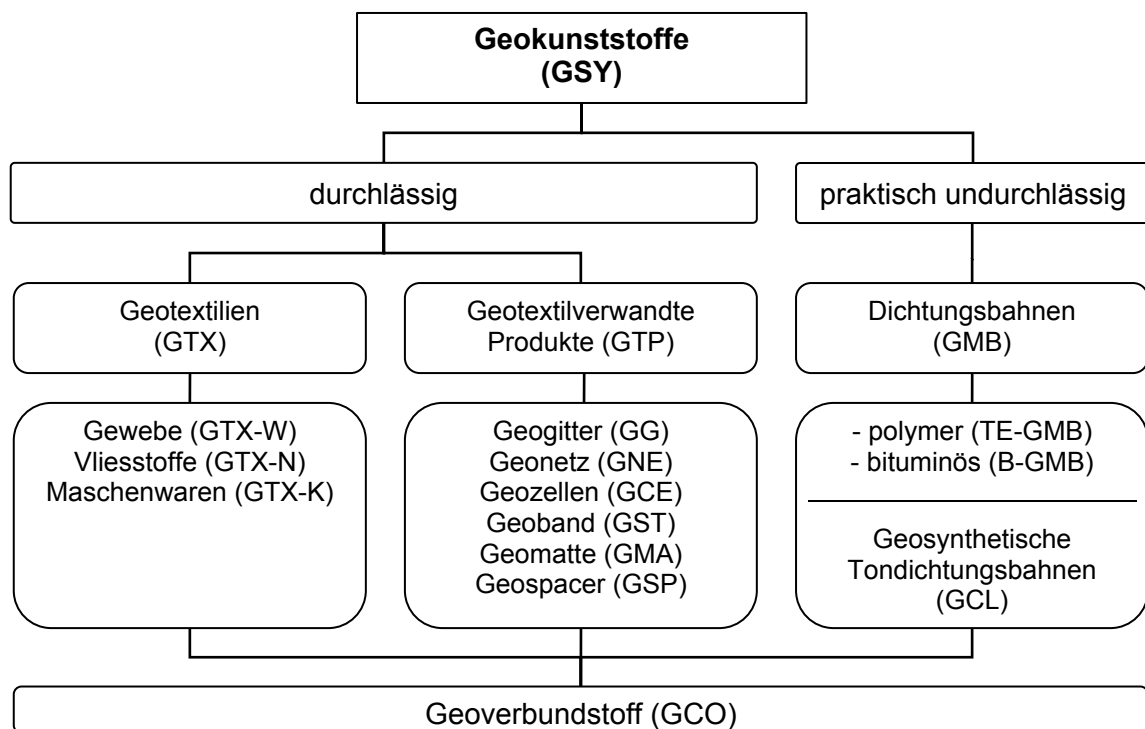


Abbildung 2.2: Geokunststoffeinteilung und Abkürzungen gemäß DIN EN ISO 10318 [N15]

Auf dem Geokunststoff-Markt ist mittlerweile eine kaum mehr überschaubare Anzahl an Produktsortimenten vorhanden. Je nach angestrebten Festigkeits- und Beständigkeitseigenschaften werden die synthetischen Materialien aus den Rohstoffen Aramid (AR), Polyamid (PA), Polyethylen (PE), Polyester (PET/PES), Polypropylen (PP) oder Polyvinylalkohol (PVA) hergestellt. Zusätze wie Stabilisatoren und Umhüllungen aus Polyvinylchlorid (PVC), Polyethylen oder Bitumen garantieren unterschiedlichste produktspezifische Eigenschaften. Naturfasern werden nur ausnahmsweise eingesetzt, wenn die Fasern im Boden verrotten und abgebaut werden sollen (z. B. zum Schutz von begrünten Flächen). Beispiele mikrobiell abbaubarer Geotextil-Rohstoffe sind (Aufzählung in der Reihenfolge ihrer biologischen Abbaubarkeit): Flachs, Baumwolle, Jute, Ramie und – als Beständigste unter diesen Fasern – Kokos [107].

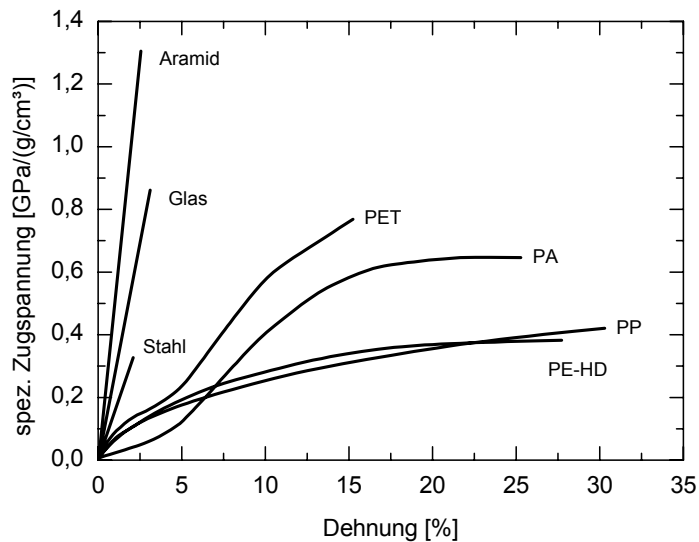


Abbildung 2.3: Typische Kraft-Dehnungs-Kurven gebräuchlicher Fasern [56]

In Abbildung 2.3 sind typische Kraft-Dehnungs-Kurven gebräuchlicher Fasern dargestellt. Die Kurven zeigen die materialspezifischen Zugspannungen (bezogen auf die Rohstoffdichte), welche zum Erreichen einer bestimmten Dehnung aufgebracht werden müssen [56]. Neben den unterschiedlichen Ausgangsmaterialien ermöglichen entsprechende Behandlungs- und Produktionsverfahren die Herstellung der verschiedenen Geokunststoffe mit ihren charakteristischen Eigenschaften. Das effektive Kraft-Dehnungs-Verhalten eines Geokunststoffs muss bei Bewehrungsaufgaben immer in Zusammenhang mit dem umgebenden Füllboden betrachtet werden.

Das Langzeitverhalten von Geokunststoffen ist in vielen Bereichen der Anwendung dann relevant, wenn sie ihre Eigenschaften (z. B. Zugfestigkeit und Dehnung) über eine bestimmte Zeit (z. B. temporär für 2 Jahre oder auch für die ganze Lebensdauer des Bauwerks für 60 - 120 Jahre) für eine bestimmte Baumaßnahme erfüllen müssen. Das Langzeitverhalten kann unter folgenden Aspekten angegeben werden [97]:

- Kriechen (Verformung unter konstanter Kraft)
- Zeitstand (Zeit bis zum Bruch bei konstanten Kräften)
- Ermüden (Auswirkung zyklischer Laständerungen)

Geokunststoffe zeigen generell eine Verformungszunahme bei andauernden Belastungen durch Zug- und Druckkräfte und führen eventuell zum Reißen oder Brechen der Geokunststoffstruktur. Ebenso führen regelmäßig wiederholte Belastungen zu einer allmählichen Gefügezerstörung. Ferner können dynamische Belastungen durch den Kontakt mit abrasivem Material sich in Aufrauung und möglicherweise in Loch-

bildung bemerkbar machen. Da Geokunststoffe im praktischen Einsatz meist im Boden eingebaut werden, sind sie verschiedenen biotischen und abiotischen Einflüssen (alkalischer Milieu, Temperatur etc.) ausgesetzt. Durch Beimengung von Zusatzmitteln (UV-Stabilisatoren, Antioxidanten etc.) kann ein gewisser Schutz gegen diverse Einflüsse erreicht und somit die Gebrauchsdauer signifikant verlängert werden. Im Allgemeinen nimmt die Schädigungsmöglichkeit eines Kunststoff-Fadens oder einer Kunststoff-Faser mit zunehmender Dicke ab, da die äußeren, angegriffenen Schichten den Kern schützen.

Die bautechnischen Anforderungsprofile und die Prüfungen zur Qualitätssicherung der Produkt- und Einbaueigenschaften sind in deutschen, europäischen und ISO-Normen sowie spezifischen technischen Vorschriften und Richtlinien verankert. Durch sie wird beurteilt, ob z. B. ein Produkt den Praxisanforderungen genügt. Zudem liefern sie die Instrumente zur Sicherung und laufenden Verbesserung der Qualität eines Produktes. Eine Übersicht über Normen und Richtlinien für Geokunststoffe sind u. a. in MÄGEL [88], ZANZINGER [129] und WILMERS/BRÄU [125] zusammengestellt.

2.3.1 Aufgaben und Funktionen

Die europäische Normung E DIN EN 10318 [N15] unterteilt die Wirkung von Geokunststoffen in verschiedene Grundaufgaben und fordert Markierungen der Funktionen und der Anwendungen. Demgemäß können Geokunststoffe je nach Produkt eine oder mehrere der folgenden "Primär-Aufgaben" erfüllen:

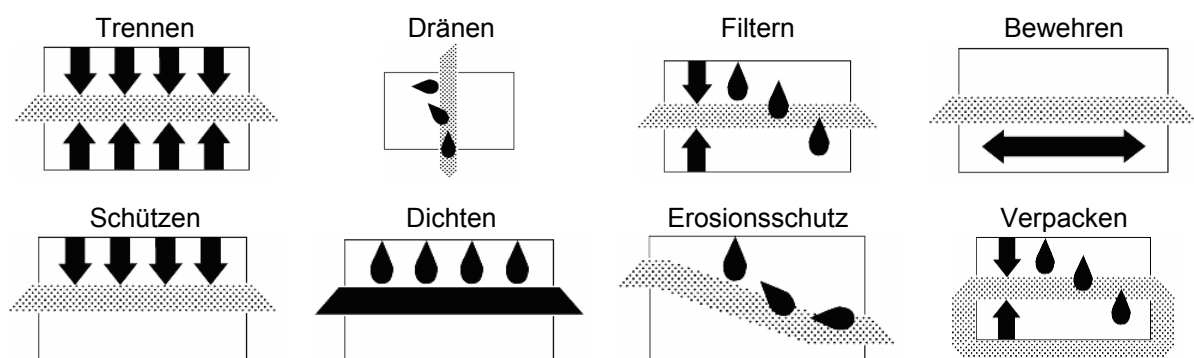


Abbildung 2.4: Geokunststoff-Funktionen [N15]

An dieser Stelle wird von einer formalen Definition und Erläuterung der einzelnen GSY-Funktionen abgesehen (Piktogramme sind selbsterklärend) und auf die E DIN EN 10318 [N15] verwiesen.

Beim "geokunststoffgerechten Bauen" ist es oftmals ausgeschlossen, einen speziellen Anwendungsfall, z. B. eine Funktion des Geokunststoffs, in den Vordergrund zu stellen und danach zu bemessen.

Häufig werden Geokunststoffe funktionsgerecht mit speziellen Funktionseigenschaften und/oder kombiniertem Aufbau aus verschiedenen geosynthetischen und/oder nicht geosynthetischen Komponenten für zielgerichtete Einsatzzwecke entwickelt und produziert, so dass sich die verschiedenen Geokunststofffunktionen gegenseitig ergänzen. Einen Überblick über die allgemeine Eigenschaftscharakteristik der einzelnen Geokunststoffprodukte gibt Tabelle 2.1:

Tabelle 2.1: Primärfunktionen gängiger Geokunststoffe

GSY Typ	Primärfunktion			
	Trennen	Bewehren	Filtern	Dränen
Geotextilien	+	+	+	+
Geogitter	-	+	-	-
Geonetze	-	-	-	+
Dichtungsbahnen	+/-	-	-	-
Geosynthetische Tondichtungsbahnen	+/-	-	-	-
Geoverbundstoff	O	O	O	O

(+) möglich (-) unmöglich (+/-) abh. von der Bemessung (O) abh. von den Eigenschaften des Hauptprodukts

2.3.2 Anwendungsgebiete

Die Anwendungsgebiete der Geokunststoffe sind vielfältig. Im *Straßenbau* können sie als Trenn- und Filterschicht zwischen Untergrund und Schüttmaterial bzw. als Bewehrungslage auf weichem, wenig tragfähigem Untergrund eingesetzt werden (verhindert die Verschmutzung des Schüttmaterials durch Feinteile, verhindert ungleichmäßiges Versinken des Schüttmaterials im Untergrund, reduziert die Konsolidierungsdauer, bildet eine Sauberkeitsschicht gegen Hochpumpen von Feinteilen bei dynamischen Beanspruchungen des Schüttmaterials, verhindert Böschungsbruch u. v. a. m.). Im *Tunnelbau* bilden Geokunststoffe eine Schutz- und Dränschicht zwischen Fels/Spritzbeton und Dichtungsbahn (schützt die Dichtungsbahn gegen Beschädigung durch die scharfkantige Spritzbetonoberfläche, baut Spannungen zwischen Betoninnenschale und Gebirge ab, leitet Bergwasser zur Ulmendränge ab, leitet Bergwasser zur Längsdränge ab u. v. a. m.). Im *Wasserbau* (Küstenschutz, Uferschutz) dienen sie als Filter unterhalb des Deckwerkes, schützen gegen

Erosionen ohne zusätzliches Deckwerk bei kleinen Gerinnen oder in Hochwasserbereichen (verhindert die durch Wasserströmung hervorgerufene Erosion von Bodenteilchen, gewährleistet ausreichende Wasserdurchlässigkeit des Deckwerksystems zur Verhinderung von hydraulischen Grundbrüchen, verhindert durch seine grobfasrige Struktur das Ausschwemmen von Erde, unterstützt das Anwachsen von Pflanzen u. v. a. m.). Weitere Anwendungsgebiete können u. a. KOERNER [72], BRANDL et al. [34] und VAN SANTVOORT [119] entnommen werden.

2.4 Geokunststoffe als Bewehrung

2.4.1 Grundprinzip der Geokunststoffbewehrung

Der Einbau von dehnsteifen, zugfesten Elementen zwischen Bodenschichten zielt darauf ab, einen Kraft- und Verformungsschluss zu erzeugen, so dass selbststützende bzw. hochtragfähige Boden-Geokunststoff-Verbundkonstruktionen (BGV) entstehen. Der ohne Bewehrung nur auf Druck und Schub beanspruchbare Boden nimmt im Zusammenwirken mit den Bewehrungseinlagen die Eigenschaften eines ausgeprägt anisotropen Tragkörpers an. Er vermag in Bewehrungsrichtung in erhöhtem Maße Schubspannungen und begrenzt auch Zugspannungen aufzunehmen (FLOSS [41]).

Das Grundprinzip der Bewehrung mit Geokunststoffen soll anhand eines einfachen mechanischen Modells erklärt werden. Zunächst werden die Spannungen und Verzerrungen an einem unbewehrten infinitesimalen Ausschnitt aus dem Boden in Abbildung 2.5a betrachtet.

In vertikaler Richtung wirkt auf das Bodenelement die Vertikalspannung bzw. Normalspannung σ_v . Aufgrund der vertikalen Spannung stellt sich im Boden in der hori-

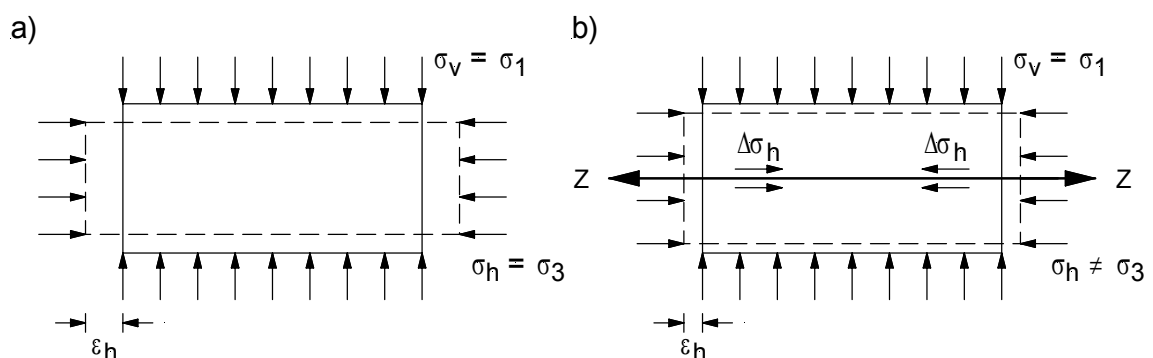


Abbildung 2.5: Spannungen und Verzerrungen in einem unbewehrten a) und bewehrten b) Bodenelement

zontalen Richtung die Spannung σ_h ein. Das Verhältnis der Spannungen σ_v und σ_h ist als Horizontallastverhältnis k [-] (oder auch: *Erddruckbeiwert*) definiert:

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad 0 < k < 1 \quad \text{Gl. (2.1)}$$

Bei Füllung eines Behälters mit einer Flüssigkeit ergäbe sich aufgrund der Richtungsunabhängigkeit des hydrostatischen Druckes ein Verhältnis des Horizontaldruckes zum Vertikaldruck von $k = 1$, während ein ideal steifer Festkörper ein $k = 0$ hätte. Bei einem Lockergestein, das sowohl in flüssiger als auch in fester Phase vorliegen kann, sind daher theoretische Werte von k zwischen 0 und 1 denkbar. Der Erdrudruckbeiwert stellt sich in etwa einer Größe von $k_o = 0,35$ bis $0,7$ [-] ein [99].

An den reibungsfrei angenommenen Endflächen des unbewehrten Bodenelements in Abbildung 2.5a wirken keine Schubspannungen. Anhand eines einfachen Kräftegleichgewichts an einem Volumenelement mit dreieckigem Querschnitt, das aus dem in Abbildung 2.5a gezeigten Bodenelement herausgeschnitten wurde (Abbildung 2.6a), lassen sich die Normalspannung σ_α und die Schubspannung τ_α in der um den Winkel α geneigten Fläche berechnen. Als Ergebnis erhält man die Gleichungen:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cdot \cos(2\alpha) \quad \text{Gl. (2.2)}$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cdot \sin(2\alpha) \quad \text{Gl. (2.3)}$$

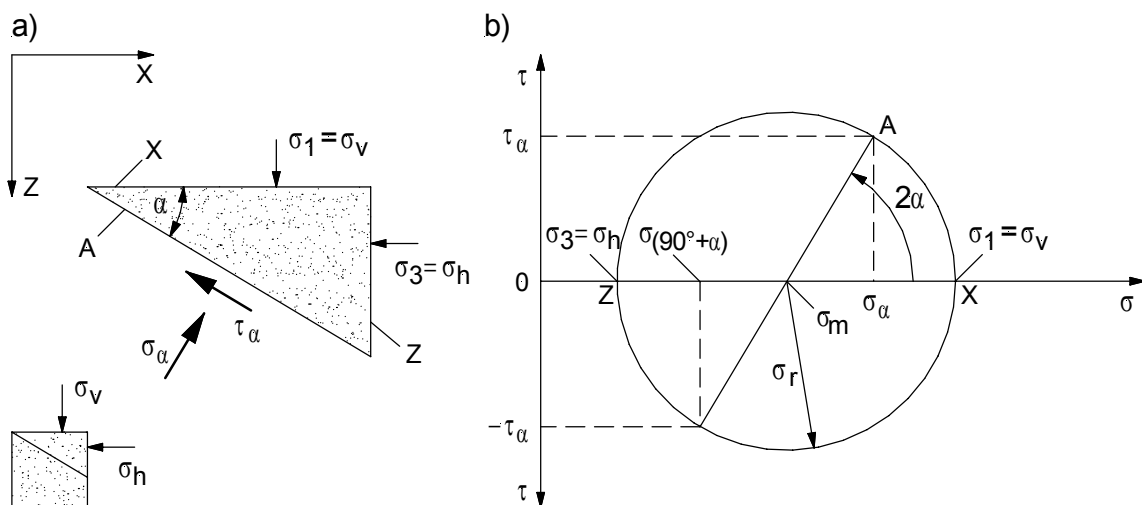


Abbildung 2.6: Kräftegleichgewicht am unbewehrten Bodenelement

Stellt man die Gleichungen Gl. (2.2) und Gl. (2.3) in einem τ - σ -Diagramm dar, ergibt sich der so genannte MOHRsche Spannungskreis mit dem Mittelpunkt σ_m und dem Radius σ_r (Abbildung 2.6b):

$$\sigma_m = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \quad \text{Gl. (2.4)}$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad \text{Gl. (2.5)}$$

Jeder MOHRsche Spannungskreis hat zwei Schnittpunkte mit der σ -Achse. Diese Schnittpunkte kennzeichnen die zwei Schnittebenen, in denen die Schubspannung τ zu Null wird. Man bezeichnet die dort wirkenden Normalspannungen als Hauptspannungen, wobei definitionsgemäß die größere mit σ_1 und die kleinere mit σ_3 bezeichnet wird. Durch Angabe der beiden Hauptspannungen ist die Lage eines MOHRschen Spannungskreises eindeutig definiert, so dass sich die Normal- und Schubspannungen σ, τ in um beliebige Winkel α geneigte Schnittflächen berechnen bzw. mit Hilfe des MOHRschen Spannungskreises graphisch ermitteln lassen.

Im betrachteten unbewehrten Bodenelement von Abbildung 2.5a sind die horizontalen und die vertikalen Endflächen schubspannungsfrei ($\tau = 0$) und damit so genannte Hauptspannungsebenen. Die Vertikalspannung σ_v ist wegen $\sigma_v > \sigma_h$ der Hauptspannung σ_1 und die Horizontalspannung σ_h der Hauptspannung σ_3 gleichzusetzen.

Ein wesentliches qualitatives Ergebnis der vorangegangenen Betrachtung ist, dass bei einer ausreichenden seitlichen "Stützkraft" $\Delta\sigma_h$ die vom Bodenkörper aufnehmbare Schubkraft τ gesteigert werden kann.

Wenn, wie in Abbildung 2.5b, ein Bewehrungselement in den Boden eingelegt wird, wird infolge der Wechselwirkung der Verbundkomponenten "Boden und Geokunststoff" die seitliche Dehnung des Bodens verringert. Das bedeutet, dass das Bewehrungselement auf Zug beansprucht wird und hierdurch sich im Boden eine zusätzliche horizontale Stützkraft $\Delta\sigma_h$ einstellt (Abbildung 2.7a). Folglich wird die Bruchfestigkeit des Bodens, im Vergleich zum unbewehrten Fall, erhöht (Abbildung 2.7b).

Im MOHRschen Spannungskreis stellt die Linie A die Bruchgerade des unbewehrten Bodens dar (Abbildung 2.7b). Die Linien B und C sind zwei hypothetische Bruchgeraden, die hier benutzt werden, um den Grenzzustand des bewehrten Bodens zu

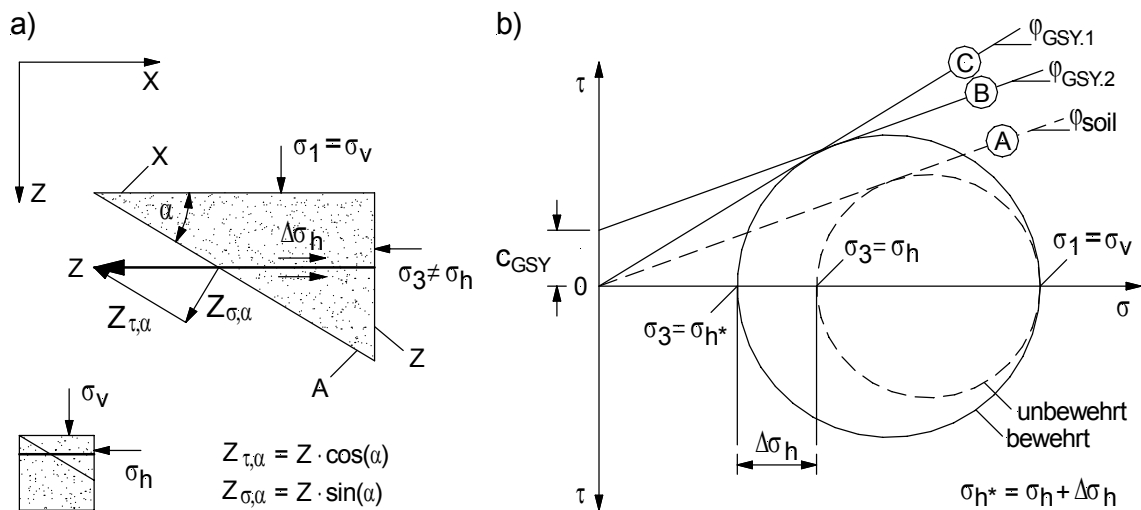


Abbildung 2.7: Kräftegleichgewicht am bewehrten Bodenelement

definieren. Unter der Annahme, dass der Reibungswinkel des Bodens gleich bleibt ($\varphi_{soil} = \varphi_{GSY.1}$), ergibt sich die Normalspannungszunahme aus einer Zunahme der Kohäsion c_{GSY} (Linie B), gemäß DIN EN ISO 12957-1 [N13] Scheinkohäsion. Die Hypothese, die von der Line C dargestellt wird, ist derart, dass die Verbundkonstruktion infolge der Bewehrung einen größeren Reibungswinkel ($\varphi_{GSY.2} > \varphi_{soil}$) besitzt. Weitere theoretische Betrachtungen zur mechanischen Wirkungsweise von auf Zug beanspruchten Geokunststoffbewehrung erfolgen im Abschnitt 2.7.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Grundgedanke der geokunststoffbewehrten Erde in der Ausnutzung der Reibung liegt, die sich zwischen dem Lockergestein und den Bewehrungselementen an den Kontaktflächen ergeben. Die Bewehrungselemente übernehmen die im Lockergestein entstehenden Zugkräfte innerhalb ihrer Grenzdehnungen und übertragen sie durch Reibung, Verzahnung und/oder Adhäsion in das umgebende Lockergestein. Sie verhindern eine schädliche Deformation des Lockergesteinkörpers.

2.4.2 Membranwirkung

Zur Effektivität der Verbundbauweise trägt, neben der o. g. "Reibung" zur Kraftübertragung, zum Teil auch die Membranwirkung der Geokunststoffe bei. Die Membranwirkung wird aktiviert, sobald Normalkräfte senkrecht zur Bewehrungsebene angreifen und der Geokunststoff in Richtung dieser Kräfte verformt wird, d. h. ein muldenförmig verformtes System wird vorausgesetzt. Die Verformungsmulde richtet sich nach verschiedenen Tragsystemen bzw. Tragschicht- und Untergrundverhältnissen. Beispiele ausgewählter Anwendungsgebiete, bei der die Membranwirkung der Geokunststoffe aktiviert wird, sind in Abbildung 2.8 dargestellt.

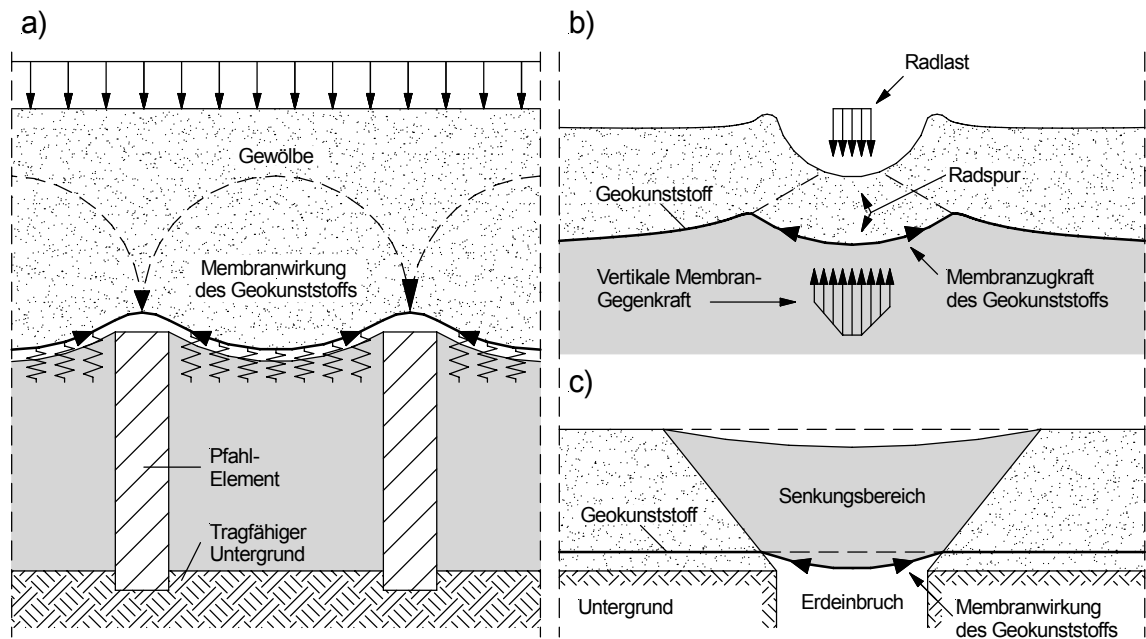


Abbildung 2.8: Membranwirkung von Geokunststoffen bei ausgewählten Anwendungsgebieten

- a) Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern
- b) Tragschichtbewehrung unter Verkehrswegen
- c) Überbrückung von Erdenbrüchen

Die Grundidee der Lastabtragung eines bewehrten Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern ist in Abbildung 2.8a schematisch dargestellt. Alle Lasten vom Damm werden grundsätzlich über die vertikalen pfahlähnlichen Elemente unterschiedlicher Art durch die weiche Bodenschicht hindurch zu einer festeren tragfähigen Bodenschicht übertragen. Mit dem bewehrten Erdkörper soll die Einleitung der Lasten durch Lastumverteilung innerhalb des bewehrten Erdkörper in die Tragglieder sichergestellt und Durchstanzeffekte vermieden werden. Die Bewehrung „überbrückt“ durch eine Membranwirkung den wenig tragfähigen Boden zwischen den Traggliedern, der je nach den Steifigkeitsverhältnissen zwischen ihm, dem bewehrten Erdkörper und den Traggliedern teilweise oder nahezu vollständig entlastet wird. Statisch kann die Wirkungsweise des Systems hinsichtlich der Lastumlagerung auf die Tragglieder nach verschiedenen Modellen erfasst werden. In einfachen Fällen wird die Anwendung eines Gewölbemodells empfohlen (KEMPFFERT et al. [65], ZAESKE et al. [127]). Ein kurzer Überblick über die internationalen Berechnungsverfahren wird in ALEXIEW [3] geboten.

Die Anwendung der Geokunststoffe zur Sicherung von kraterförmigen Einsenkungen (Abbildung 2.8c) ist relativ neu. Die Aufgabe der Geokunststoffe ist es, Erdbauwerke gegen Verbrüche des Untergrundes zu sichern. In der Regel wird nicht das Ziel ver-

folgt, die Standsicherheit des Verkehrsbauwerks während der gesamten Nutzungsdauer uneingeschränkt zu gewährleisten (Prinzip der Vollsicherung), sondern vielmehr eine temporäre Begrenzung der oberflächlichen Verformungen auf einen festzulegenden Grenzwert bis zur Feststellung des Ereignisses und der Sperrung der Verkehrsfläche (Prinzip der Teilsicherung) zu garantieren. Es liegen zurzeit geringe Erfahrungen mit dieser Bauweise vor. Die komplexe Bruchmechanik im Zusammenspiel mit den Eigenschaften des Untergrunds, der Geokunststoffe, ferner die Tragwerksbildung über dem Erdeinbruch bedingen bei der Planung eine differenzierte Betrachtung der Randbedingungen und folglich unterschiedliche Bemessungsansätze. Die Nachweisverfahren für Einbruchüberbrückungen mit Geokunststoffbewehrungen unterliegen einer ständigen ingenieurwissenschaftlichen Entwicklung. Eine Übersicht über die gängigen Bemessungsmethoden können u. a. AYDOGMUS et al. [22], PAUL/AYDOGMUS [102], BLIVET et al. [29], GIROUD et al. [45], PÖTTLER et al. [105], SCHWERDT et al. [110], VON WOLFFERSDORFF [122] entnommen werden.

2.4.3 Anforderungen an Geokunststoffe mit Bewehrungsaufgaben

Gemäß obiger Darstellung der Grundprinzipien der Geokunststoffbewehrung (Abschnitt 2.4.1) kann die Bewehrungsfunktion wie folgt definiert werden:

“Bewehren heißt, unter oder zwischen Bodenschichten Geokunststoffe zur Aufnahme von Zugkräften einzubauen, um die mechanischen Eigenschaften von Bodenschichten zu verbessern“ (ivg [57]).

Zur Anwendung kommen Geotextilien (GTX) – insbesondere Gewebe (GTX-W) – und geotextilverwandte Produkte (GTP) – insbesondere Geogitter (GG). Die Hauptaufgabe dieser GSY besteht darin, Zugkräfte aufzunehmen und diese über “Reibung“ in den anstehenden Füllboden zu übertragen. In den meisten Anwendungsfällen spielen neben dem reinen Kraft-Dehnungsverhalten (Abbildung 2.3) und der Verbundwirkung der Bewehrung auch die Nebenfunktionen (i. d. R. Trennen und Drainieren) eine nicht unwesentliche Rolle. Insbesondere bei Betrachtung der Langzeitwirkung eines GSY können zu Beginn untergeordnete Nebenfunktionen in späterer Folge Hauptfaktoren für eine ausreichende Systemtragfähigkeit bzw. -standicherheit werden (BLOVSKY [30]).

In der gegenwärtigen Praxis werden Bewehrungen überwiegend mit gewebten, gelegten und gestreckten Geogittern (vgl. Abbildung 4.3) mit relativ geringer Dehnung und Kriechneigung berechnet und ausgeführt. In den Berechnungen darf die Verträglichkeitsbedingung zwischen der Lockergesteinsverformung und der Bewehrungsverformung nicht außer Acht lassen werden, da die KBE-Verbundkonstruktion aus zwei

Materialien mit unterschiedlichen Spannungs-Verformungs-Verhältnissen besteht (s. Abbildung 2.9a/b). Verformungsverträglichkeit heißt, dass der Geokunststoff die erforderlichen Zugkräfte bei bauwerksverträglicher Dehnung über die geforderte Gebrauchsdauer des Bauwerks aufnehmen und übertragen muss. In diesem Zusammenhang muss bei der Produktauswahl neben der ausreichenden Bruchdehnung des Bewehrungsmaterials, die Dehnung sowohl bei geringen Spannungen als auch unter Dauerlast (Kriechneigung) berücksichtigt werden.

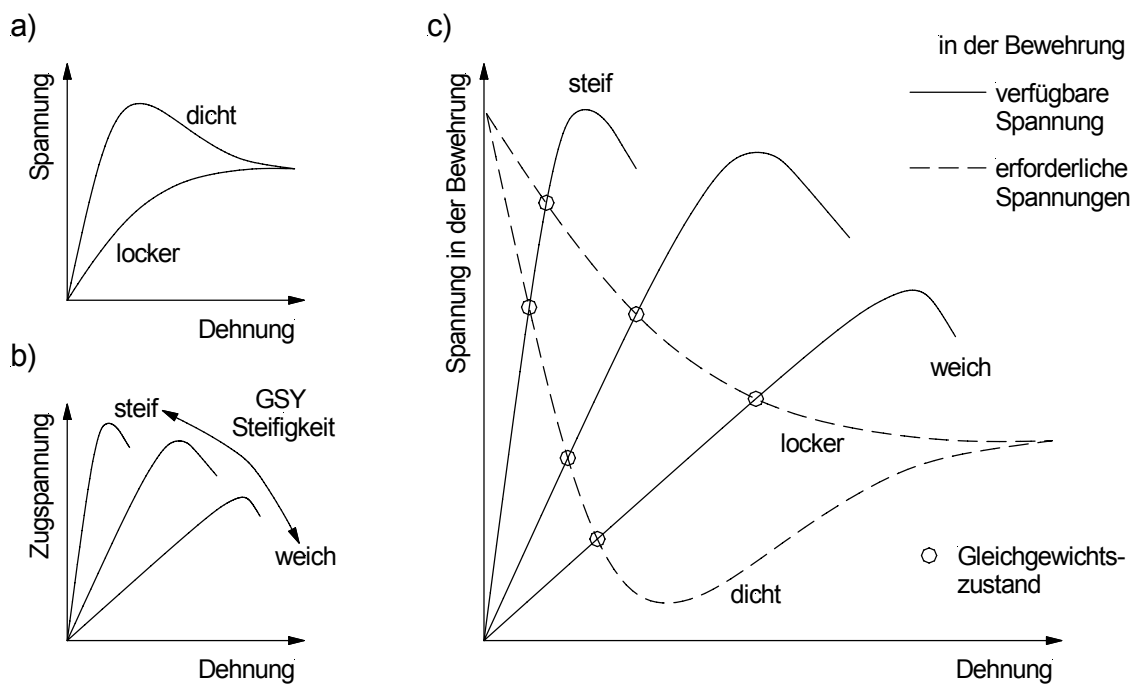


Abbildung 2.9: Dehnungs-Verträglichkeits-Diagramm für den Gleichgewichtszustand im bewehrten Boden (JEWELL [58], [59]; JONES [60])

- a) Spannungs-Dehnungs-Verhalten eines typischen nichtbindigen Bodens
- b) Spannungs-Dehnungs-Beziehung typischer Geokunststoff-Bewehrungen
- c) Dehnungs-Verträglichkeits-Diagramm für den Gleichgewichtszustand im bewehrten Boden

Aus der einfachen Darstellung des Dehnungs-Verträglichkeits-Diagramms für den bewehrten Boden in Anlehnung an JEWELL [58] (Abbildung 2.9c) kann die Auswirkung der Steifigkeit der Geokunststoff-Bewehrung auf das Verhalten der KBE-Konstruktion veranschaulicht werden. Zum Beispiel macht der Einsatz sehr dehnsteifer Materialien (hohes Zugmodul) die volle Ausnutzung der Scherfestigkeit des Lockergesteins unmöglich und führt so zu einer Verminderung der Tragfähigkeit des bewehrten Lockergesteinkörpers. Es tritt ebenfalls ein negativer Effekt bei zu weichem Bewehrungsmaterial (niedriges Zugmodul) dadurch ein, dass infolge zu großer

Verformungen der Grenzlast erreicht wird, bevor die Grenzlast der Bewehrungsmaterialien ausgenutzt ist.

Die Grundanforderungen an GSY mit Bewehrungsfunktion können in den folgenden drei Punkten zusammengefasst werden (RÜEGGER/HUFENUS [107]):

- **Mechanisch:**
Aufnahme und Übertragung von Zugkräften unter begrenzter Deformation über die geforderte Gebrauchsdauer des Bauwerks, sowie ausreichende Widerstandskraft gegen Beschädigungen durch den Einbau.
- **Hydraulisch:**
Ausreichende Durchlässigkeit zur Verhinderung eines Wasserstaus über oder unter dem Geokunststoff mit gefährlichem Scherfestigkeitsverlust durch Reduktion der auf den Geokunststoff wirkenden Normalkraft infolge des Aufbaus eines Porenwasserdruckes.
- **Langzeitverhalten:**
Die oben genannten Anforderungen müssen über die geforderte Gebrauchsdauer des bewehrten Bauwerks/Bauteils erhalten bleiben. Durch Kriechen des Zuggliedes (GSY) darf es nicht zu einem vorzeitigen Bruch kommen und es dürfen keine langfristigen, unzulässigen Deformationen eintreten. Die Beständigkeit gegen Umwelteinflüsse ist über die Gebrauchsdauer zu gewährleisten.

2.5 Verbund zwischen Geokunststoff und Lockergestein

Bei der Verwendung von Geokunststoffen als Bewehrungselemente im Lockergestein muss eine gute Kraftübertragung zwischen LG und GSY gewährleistet sein, um die Standsicherheit der KBE-Konstruktionen und/oder angrenzenden Bauteile zu gewährleisten. Es erscheint deshalb wichtig, nicht nur die Geokunststoff- und bodenmechanischen Kennwerte getrennt voneinander zu ermitteln und in Bemessungen anzusetzen, sondern auch das System BGV mit seiner Verbundwirkung zu untersuchen. Dabei ergeben sich, wie in Abbildung 1.2 beispielhaft verdeutlicht, je nach Position des GSY im Bauwerk und je nach Lage der Gleitlinie im Wesentlichen zwei Beanspruchungsarten, die es getrennt zu betrachten gilt.

- **Zugbeanspruchung:**
Das Herausziehen des Geokunststoffs aus den umgebenden Lockergesteinseinsschichten.

Verläuft eine Gleitfläche so, dass sie eine Geokunststofflage schneidet (vgl. Abbildung 1.2 ⑤), wird der Geokunststoff auf beiden Seiten der Gleitfläche auf ein Herausziehen aus dem Boden beansprucht, wenn ein Materialversagen ausgeschlossen ist.

- Scherbeanspruchung:
Das Abscheren des Geokunststoffs auf einer Bodenschicht.

Verlaufen die Gleitflächen tangential zu einer Geokunststofflage (vgl. Abbildung 1.2 ③), so findet die Ausbildung einer Scherfestigkeit durch Reibungs- und Adhäsionskraftübertragung auf einer Seite der Bewehrungsebene statt. Dabei besteht die Reibung und Adhäsion bei nicht geschlossenen Strukturen wie *Geogittern* aus 2 Komponenten. Die erste Komponente stellt die Scherfestigkeit zwischen Geogitteroberfläche und dem damit in Kontakt stehenden Boden dar. Als Zweite Komponente tritt eine Scherbeanspruchung zwischen dem innerhalb der Geogitteröffnungen befindlichen Boden und dem angrenzenden Boden auf der gegenüberliegenden Seite der Scherfläche statt.

Die Verbundwirkung entsteht zunächst durch Reibung und adhäsive Kräfte zwischen Geokunststoff und Lockergestein. Sind diese Kräfte groß genug, können Schubspannungen, die bei einer Dehnung des Lockergesteins längs der Bewehrung entstehen, auf die Bewehrung übertragen werden. Das ist der Bewehrungseffekt der von der Steifigkeit des Bewehrungsmaterials abhängt und zu einer Verringerung der Verformungen des Gesamtsystems BGV führt.

Der Verbund hat im Wesentlichen folgende zwei Ursachen:

- Haltekräfte,
die bei kleinsten Verschiebungen wirken und durch Adhäsion hervorgerufen werden.
- Reibungswiderstand,
der vor allem bei größeren Verschiebungen vorhanden ist und durch die Rauigkeit der Oberfläche des Geokunststoffs (flächige Reibung) sowie durch die einen Formschluss fördernden Körner des Lockergesteins bewirkt wird (Verzahnung).

Eine mögliche Haftung zwischen der Geokunststoffoberfläche und dem LG ist bei *Geogittern* aufgrund des hohen Schlankheitsgrads (Verhältnis der Geogitteroberflä-

che zu der Gesamtfläche) vermutlich ohne wesentlichen Einfluss auf den Verbund. Ferner wird diese Haftung schon bei sehr kleinen Verschiebungen überwunden, so dass sie praktisch nicht relevant ist. Die Übertragung von Kräften aus dem Boden in den Geokunststoff und umgekehrt geschieht in erster Linie durch die normalspannungsabhängige Reibung (flächige Reibung/Verzahnung).

2.6 Normative Prüfverfahren zur Bestimmung des Interaktionsverhaltens

Für die Untersuchung des Verbundverhaltens (Interaktion) stehen im Wesentlichen drei genormte Laborversuche zur Verfügung.

- Herausziehversuch (Abbildung 2.10a):
(DIN EN 13738, Ausgabe: 2005-02 [N10])
- Scherkastenversuch (Abbildung 2.10b):
(DIN EN ISO 12957-1, Ausgabe: 2005-05 [N13])
- Schiefe-Ebene-Versuch (Abbildung 2.10c):
(DIN EN ISO 12957-2, Ausgabe: 2005-05 [N14])

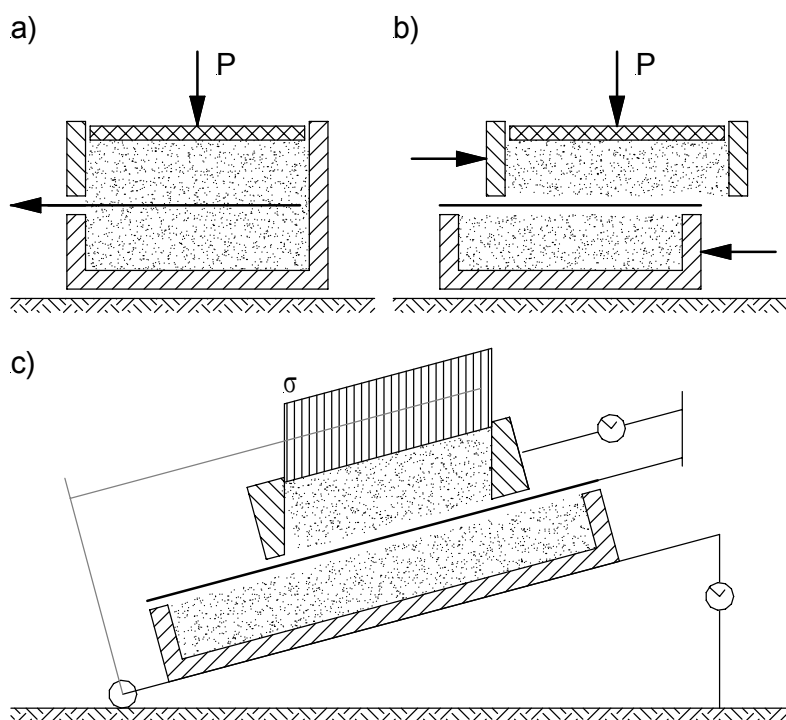


Abbildung 2.10: Schematischer Aufbau von Prüfverfahren zur Bestimmung des Interaktionsverhaltens

- a) Kleiner Herausziehkasten gemäß DIN EN 13738
- b) Scherkasten mit reduzierter Scherfläche gemäß DIN EN ISO 12957-1
- c) Schiefe-Ebene-Versuch gemäß DIN EN ISO 12957-2

Für die Bestimmung der Verbundparameter des Beanspruchungszustandes “Zugbeanspruchung“ werden im Labor Herausziehversuche (Abschnitt 2.6.2), im englischen Sprachgebrauch als “*pullout-test*“ bezeichnet, durchgeführt.

Die Simulation des Beanspruchungszustandes “Scherbeanspruchung“ erfolgt durch Reibungsversuche unter Verwendung eines Scherprüfgeräts (Abschnitt 2.6.1) bzw. eines Schiefe-Ebene-Prüfgeräts. Letztgenanntes wird zur Bestimmung des Abgleitwinkels bei niedrigen Auflasten eingesetzt. Dieser Versuch ist hilfreich zur Feststellung der das Gleiten auslösenden Flächen in einem mehrschichtigen Aufbau. Im Rahmen dieser Arbeit wird dieses Prüfverfahren nicht näher betrachtet.

Aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen und Beanspruchungsarten ergeben die zwei Prüfverfahren (*Scher- und Herausziehversuch*) unterschiedliche Verbundbeiwerte, so dass beide Prüfungen für den jeweiligen Anwendungsbereich durchgeführt werden sollten (JURAN et al. [63], ALFARO et al. [5]).

2.6.1 Scherkastenversuch

Die Bestimmung der Reibungseigenschaften Geokunststoff-Lockergestein kann prinzipiell im Rahmenschergerät (Abbildung 2.10b) durchgeführt werden, welches auch in der Bodenmechanik verwendet wird. Wegen der gerätetechnisch vorgegebenen Zwangsscherfuge eignen sie sich insbesondere zur Ermittlung der äußeren Reibung zwischen Lockergesteinen und anderen Baumaterialien.

Normativ wird der Scherversuch in DIN EN ISO 12957-1 (2005-05 [N13]), Geokunststoffe - Bestimmung der Reibungseigenschaften - Teil 1: Scherkastenversuch, geregelt. Sie schreibt einen Scherkasten vor, der in obere und untere Sektionen aufgeteilt ist. Der obere Teil des Scherkastens muss Innenmaße von mindestens 300 x 300 [mm] aufweisen. Der untere Teil des Prüfgeräts muss ein Träger für die Messproben und eine Klemmvorrichtung enthalten, um ein Verrutschen der Messproben während der Prüfung zu verhindern. Ferner muss dieser ausreichend lang sein, um bei vollflächigem Kontakt zwischen Messprobe und LG einen Scherweg von mindestens 16,5 [%] der inneren Länge des oberen Kastens zu erlauben.

Der generelle Versuchsaufbau besteht aus zwei horizontal gegeneinander verschiebbaren Rahmen, in denen sich die Lockergesteinsprobe befindet bzw. die Geokunststoff-Messprobe fixiert ist. In Anlehnung an die bodenmechanischen Scherversuche werden verschiedene Normalspannungen über einen Laststempel auf die Bodenprobe aufgebracht. Die Auflast kann mechanisch durch Totlast, pneumatisch oder hydraulisch aufgebracht werden. Die Scherbelastung wird durch den

Vorschub eines Rahmens, üblicherweise des unteren, in den Probekörper eingetragen. Die Messung der Scherkraft erfolgt i. d. R. an der Vorschubeinrichtung und die des Scherwegs am unteren Rahmen.

Die Scherspannung wird für jeden abgelesenen Wert aus der gemessenen Scherkraft berechnet mit:

$$\tau = \frac{S}{A} \quad \text{Gl. (2.6)}$$

Hierin bedeuten:

- τ Scherspannung;
- S gemessene Scherkraft;
- A Kontaktfläche der Probe, korrigiert für jede Berechnung bei Verwendung des Prüfgeräts mit sich reduzierender Fläche.

Aus den Scherspannungs-Scherweg-Diagrammen werden die Höchstscherspannungen $\tau_{sg}^{\max}(\sigma)$ bestimmt und im τ - σ -Diagramm dargestellt. Durch die Versuchspunkte $\tau_{sg}^{\max}(\sigma)$ wird die Regressionsgerade (Reibungsgerade) gelegt. Der Winkel zwischen dieser Linie und der horizontalen Achse gibt den Reibungswinkel φ_{sg} (Reibungswinkel zwischen GSY-LG) und die Scheinkohäsion c_{sg} (oft auch als Strukturwiderstand genannt) ist der Abschnitt dieser Linie mit der vertikalen Achse. In analoger Weise können mit den Residualwerten die Restscherparameter bestimmt werden.

In Anlehnung an die Ermittlung der Scherfestigkeit des Lockergesteins in der Bodenmechanik ergibt sich für das Reibungsverhalten von Geokunststoffen gegenüber dem Lockergestein die Gleichung:

$$\tau_{sg}^{\max}(\sigma) = c_{sg} + \sigma \cdot \tan \varphi_{sg} \quad \text{Gl. (2.7)}$$

Hierin bedeuten:

- $\tau_{sg}^{\max}(\sigma)$ Höchstscherspannung bei Normalspannung σ , die während einer GSY-LG Scherprüfung entsteht;
- c_{sg} Scheinkohäsion zwischen GSY-LG bei Normalspannung $\sigma = 0$;
- σ wirksame Normalspannung;
- $\tan \varphi_{sg}$ Bruchreibungswinkel zwischen GSY-LG.

Das Verbundverhalten Geokunststoff-Lockergestein kann über zwei Wege quantifiziert werden. Beim *ersten* und präzisen Verfahren werden direkt die Höchstscher-

spannungen GSY-LG mit den Höchstscherspannungen LG-LG verglichen. Das Verfahren liefert einen Verbundbeiwert, der von der Normalspannung abhängen kann – aber nicht muss.

Beim *zweiten* Verfahren werden die COULOMB'schen Parameter φ und c im Fall mit Geokunststoff mit dem Fall ohne Geokunststoff verglichen. Es liefert zwei Verbundbeiwerte (φ -bezogen und c -bezogen). Dieses Verfahren ist weniger präzise vor allem deswegen, weil die Parameter φ und c de facto keine Konstanten sind. Bei höheren Normalspannungen oder großer Lagerungsdichte kann die COULOMB'sche Scherlinie gekrümmt verlaufen. Auf Abbildung 2.11 ist die Krümmung überhöht dargestellt, um diese Tatsache besser zu veranschaulichen. Praktische Bedeutung hat die Krümmung allerdings nur, wenn die Ergebnisse von Laborversuchen, die bei sehr kleinen Normalspannungen durchgeführt werden, auf größere Bauwerke übertragen werden, bei denen viel größere Normalspannungen herrschen (EAU [N18]).

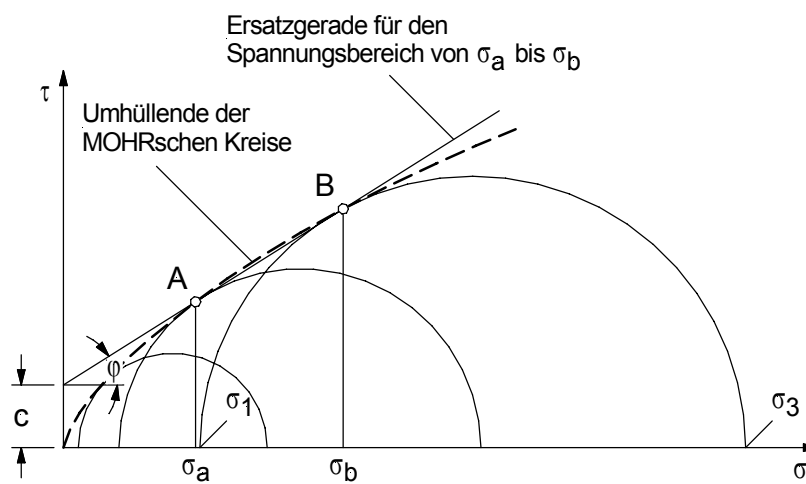


Abbildung 2.11: Scherdiagramme mit MOHR'schen Spannungskreisen für nichtbindige Böden (EAU [N18])

Beim *ersten* Verfahren lässt sich das Reibungsverhältnis $f_g(\sigma)$ separat für jede in der Prüfung verwendete Normalspannung berechnen mit:

$$f_g(\sigma) = \frac{\tau_{sg}^{\max}(\sigma)}{\tau_s^{\max}(\sigma)} \quad \text{Gl. (2.8)}$$

Hierin bedeuten:

$\tau_{sg}^{\max}(\sigma)$ Höchstscherspannung bei Normalspannung σ , die während einer GSY-LG Scherprüfung entsteht;

$\tau_s^{\max}(\sigma)$ Höchstscherspannung bei Normalspannung σ , die während einer LG-LG Scherprüfung entsteht.

Bei der *zweiten* Möglichkeit wird häufig der “Verbundkoeffizient des Reibungswinkels“ f_φ und der “Verbundkoeffizient der Kohäsion“ f_c gemäß Gleichung (2.9) bzw. (2.10) berechnet.

$$f_\varphi = \frac{\tan \varphi_{sg}}{\tan \varphi_s} \quad \text{Gl. (2.9)}$$

$$f_c = \frac{c_{sg}}{c_s} \quad \text{Gl. (2.10)}$$

Hierin bedeuten:

- $\tan \varphi_{sg}$ Reibungswinkel zwischen GSY-LG;
- $\tan \varphi_s$ Reibungswinkel des Lockergesteins;
- c_{sg} Scheinkohäsion zwischen GSY-LG;
- c_s Kohäsion des Lockergesteins.

Angemerkt sei, dass die oben dargestellte *zweite* Möglichkeit nicht akkurat ist, da weder der Reibungswinkel φ noch die Kohäsion c unabhängig von der Normalspannung ist (vgl. Abbildung 2.11).

Das Reibungsverhältnis GSY-LG ist im Wesentlichen von den Lockergesteinseigenschaften (Korngrößenverteilung, Kornform, Kornrauigkeit, Dichte, Wassergehalt etc.), den Geokunststoffeigenschaften (Oberflächenstruktur, Rohstoff, Herstellungsverfahren etc.), den Versuchsrandbedingungen (Größe der Auflast, Schergeschwindigkeit etc.) und nicht zuletzt von Einflüssen der Gerätekonfiguration (Abmessungen der Prüffläche, konstante/abnehmende Prüffläche, Lagerung des oberen Scherrahmens etc.) bestimmt. Eine generelle Angabe der Verbundparameter ist daher nicht möglich.

GRETT [47] hat Scherversuche an verschiedenen Geotextilien und unterschiedlichen Lockergesteinen durchgeführt. Es zeigte sich, dass bei nichtbindigen Böden Verbundreibungswinkel von ca. 80 – 100 [%] des Bodenreibungswinkels erreicht wurden, in bindigen Böden reduzierte sich der Verbundreibungswinkel auf ca. 60 [%] des Bodenreibungswinkels. Der Verbund zwischen Boden und Vliesstoff war generell besser als bei Geweben, da sich in die mechanisch verfestigten Vliesstoffe Boden-

teilchen besser einlagern konnten und so eine größere Oberflächenrauigkeit verursacht wird. Ähnliche Versuchsergebnisse an vergleichbaren Prüfmaterialien erzielten MARTIN et al. [89]. Der Verbundreibungswinkel zwischen nichtbindigen Böden und verschiedenen Geotextilien lag bei ca. 85 – 100 [%] des Bodenreibungswinkels.

Hieraus ist zu erkennen, dass die meisten Geokunststoffe einen hohen Prozentsatz der Reibung des Lockergesteins mobilisieren können. Eine Zusammenstellung der Größenordnungen der Verbundbeiwerte für häufige Produkttypen und Bodenarten sind u. a. in RÜEGGER/HUFENUS [107] gegeben. Angemerkt sei, dass diese Werte nur für Abschätzungen und Vorbemessungen von Bauwerken gelten.

Während der Simulation des Beanspruchungszustandes “Scherbeanspruchung“ im Rahmenschergerät stellt sich die erzwungene Scherfuge stets in der Kontaktfläche zwischen Lockergestein und Geokunststoff ein, da der Reibungswinkel des Geokunststoff-Lockergestein-Verbundes immer kleiner oder ebenso groß wie der innere Reibungswinkel des Lockergesteins sein wird. Sollte der Verbund zwischen Lockergestein und Geokunststoff fester sein als der Reibungswinkel des Bodens, so wird sich die Scherfuge im Lockergestein parallel zur Kontaktfläche des Geokunststoffs ausbilden. Dieses Phänomen tritt insbesondere bei *Geogittern* auf. In den Maschenweiten der GG wird der innere Reibungswinkel des Lockergesteins gemessen, ferner wird der Verbundbeiwert durch die Lastabtragungsmechanismen der Querstreben und der überhöhten Knoten der Geogitter erhöht. Die Lage der Scherfuge in der Grenzschicht GSY-LG spiegelt sich theoretisch im Wert des Reibungsverhältnisses wie folgt wieder:

- $f_g(\sigma) \leq 1$: Scherfuge in der Kontaktfläche zwischen Lockergestein und Geokunststoff;
- $f_g(\sigma) > 1$: Scherfuge im Lockergestein.

Für die Anwendung der Ergebnisse bodenmechanischer Untersuchungen ist die Reproduzierbarkeit der Parameter von großer Bedeutung. Angaben zur Streuung von Reibungsversuchen für Geokunststoffsichtgrenzen machen u. a. CRILEY et al. [37], JONES [61], TAKASUMI et al. [114]. Umfassende Untersuchungsergebnisse einer ausgedehnten Ringanalyse werden von STOEWAHSE et al. [112] vorgestellt. Unverhältnismäßig große Streubreiten der Versuchsergebnisse führt er auf die uneinheitlichen Versuchsrandbedingungen (Abmessungen, kinematische Freiheitsgrade etc.) der Prüfgeräte zurück (s. Abschnitt 5.2). Gegenwärtig ist die Größe der Scheinkohäsion oft nicht zuverlässig erfassbar, sie ist mit vielen Unsicherheiten behaftet. Da

jedoch deren Einfluss sehr groß sein kann, wird diese für die Beurteilung der Kraftübertragung Geokunststoff-Lockergestein im Allgemeinen in der Praxis vernachlässigt und nur die Reibung berücksichtigt. In vielen Fällen ist es besser, mit einem so genannten Winkel der Gesamtscherfestigkeit φ^* zu operieren, welcher indirekt in bindigen, kohäsiven Böden einen Kohäsionsanteil berücksichtigt (Abbildung 2.12, RÜEGGER/HUFENUS [107]).

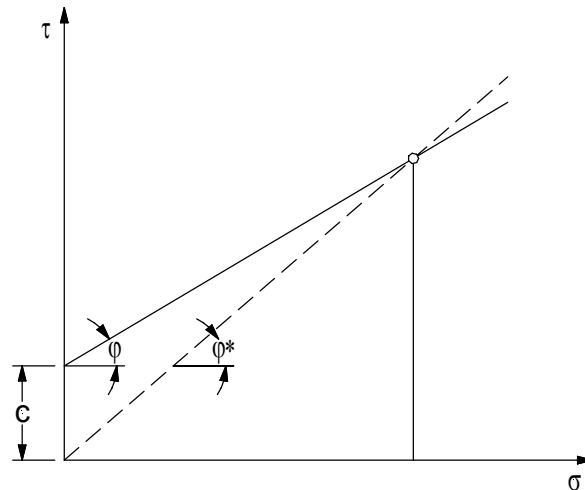


Abbildung 2.12: Winkel der Gesamtscherfestigkeit für einen bindigen Boden [107]

2.6.2 Herausziehversuch

Der Widerstand eines Geokunststoffs gegen Herausziehen aus einem Bodenverbund wird in DIN EN 13738 (2005-02 [N10]), Geotextilien und geotextilverwandte Produkte - Bestimmung des Herausziehwiderstandes aus dem Boden, geregelt. Die europäische Norm legt ein Prüfverfahren fest, mit dem der Widerstand von hauptsächlich bei der Bodenbewehrung verwendeten Geokunststoffen gegen Herausziehen aus einem Bodenkörper in einem Labor-Herausziehkasten bestimmt werden kann. Das Laborprüfgerät besteht im Wesentlichen aus einem biegesteifen Stahlkasten, der an der Vorderseite der Prüfeinrichtung mit einem horizontal angeordneten Schlitz versehen ist, durch die ein zwischen zwei Bodenschichten eingespanntes GSY hindurchgeführt werden kann, um es durch eine Einspannklemme auf Zug belasten zu können (Prinzipskizze s. Abbildung 2.10a). Der Standardkasten sollte rechteckig geformt und mindestens 1,5 [m] lang, 0,6 [m] breit und 0,3 [m] tief sein. Zur Prüfung der Art des Versagens/Ausfalls können jedoch gemäß DIN EN 13738 [N10] kleinere Kästen, z. B. ein Scherkasten mit einer wirksamen Scherfläche von mindestens 300 x 300 [mm], ähnlich wie in DIN EN ISO 12957-1 [N13] festgelegt, verwendet werden.

Das Prinzip des Herausziehversuchs besteht darin, dass eine Geokunststoffprobe aus einem Lockergesteinsverbund in horizontaler Richtung herausgezogen wird. Die

zum Herausziehen der Messprobe (aus dem Lockergesteinsverbund) erforderliche Kraft F_p und der dazugehörige Herausziehweg s wird kontinuierlich aufgezeichnet. Der Herauszieh Widerstand pro Längeneinheit F wird als Quotient aus Herausziehungskraft und "Breite" der Messprobe gemäß der Gleichung (2.11) berechnet. Die Prüfung wird bei Aufbringen einer auf die obere Bodenschicht wirkenden Normalspannung σ durchgeführt. Nach einer Reihe derartiger Prüfungen erhält man eine Regressionsgerade (Herausziehgerade) des größten gemessenen Herauszieh Widerstandes im Verhältnis zur Normalspannung. Entsprechend der Angaben in Abschnitt 2.6.1 lässt sich aus dem τ - σ -Diagramm der Verbundreibungswinkel φ_{sg} und die Scheinkohäsion c_{sg} ermitteln.

$$F(\sigma) = F_p(\sigma) \cdot d \quad \text{Gl. (2.11)}$$

Hierin bedeuten:

$F(\sigma)$ Herauszieh Widerstand pro Längeneinheit bei Normalspannung σ ;

$F_p(\sigma)$ Herausziehungskraft bei Normalspannung σ ;

d Wird nach Bedarf aus Gleichung (2.12) oder (2.13) übernommen.

- Für Geotextilien, Dichtungsbahnen und Bewehrungsbänder:

$$d = \frac{1}{b} \quad \text{Gl. (2.12)}$$

- Für Geogitter, Geonetze und andere grobmaschige Strukturen:

$$d = \frac{n_{GG}}{N_{GG}} \quad \text{Gl. (2.13)}$$

Hierin bedeuten:

b Messprobenbreite;

n_{GG} Mindestanzahl von Zugelementen innerhalb 1 [m] Breite des geprüften Geogitters, in Richtung der Herausziehungskraft;

N_{GG} Anzahl der gezogenen Zugelemente einer Geogittermessprobe, in Richtung der Herausziehungskraft.

Das Reibungsverhältnis $f_g(\sigma)$ lässt sich analog zu der Gleichung (2.8) separat für jede in der Prüfung verwendete Normalspannung berechnen.

Die Ermittlung der Grenzscherspannung für die Zugbeanspruchung erfolgt nach Gleichung (2.14):

$$\tau_{sg}^{\max}(\sigma) = \frac{F(\sigma)}{2 \cdot L} \quad \text{Gl. (2.14)}$$

Hierin bedeuten:

$\tau_{sg}^{\max}(\sigma)$ Grenzscherspannung bei Normalspannung σ ;

L Einbindelänge der Geokunststoffmessprobe.

Herausziehversuche dienen zur Ermittlung

- der minimalen Verankerungslänge und
- der maximalen Kräfte, die über das Lockergestein in den Geokunststoff eingeleitet werden können.

Für die Ermittlung der minimalen Verankerungslänge müssen Versuche mit unterschiedlich langen Geokunststoffproben durchgeführt werden, bis die minimale Probenlänge gefunden wird, bei der das GSY unter den jeweiligen Versuchsrandbedingungen (Auflast und Boden) gerade noch reißt. Alternativ können auch gestaffelt mehrere Drahttextensometer an den Geokunststoffproben befestigt werden, um die zur Ableitung der Verankerungskräfte maßgebliche Verankerungslänge zu ermitteln. Bei der Ermittlung der Herauszieh Widerstände können zwei unterschiedliche Versagensmechanismen auftreten. Entweder gleitet der Geokunststoff aus dem Lockergestein heraus, oder der Geokunststoff reißt ab bevor der Herauszieh Widerstand überwunden wird (ZANZINGER [128]).

Der auf den ersten Blick einfach erscheinende Herausziehversuch ist eine der anspruchsvollsten Prüfmethode der Geokunststoff-Prüfpraxis (KOERNER [73]). Daraus resultiert eine Vielzahl von Geräten, die mit unterschiedlichen Attributen konzipiert, erbaut und untersucht worden sind.

Gemäß JEWELL [59] ist der Verbundkoeffizient von Geokunststoffen mit geschlossenen Strukturen, wie z. B. Gewebe und Vliesstoff, die im Herausziehversuch bestimmt werden, ähnlich der Werte aus dem Scherkastenversuch. Bei *Geogittern* ist diese Erscheinung jedoch nicht zutreffend. Der Lastabtragungsmechanismus im Herausziehversuch unterscheidet sich stark zu dem im Reibungsversuch. Modellversuche mit photometrischer Auswertung (DYER [39], MILLIGAN et al. [93]) veranschaulichen das komplexe Verbundverhalten (Abbildung 2.13). Die Hauptmechanismen, welcher die Lastabtragung vom Geogitter während einer Zugbeanspruchung bilden, können in den folgenden drei Punkten zusammengefasst werden:

- Reibung zwischen dem Lockergestein und der Geogitteroberfläche;
- Verzahnung, sog. “*interlocking*“-Effekt;
- Passiver Erdwiderstand vor den Querstreben.

Die Wirkung von Geogittern beruht im Wesentlichen auf dem “*interlocking*“-Effekt und dem passiven Erdwiderstand vor den Querstreben. Hierbei wird die Durchdringung der Bodenpartikel durch die Maschen des Geogitters vorausgesetzt. Der Anteil der Reibung ist aufgrund des hohen Schlankheitsgrads (Verhältnis der Geogitteroberfläche zu der Gesamtfläche) verhältnismäßig gering (vgl. auch Abschnitt 2.7.2).

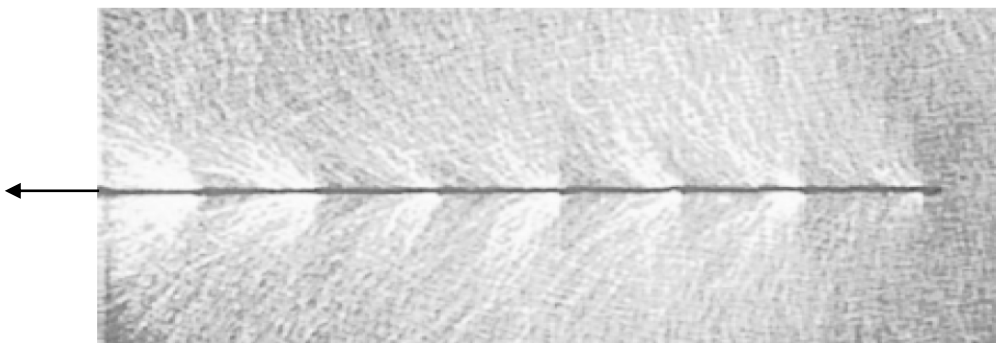


Abbildung 2.13: Photoelastische Visualisierung der Spannungsakkumulation an den Geogitterknoten während des Herausziehversuchs (MILLIGAN et al. [93])

2.7 Theoretische Betrachtungen zum Verbundverhalten eines zugbeanspruchten Geokunststoffs

In den vorangegangenen Abschnitten wurde auf die Bedeutung der Kraftübertragung zwischen LG und GSY für die Standsicherheit einer KBE-Konstruktion eingegangen. Ferner wurden experimentelle Möglichkeiten zur Bestimmung des Geokunststoff-Lockergestein-Verbundverhaltens beschrieben. Für ein besseres Verständnis des komplexen Interaktionsverhaltens eines zugbeanspruchten Geokunststoffs und folglich der richtigen Interpretation der experimentell ermittelten Ergebnisse ist es unerlässlich, das Interaktionsverhalten systematisch zu analysieren und Gesetzmäßigkeiten herauszuarbeiten. Hierzu werden in den nachfolgenden Abschnitten analytische und numerische Untersuchungsmethoden vorgestellt. Beide Möglichkeiten geben einen vertieften Einblick über die Lastabtragungsmechanismen von zugbeanspruchten Geokunststoffeinlagen.

2.7.1 Analytische Untersuchungen

Im Folgenden wird eine Differenzialgleichung hergeleitet, mit der das Verbundverhalten eines zugbeanspruchten Geokunststoffs beschrieben werden kann. Für die Her-

leitung wird zunächst das in Abbildung 2.14a dargestellte Stützbauwerk aus kunststoffbewehrter Erde betrachte. Es wird die Bildung einer ebenen Bruchfläche \overline{ab} angenommen. Sie teilt die Konstruktion in zwei Teile, in eine aktive Zone (A) und in eine Widerstandszone (B). In der aktiven Zone (A) werden durch die auftretenden Belastungen Zugkräfte in den Bewehrungselementen Z_j erzeugt. Die Abtragung dieser Zugkraft erfolgt in der Widerstandszone (B) durch Reibung und Verzahnung zwischen LG und GSY. Unter der Voraussetzung, dass die horizontalen Komponenten der Erddruckspannungen nur von den Geokunststoffen aufgenommen werden, ergeben sich Zugkraftverläufe entlang der Bewehrungslängen L , die dem zum j -ten GSY gehörenden Verlauf aus Abbildung 2.14a entsprechen. Die Annahme der Zugkraftlinie $Z(x)$ stützt sich auf die Messergebnisse aus Feld- und Laboruntersuchungen vieler Autoren (z. B. SCHLOSSER et al. [109], LABA et al. [81]). Sie erreicht ihr Maximum an der Bruchfläche.

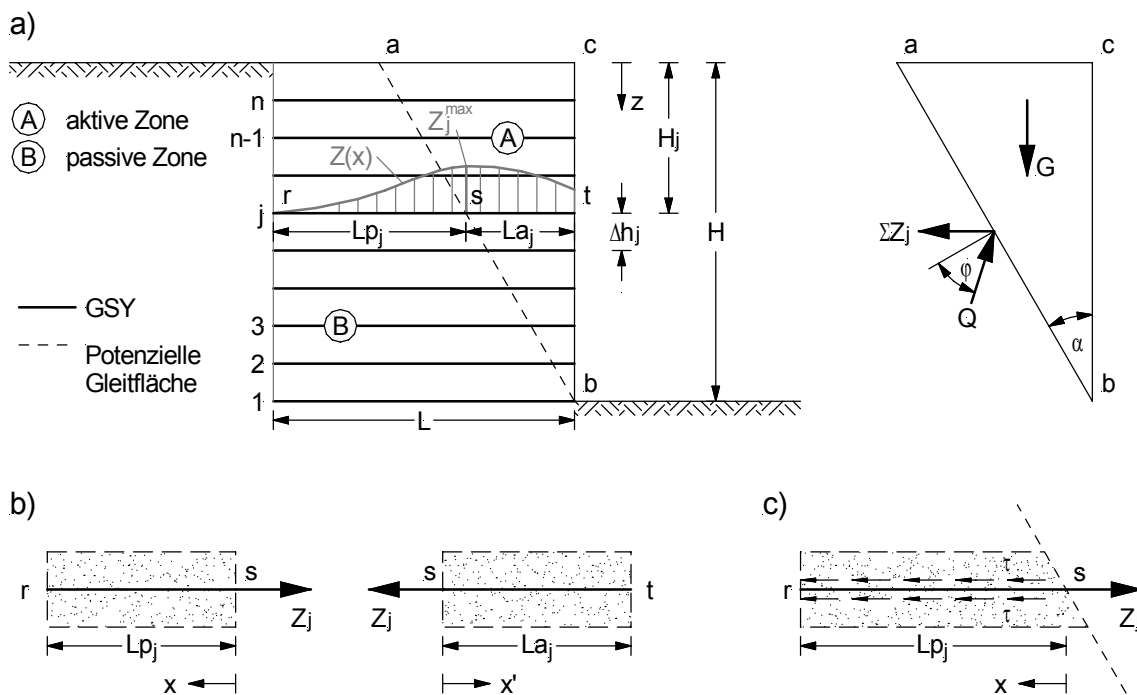


Abbildung 2.14: Stützbauwerk aus geokunststoffbewehrter Erde

- a) Bruchmechanismus, Kräfte und Krafteck
- b) Bewehrungselement in der aktiven und passiven Zone
- c) Darstellung des Lastübertragungsprinzips

Betrachten wir nun für die weitere Abhandlung einen Streifen der j -ten Bewehrungslage \overline{rst} , wie er in Abbildung 2.14b dargestellt ist. Ein Teil des Streifens ist in der aktiven Zone \overline{rs} und ein Teil in der passiven Zone \overline{st} eingebettet. Theoretisch können beide Seiten separat betrachtet werden. Hierbei stellt die passive Zone den

Gegenstand der mathematischen Analyse dar (Abbildung 2.14c). Es wird vorausgesetzt, dass die Zugkraft Z bekannt ist.

Die Zugkraftverteilung $Z(x)$ entlang der Einbindelänge L_{pj} der Bewehrung ist abhängig von vielen Faktoren, insbesondere von der Auflastart, vom Verformungsverhalten des Geokunststoffs, von der Scherfestigkeit des Lockergesteins, vom Reibungsverhalten in der Grenzfläche GSY-LG etc. Die Standsicherheit der KBE-Konstruktion ist ebenfalls abhängig von obigen Faktoren. Daher sollte der Mechanismus des Herausziehens genauestens studiert werden.

Ein mechanisches Modell des Beanspruchungszustandes "Zugbeanspruchung" ist am infinitesimalen Element im Lastübertragungsbereich in Abbildung 2.15 dargestellt. Die Bodenreaktion wird mit der Scherspannung τ an beiden Seiten des Elementes mit konstantem Wert berücksichtigt. Die Scherspannungen an den Endflächen werden vernachlässigt.

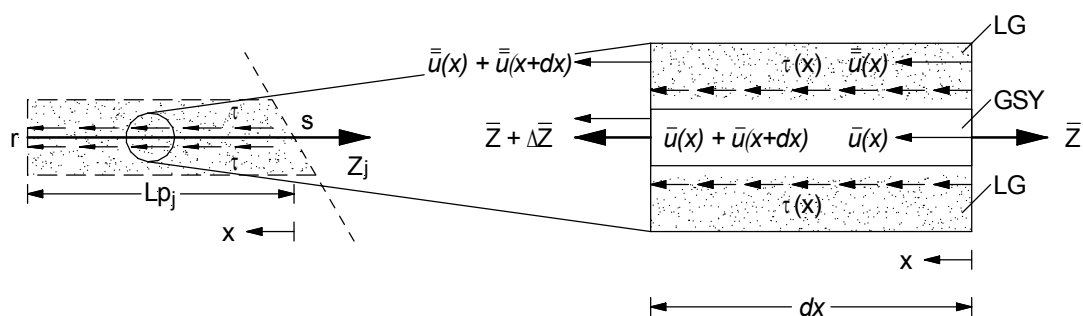


Abbildung 2.15: Gleichgewicht am infinitesimalen Element im Lastübertragungsbereich

Mit

- $\bar{u}(x)$ Verschiebung des Lockergesteins an der Stelle x
- $\bar{u}(x + dx)$ Verschiebung des Lockergesteins an der Stelle $x+dx$
- $\bar{u}(x)$ Verschiebung des Geokunststoffs an der Stelle x
- $\bar{u}(x + dx)$ Verschiebung des Geokunststoffs an der Stelle $x+dx$
- Δu Relativverschiebung zwischen Lockergestein und Geokunststoff
- \bar{E} Steifigkeit des Lockergesteins
- \bar{E} Steifigkeit des Geokunststoffs
- \bar{Z} Zugkraft im Geokunststoff

und der idealisierten Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Vorformung und Zugkraft, der durch die Steifigkeit der Materialien E beschrieben wird erfolgt die Beziehung

$$Z = \varepsilon(x) \cdot E, \quad \text{Gl. (2.15)}$$

$$\frac{Z}{E} = \varepsilon(x) \quad \text{mit} \quad \bar{\varepsilon}(x) = \frac{d\bar{u}}{dx} \quad \text{bzw.} \quad \bar{\bar{\varepsilon}}(x) = \frac{d\bar{\bar{u}}}{dx}. \quad \text{Gl. (2.16)}$$

Das Gleichgewicht am differentiellen Element des Geokunststoffs von Abbildung 2.15 liefert die Relation

$$\bar{Z}(x+dx) - \bar{Z}(x) + 2 \cdot \tau dx = 0, \quad \text{Gl. (2.17)}$$

$$\bar{Z}(x) + \frac{d\bar{Z}}{dx} \cdot dx - \bar{Z}(x) + 2 \cdot \tau dx = 0, \quad \text{Gl. (2.18)}$$

$$\frac{d\bar{Z}}{dx} = -2 \cdot \tau. \quad \text{Gl. (2.19)}$$

Der obigen Relation geht die Idealisierung zugrunde, dass die angrenzende Lockergesteinsschicht als mitwirkend betrachtet wird. Das heißt, dass im Bereich des Verbunds $0 < x < L_{pj}$ die Zugkraft Z_p gemeinsam von GSY und LG getragen wird.

$$Z_p = \bar{Z}(x) + \bar{\bar{Z}}(x) \quad \text{Gl. (2.20)}$$

Für $x = L_{pj}$ ist die Zugkraft im GSY \bar{Z} gleich der äußeren, eingetragenen Kraft Z_j .

Mit der Relativverschiebungsänderung $d\Delta u$ zwischen Geokunststoff und Lockergestein längs der Strecke dx

$$\frac{d\Delta u}{dx} = \frac{d\bar{u}}{dx} - \frac{d\bar{\bar{u}}}{dx} \quad \text{Gl. (2.21)}$$

und den Gleichungen (2.16) ergibt sich

$$\frac{d\Delta u}{dx} = \frac{\bar{Z}}{\bar{E}} - \frac{\bar{\bar{Z}}}{\bar{\bar{E}}}. \quad \text{Gl. (2.22)}$$

Durch einsetzen der Gleichung (2.20) folgt

$$\frac{d\Delta u}{dx} = \frac{\bar{Z}}{\bar{E}} - \frac{(Z_p - \bar{Z})}{\bar{\bar{E}}}. \quad \text{Gl. (2.23)}$$

Aus der Ableitung der Gleichung (2.23) folgt die allgemeine Differenzialgleichung

$$\frac{d\Delta u^2}{dx^2} = \frac{1}{\bar{E}} \cdot \frac{d\bar{Z}}{dx} + \frac{1}{\bar{E}} \cdot \frac{d\bar{Z}}{dx} , \quad \text{Gl. (2.24)}$$

$$\frac{d\Delta u^2}{dx^2} = \frac{1}{\bar{E}} \cdot \left(1 + \frac{\bar{E}}{\bar{E}}\right) \cdot \frac{d\bar{Z}}{dx} . \quad \text{Gl. (2.25)}$$

Mit $n = \frac{\bar{E}}{\bar{E}}$ und Nutzung der Gleichung (2.19) folgt

$$\frac{d\Delta u^2}{dx^2} = -\frac{1+n}{\bar{E}} \cdot 2 \cdot \tau \quad \text{Gl. (2.26)}$$

und durch Einführung der Abkürzung

$$\check{G} = -\frac{1+n}{\bar{E}} \cdot 2 \quad \text{Gl. (2.27)}$$

entsteht

$$\frac{d\Delta u^2}{dx^2} = \check{G} \cdot \tau . \quad \text{Gl. (2.28)}$$

Diese Differenzialgleichung kann nur ausgewertet werden, wenn bekannt ist, wie τ mit der Relativverschiebung Δu mobilisiert wird. In Abbildung 2.16 sind zwei theoretisch mögliche Formen der Spannungs-Verschiebungs-Beziehungen dargestellt.

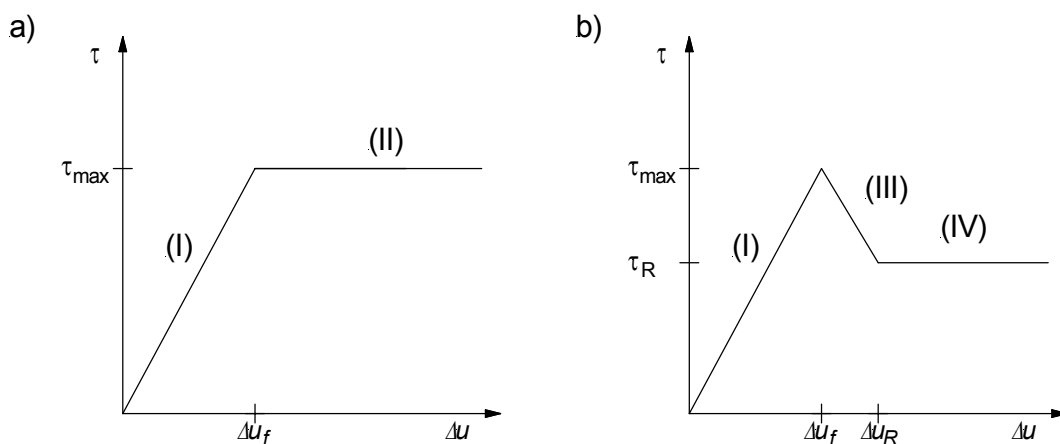


Abbildung 2.16: Spannungs-Verschiebungs-Beziehungen

- a) ideal elasto-plastisch
- b) ideal elasto-plastisch mit Entfestigung

Diese ergeben drei gebräuchliche Zustände:

- Elastischer Zustand (I);
- Elasto-plastischer Zustand (II);
- Zustand mit Entfestigung (III, IV).

Mit der Lösung der Differenzialgleichung Gl. (2.28) lässt sich der Wechselspiel aller an der Schnittstelle GSY-LG wirkenden Kräfte analysieren. Hierbei ist zu beachten, dass die hier hergeleitete Differenzialgleichung nur eine mögliche analytische Vorgehensweise darstellt. Die Parameter der Differenzialgleichung müssen erst durch Versuche näher festgelegt werden, bevor sie einer endgültigen Analyse unterzogen werden.

Da im Rahmen dieser Arbeit eine Parameterstudie mit einem dreidimensionalen numerischen Programm durchgeführt wird (vgl. Kapitel 7), die eine qualitative Studie mit praktischer Bedeutung darstellt, wird an dieser Stelle auf die Lösung der Differenzialgleichung verzichtet und auf die Arbeiten von ABRAMENTO et al. [1], GURUNG et al. [52], [53], [54], KASEM [64], MADHAV et al. [87], SAWICKI [108] und SOBHI et al. [111] verwiesen.

2.7.2 Numerische Untersuchungen

Die Nachweise der Standsicherheit von KBE-Konstruktionen werden im Regelfall mit herkömmlichen Grenzgleichgewichtsmethoden bestimmt (vgl. Kapitel 1). Die Grenzgleichgewichtsmethode gibt jedoch weder eine ausreichende Information über die eingetragenen Zugkräfte längs der Bewehrungselemente noch über die Spannungen und Deformationen des Füllbodens. Hingegen werden die numerischen Berechnungsverfahren seit einigen Jahren – nicht zuletzt durch die Entwicklung leistungsfähiger Computersysteme – für eine effektive Analyse und Auswertung der Verschiebungen, Spannungen sowie der Kräfte im und am Bewehrungselement verwendet, die sowohl während der Deformation als auch im Grenzzustand erzeugt werden. Als Folge ergeben sich damit auch eine verbesserte Planung und schließlich eine wirtschaftlichere Bauweise.

In der Regel besteht eine KBE-Konstruktion aus folgenden drei Elementen:

- dem Boden oberhalb und unterhalb des Geokunststoffs,
- dem Geokunststoff selbst und
- der Wechselwirkung (*“interface“*) zwischen Boden und Geokunststoff.

Jedes dieser Elemente muss mit entsprechenden mechanischen (z. B. Steifigkeit, Festigkeit, ...) und hydraulischen (z. B. Durchlässigkeit, Porosität, ...) Parametern mittels Stoffgesetzen beschrieben werden. Anfangs- und Randbedingungen (z. B. Initialspannungen, Grundwasser, Auflasten, ...) sind zu spezifizieren.

Die verfügbaren numerischen Methoden zur Diskretisierung der o. g. Elemente können generell in *kontinuumsmechanische* Ansätze (z. B. Finite Element Method (kurz: FEM), Finite Difference Method (kurz: FDM) oder Boundary Element Method (kurz: BEM)) und *diskontinuumsmechanische* Ansätze (z. B. Discrete Element Method (kurz: DEM) und Particle Methods) unterschieden werden. In Abbildung 2.17 ist die dreidimensionale Umsetzung des Boden-Geokunststoff-Verbundsystems in den o. g. grundsätzlich unterschiedlichen Ansätzen zu sehen.

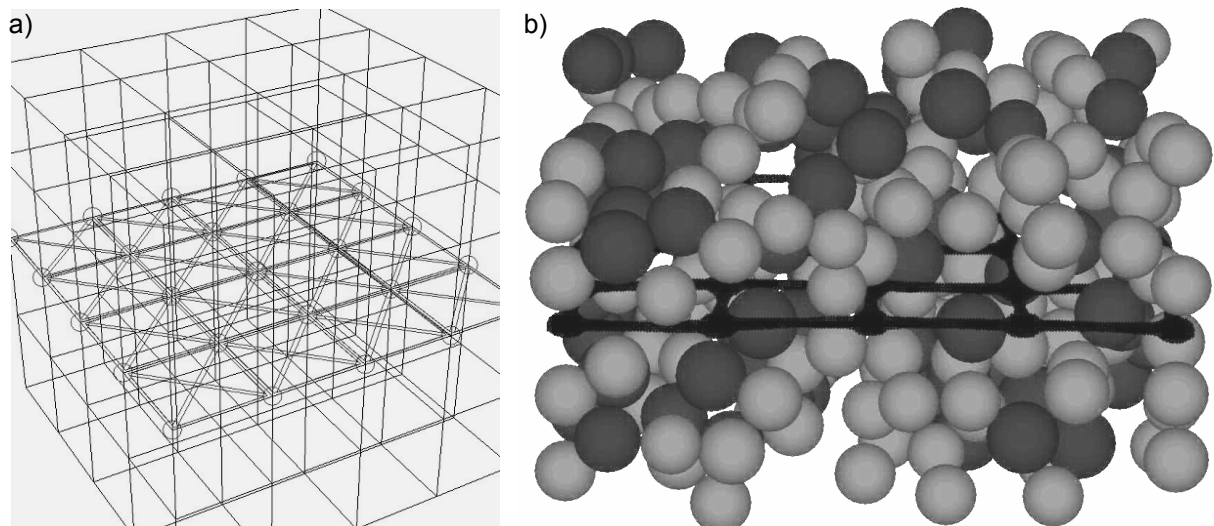


Abbildung 2.17: Numerische Modellierung des Boden-Geokunststoff-Verbundsystems (KONIETZKY [77])

- a) Kontinuumsmechanische Modellierung
- b) Diskontinuierliche Modellierung

Die Diskrete Elemente Methode, kurz DEM genannt, erlaubt die Berechnung und Simulation von diskreten, diskontinuierlichen Vorgängen. Sie stellt damit den Gegensatz zur klassischen kontinuumsmechanischen Betrachtungsweise dar. Bei der kontinuumsmechanischen Modellierung wird der Boden durch ein 3D-Gitter und der Geokunststoff durch ein 2D-Schalelement (*“shell element“*) dargestellt. Die Wechselwirkung wird durch Interface-Elemente an beiden Seiten des Geokunststoffs berücksichtigt (s. Abbildung 2.17a). Bei der DEM wird der Boden durch diskrete Elemente (Partikel) und das Geogitter durch verbundene diskrete Elemente dargestellt (s. Abbildung 2.17b). Die Interaktion zwischen dem Geogitter und dem Boden

wird durch den automatischen Kontaktalgorithmus in Verbindung mit speziellen Kontaktgesetzen gehandhabt.

Bei der zutreffenden Modellierung eines Boden-Geokunststoff-Verbundsystems kommt dem Verbundverhalten zwischen Geokunststoff und Boden, neben den Eigenschaften des Bodens und der Bewehrung selbst, eine große Bedeutung zu. Während bei den flächenhaften Geotextilien die Zugkräfte entlang der Geotextiloberfläche durch Reibung übertragen werden, ergibt sich für die Zugkräfte bei Geogitter-Bewehrungen, zusätzlich zur Reibung entlang der Oberfläche des Bewehrungselements, der sog. *“interlocking“*-Effekt (vgl. Abschnitt 2.5).

Der Mechanismus des *“interlocking“* von Geogittern (Durchdringung der Bodenpartikel durch die Maschen des Geogitters → Mobilisierung von Widerständen vor den Querstreben) ist ein bekanntes, jedoch noch recht unerforschtes Phänomen und Gegenstand der wissenschaftlichen Forschung, vgl. beispielsweise KONIETZKY [77], [78], KONIETZKY et al. [79], MATYS [90], McDOWELL et al. [91] und so weiter.

Die physikalische Abbildung dieses Phänomens zur Untersuchung des mikromechanischen Verhaltens der Boden-Geogitter-Interaktion bedingt die Anwendung diskontinuumsmechanischer numerischer Programme. Eine solche Möglichkeit bietet das von der Itasca Consultants GmbH vertriebene Programm Particle Flow Code (kurz: PFC). PFC ist ein Verfahren zur numerischen Modellierung auf der Basis der Methode der Distinkten Elemente. Im Gegensatz zu DEM werden als Grundbausteine zwei- oder dreidimensionale kugelförmige Elemente verwendet. Es sind endliche Verschiebungen und Drehungen von eigenständigen Körpern möglich. Hier können durch die automatische Erfassung der sich während der Bewegung der Einzelteile einstellenden bzw. wieder auflösenden Kontakte beliebig große Verschiebungen und Rotationen der Körper gegeneinander berücksichtigt werden. Durch die beliebige Anordnung, Verbindung und Wechselwirkung dieser Grundbausteine lassen sich unterschiedliche physikalische Systeme modellieren ([103], [104]).

Beispielhaft zeigen die nachfolgenden Abbildungen die numerischen Plots der Modellierung eines Herausziehversuchs mit dem Programmsystem PFC 2D (Abbildung 2.18) bzw. PFC 3D (Abbildung 2.19). Die Ergebnisse der numerischen Simulationen stellen die mit dem Herausziehen mobilisierten progressiven Zugkräfte im Bewehrungsmaterial und die Spannungen im Boden (Kontaktkräfte) dar. Die numerische Analyse gibt u. a. Aufschluss über die Herausziehkraft und die Verschiebungen bei verschiedenen Spannungsniveaus entlang der Bewehrung.

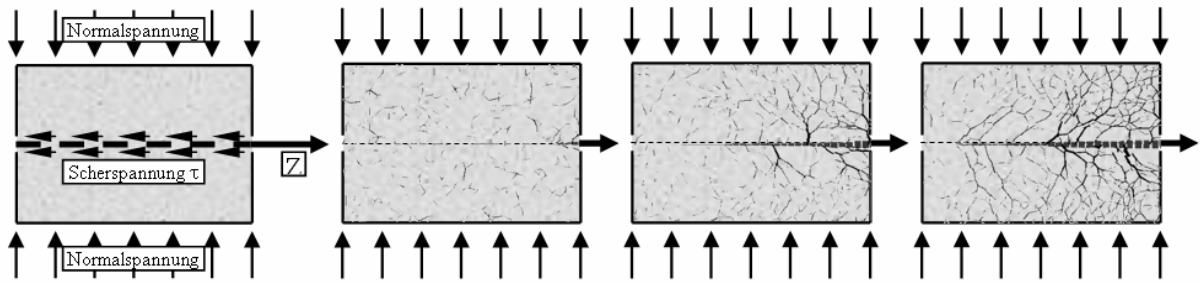


Abbildung 2.18: Ergebnisse der numerischen Simulation eines Herausziehversuchs mit dem Programmsystem PFC 2D (AYDOGMUS et al. [16])

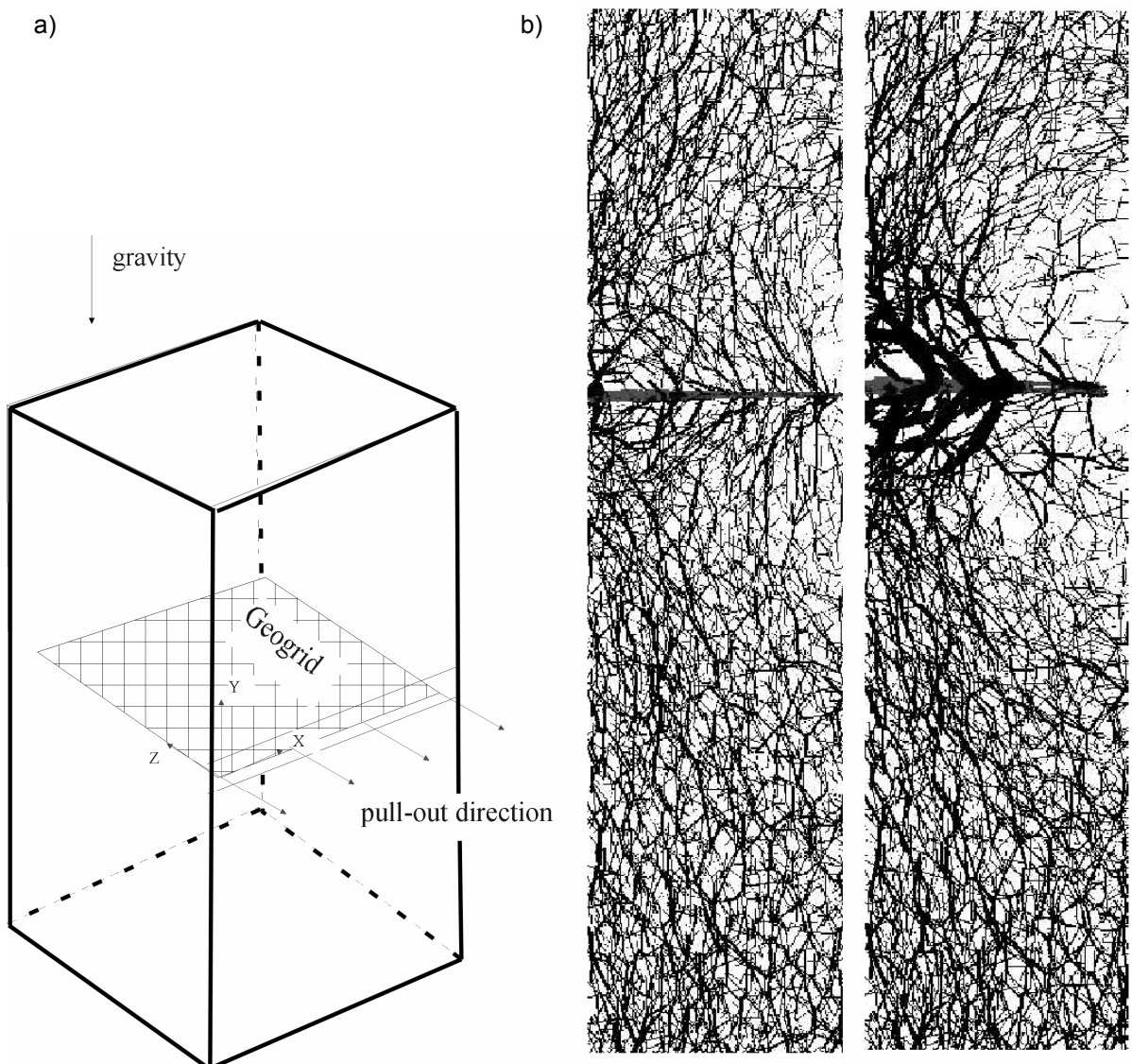


Abbildung 2.19: Ergebnisse der numerischen Simulation eines Herausziehversuchs mit dem Programmsystem PFC 3D (KONIETZKY [78])

- a) Modellaufbau
- b) Kontaktkräfte während eines Herausziehversuchs
(links: zu Beginn des Versuchs; rechts: nach 12 [mm] Herausziehweg)

Die numerische Modellierung bodenmechanischer Fragestellungen im direkten Zusammenhang mit Praxisproblemen der Industrie erfolgt in der Regel mithilfe kontinuumsmechanischer Programme. Die Simulationsergebnisse werden als konkrete Auslegungshilfen verwendet.

Beispielhaft sind in Abbildung 2.20 einige ausgewählte Ergebnisse der numerischen Berechnung abgebildet, die eigens zur Untersuchung der tragfähigkeits- und stand-sicherheitserhöhenden Eigenschaften von Geokunststoffen bei bewehrten Gründungspolstern unter flachgegründeten Windenergieanlagen in wenig tragfähigem

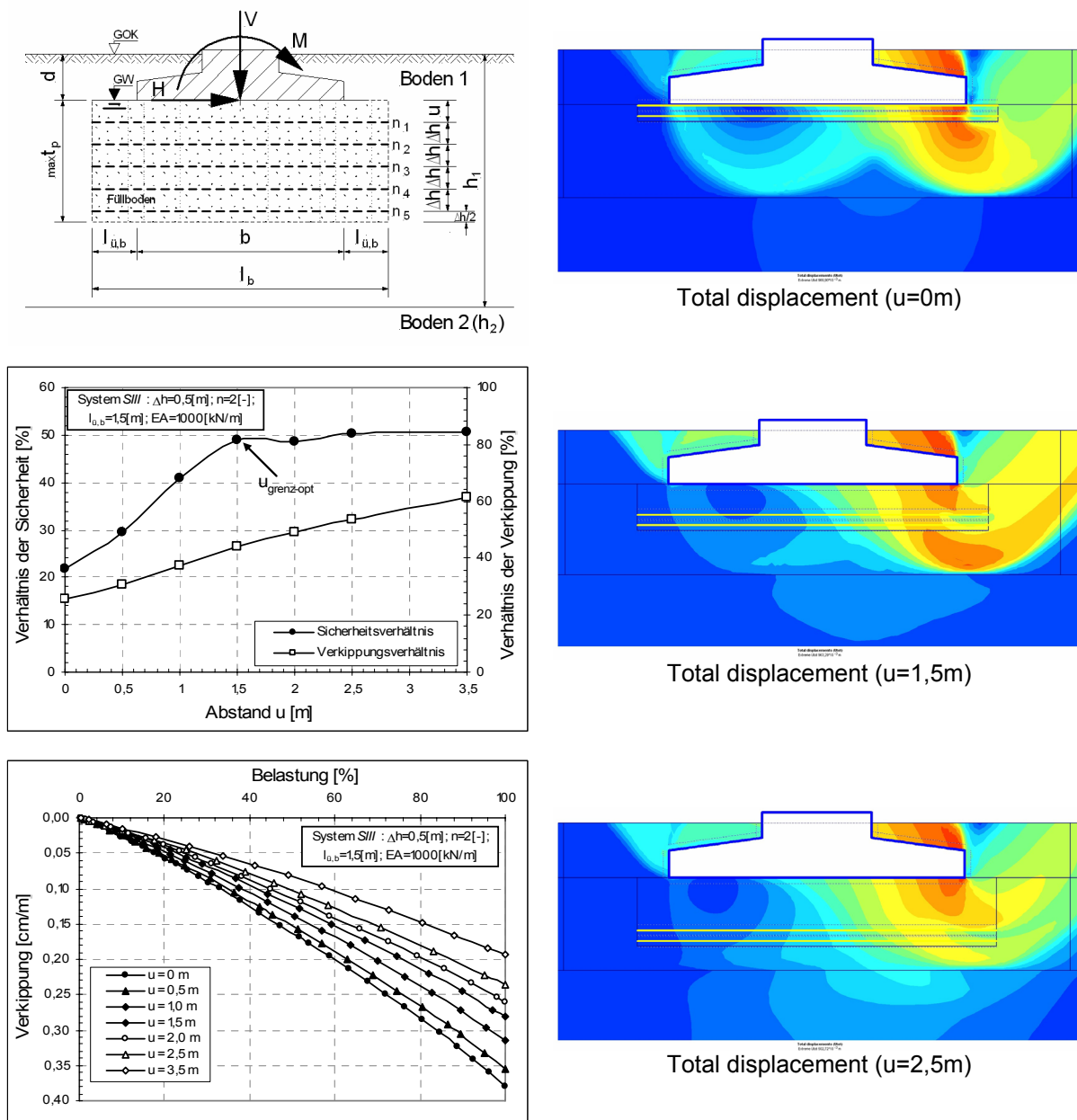


Abbildung 2.20: Einfluss des Abstands u der ersten Bewehrungslage n_1 zu der Aufstands-ebene des Fundamentes einer Windenergieanlage (AYDOGMUS et al. [18])

Boden durchgeführt wurden. Hier wird die Einflussgröße des Abstandes u der ersten Bewehrungslage n_1 zu der Abstandsebene des Fundamentes dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass im Bereich $u = (1,5 \dots 1,7)$ [m] das erste Bewehrungselement in einer Tiefe liegt, wo es die im Grenzzustand entstehende Grundbruch-Gleitscholle optimal erfasst und somit die Defizitkraft aufbringt. Folglich ist dieser Bereich für eine effektive Auslastung der Bewehrung bzw. der damit einhergehenden wirtschaftlichen Bemessung auszunutzen. Ausgedehnte numerische Untersuchungen zahlreicher Einflussgrößen auf die Standsicherheit finden sich in AYDOGMUS [8], AYDOGMUS et al. [11].

Basierend auf den Ergebnissen der numerischen Berechnung zu tragfähigkeits- und standsicherheitserhöhenden Eigenschaften von Geokunststoffen bei bewehrten Gründungspolstern unter flach gegründeten Fundamenten von Windenergieanlagen in wenig tragfähigem Boden kann folgende essenzielle Schlussfolgerung gezogen werden: *Die richtige Anwendung von Geokunststoffen bei bewehrten Gründungspolstern hat einen signifikanten Sicherheitszuwachs sowie eine damit einhergehende Verkippungsreduzierung zur Folge* (AYDOGMUS [8]).

2.8 Bindige Lockergesteine als Füllmaterialien

2.8.1 Ökonomische und ökologische Aspekte

Eine ökonomische Bewertung zur Entscheidungsfindung ist im Wirtschaftsleben gängige Praxis. Auch im Bauwesen kommt i. d. R. das Bauverfahren mit dem günstigsten Preis-Leistungs-Verhältnis zum Einsatz. Mit der heute sensiblen Wahrnehmung bezüglich der Natur und Umwelt und der Erkenntnis, dass unsere Rohstoffe in absehbarer Zeit zur Neige gehen werden, sind ökologische Betrachtungen zunehmend bei der Wahl der Konstruktion zu berücksichtigen. Dabei denkt man vor allem an möglichst naturnahe Konstruktionen, um das Bauwerk optimal in die Landschaft einzubinden (NIMMESGERN [100]). Tatsächlich umfasst die Ökologie viel komplexere Zusammenhänge [36]. Als Instrument zur Bewertung derartiger Zusammenhänge wird eine so genannte Ökobilanz (*in Englisch: Life Cycle Assessment, kurz: LCA*) verwendet. Das Ziel der Bilanz ist die Formulierung einer Aussage über die möglichen oder tatsächlichen Auswirkungen eines Bilanzprojektes auf die Umwelt – oft im Vergleich zu einem anderen, konkurrierenden Bilanzprojekt. Zu diesem Zweck wird dessen gesamter Lebensweg “von der Wiege bis zur Bahre“, das heißt von der Rohstoffgewinnung, über die Herstellung, Vertrieb und Anwendung bis zur Entsorgung oder Wiederverwendung unter ökologischen Gesichtspunkten systematisch analy-

siert. Grundlage für die Vorgehensweise ist der Norm-Komplex E DIN EN ISO 14040 [N16] bis E DIN EN ISO 14044 [N17].

Für Geokunststoffe als Produkt bzw. Geokunststoff-Bewehrte-Erde als Bilanzprojekt ist eine dem heutigen Kenntnisstand entsprechende ökonomische und ökologische Bewertung nicht oder höchstens ansatzweise vorhanden (GRUBER/MANNSBART [48], KOERNER et al. [71], LIEBERENZ [83], WILMERS [124]).

Ohne Zweifel sind die KBE-Konstruktionen eine seit mehr als 25 Jahren anerkannte Alternative zu konventionellen Baumethoden. Sie bieten nicht nur eine technisch ausgereifte sondern auch eine nach gestalterischen, wirtschaftlichen und ökonomischen Aspekten vorteilhafte Alternative. Das Funktionsprinzip einer KBE-Konstruktion beruht bekanntlich auf der Zugkraftübernahme durch die Bewehrung. Eine Voraussetzung dafür ist ein ausreichender Verbund (Scherfestigkeit in der Kontaktfläche) zwischen Boden und Bewehrung. Das System besteht i. d. R. aus drei Elementen: i) Geokunststoff, ii) Füllboden und iii) Außenhaut. Letzteres wird außer bei Stützkonstruktionen und steilen Böschungen nicht benötigt. Der Preis des ersten Konstruktionselementes ist aufgrund der Effizienzsteigerung der Produktionstechniken und sicherlich durch den gestiegenen Wettbewerb auf dem internationalen Markt in den letzten Jahren stark gesunken. Das Konstruktionselement Füllboden ist in einigen Ländern kostengünstig vor Ort verfügbar – der Transportaufwand ist deutlich geringer und es ist reine Erdbautechnik für die Herstellung ausreichend.

Nach KOERNER et al. [71] kann im Kostenvergleich für Stützbauwerke mit Böschungshöhe von ca. 10,0 [m] von einer Reduzierung bei Anwendung von geokunststoffbewehrten Steilböschungen auf ca. 50 bis 60 [%] je nach Standortbedingung und Konstruktion ausgegangen werden. Diese beeindruckenden Zahlen werden auch von der von GRUBER/MANNSBART [48] durchgeführten Studie für vergleichbare Verhältnisse unterstrichen. In AYDOGMUS et al. [13] ist ein Kostenvergleich für ein innovatives und konventionelles Brückenwiderlager vorgestellt. Dabei ergibt sich eine Kostenreduktion für die KBE-Konstruktion gegenüber der Stahlbetonkonstruktion von 50 [%]. Diese Tatsache beruht u. a. auf einer Bauzeitverkürzung auf unter 45 [%]. Diese eindeutigen Kosteneinsparungen sprechen für die geokunststoffbewehrten Konstruktionen.

In einigen Ländern sind hochwertige nichtbindige Reibungsböden rar und die Kosten für den Einkauf und Transport hoch. In diesem Fall ist der maßgebende Kostenfaktor das Füllmaterial. Hier liegt es nahe, lokal vorhandene bindige Böden zu verwenden, wodurch teure und zeitintensive Transport- und, in ungünstigen Fällen, Deponiekos-

ten vermieden werden. Ferner werden die natürlichen Ressourcen nachhaltig nicht unnötig belastet (AYDOGMUS et al. [19]).

2.8.2 Technische Aspekte

Gegenwärtig ist die Verwendung von rein bindigem Verfüllboden beim Bau von bewehrten Bodensystemen für Dauereinsätze nicht gern gesehen oder nicht akzeptiert. Gründe hierfür liegen an mangelnden Daten und Erfahrung. Dieses Informationsdefizit spiegelt sich auch in vielen Bemessungsregelwerken, inklusive BS 8006 [N1] und EBGeo [N19], wider. Es ist jedoch zu bemerken, dass schon in den Anfangsjahren der Bauweise der geokunststoffbewehrten Erde kohäsive Böden eingesetzt worden sind (PUIG/BLIVET [106], BELL/STEWART [26]). Dieser positive Trend ist zunehmend durch die strikten Vorgaben der Normen und Regelwerke weitestgehend eingeschränkt worden.

Der akute Mangel an scherfestem Schüttmaterial in einigen Ländern, wie z. B. in Japan, Singapur, Malaysia etc., hat dennoch zu der Verwendung von bindigen Böden bei großen geokunststoffbewehrten Bauwerken in diesen Ländern geführt. Es hat sich gezeigt, dass KBE-Konstruktionen, die aus bindigen oder aus gemischtkörnigen Böden gebaut wurden, gleichwertig stabil sind wie Bauwerke, die aus reinen Reibungsböden gebaut wurden (TATSUOKA [116], TATSUOKA et al. [117]). Es ist zu bemerken, dass diese Art von Bauwerken dem Erdbeben in Kobe widerstanden haben (TATSUOKA et al. [118]).

Die Gründe für den Ausschluss bindiger Böden für geokunststoffbewehrte Erde sind:

- Niedrigere Festigkeit bzw. die fragliche Ansetzbarkeit einer dauerhaften Kohäsion;
- Entwicklung von Porenwasserüberdrücken bzw. keine "freie" Dränung;
- Schlechte bzw. problematische oder schwierige Verdichtbarkeit;
- Geringe Kontakt-Scherfestigkeit zwischen Boden und Bewehrung ("Verbundwirkung");
- ggf. nicht auszuschließende Sekundärkonsolidierung (Kriechen).

Die Verarbeitung bindiger Lockergesteine ist aufgrund ihrer häufig geringen Tragfähigkeit und hoher Verformbarkeit, besonders aber wegen der Abhängigkeit ihrer Verdichtbarkeit vom Wassergehalt, in vieler Hinsicht problematisch. Für KBE-Konstruktionen kommt hinzu, dass ihre Stabilität von der Reibung bzw. vom Verbund zwischen Lockergestein und Bewehrungseinlage abhängt, die ihrerseits sowohl vom

Geokunststoff, wie auch von den Eigenschaften und der Kornzusammensetzung des Lockergesteins bestimmt wird [75].

Die internationalen Vorschriften zur bewehrten Erde enthalten unterschiedliche Kornkriterien für die Bereiche zulässiger Lockergesteine. Die einzuhaltenden Kriterien bei der Kornzusammensetzung des Füllbodens werden in der EBGEO [N19] in Abhängigkeit von der Bauwerksbeanspruchung – vorwiegend ruhend oder vorwiegend nicht ruhend – unterschieden. Die bodenmechanischen Minimalanforderungen, z. B. die Tragfähigkeit, das Verformungs- und Entwässerungsverhalten etc., richten sich nach den Forderungen, die an das Bauwerk zu stellen sind.

Die Baupraxis stellt aber die Forderung, diese Kornkriterien in Richtung bindiger Lockergesteine zu erweitern, da damit die Verringerung von Erdmassentransporten verbunden ist. Aus diesem Grund wird im Rahmen dieser Arbeit experimentell die Eignung bindiger Böden als Füllmaterial untersucht bzw. Maßnahmen zur Verbesserung der Verbundwirkung von im bindigen Boden eingelegten Geokunststoffbewehrungen erarbeitet (Kapitel 6).

2.9 Schlussfolgerungen für eigene Untersuchungen

In diesem Kapitel wurde eine allgemeine Literaturübersicht über den aktuellen Stand des Wissens zum Themenkomplex “Bewehrung und Verstärkung des Lockergesteins mit Geokunststoffen“ gegeben.

Die Analyse der zahlreichen praxis- und forschungsorientierten Arbeiten hat gezeigt, dass für die genauere Erfassung der Tragwirkung von Lockergestein und Geokunststoff das Verbundverhalten zwischen diesen beiden Bestandteilen maßgebend ist. Der Ansatz von Kennwerten und Ergebnissen aus getrennten Versuchen ist nicht zielführend. Vielmehr muss das Systemverhalten der Verbundkonstruktion in seiner Wechselwirkung untersucht werden.

Das Verbundverhalten in der Grenzfläche Geokunststoff - Boden ist sehr komplex und nicht durch die Ermittlung von Einzelparametern zu erfassen. Es ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig, zum Beispiel von der Partikelgröße/-form und dem Zustand des Lockergesteins, der Materialeigenschaft und der Oberflächenbeschaffenheit des Geokunststoffs sowie von der örtlich wirkenden Überlagerungsspannung etc. Der Lastabtragungsmechanismus ist neben den o. g. rein materialspezifischen Eigenschaften der Verbundkomponenten und den versuchsspezifischen Randbedingungen auch von der Wahl des Versuchsregimes abhängig.

Zur standsicheren und wirtschaftlichen Bemessung von Konstruktionen mit Geokunststoffen, die für Bewehrungszwecke verwendet werden, ist die experimentelle, analytische und numerische Analyse des Interaktionsverhaltens unerlässlich.

Die experimentelle Untersuchung des Verbundverhaltens erfolgt üblicherweise in Scher- bzw. Reibungsversuchen sowie nun auch verstärkt in Pullout-Versuchen. Trotz vereinheitlichter Prüfmethodik zeigen umfangreiche Studien einer Vielzahl von Autoren deutliche Unterschiede in den Versuchsergebnissen, die auf die uneinheitlichen Versuchsrandbedingungen der Prüfgeräte zurückzuführen sind.

Die Sichtung des einschlägigen Schrifttums zeigt, dass der Herauszieh- und Scherwiderstand von in granularen Reibungsböden eingebetteten Bewehrungselementen von zahlreichen Ingenieuren/Wissenschaftlern im Rahmen von konkreten Bauprojekten/Forschungsarbeiten vorwiegend experimentell untersucht wurde. Jedoch finden sich weitaus weniger Untersuchungen zum Verbundverhalten von in bindigen Böden eingebetteten Geokunststoffen und noch seltener in bindemittelbehandelten Böden.

Für ein besseres Verständnis des komplexen Interaktionsverhaltens von praxisrelevanten Geokunststofflagen und Lockergesteinsschichten müssen die maßgebenden Faktoren unter mechanisch klar definierten Randbedingungen ermittelt werden. Um die ursächlichen Zusammenhänge mit erträglichem Aufwand ermitteln zu können, wurde im Rahmen dieser Arbeit vom Verfasser ein neues multifunktionales Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät entwickelt und eingesetzt. Das Hauptmerkmal des Interaktionsprüfgeräts ist, dass es sich auf Grund seiner variablen kinematischen Randbedingungen für die Erforschung der Einflüsse der Gerätekonfiguration auf die Spannungsverteilung und die Bruchvorgänge einsetzen lässt. Das Prüfgerät bietet idealerweise die Grundlagen zur Beantwortung der Frage, ob die gegenwärtigen Versuchseinrichtungen sich für mechanisch zwangsfreie Prüfungen eignen und ggf. inwieweit diese modifiziert werden müssen.

Ferner werden in der jetzigen Praxis bei der Bewehrung von Erdkörpern mit Geokunststoffen vorzugsweise nichtbindige Reibungsböden als Füllmaterial eingesetzt. Deren mechanische und hydraulische Vorteile sind bekannt. Andererseits erscheint die Verwendung lokal vorhandener bindiger Böden (meist nach Verbesserung/Verfestigung) verlockend, weil dies wirtschaftliche und ökologische Vorteile bringt. Sie sind häufig vor Ort vorhanden, wodurch teure und zeitintensive Transport- und, in ungünstigen Fällen, Deponiekosten vermieden werden können. Ferner werden die natürlichen Ressourcen nicht unnötig belastet. Aus diesem Grund werden im Rahmen dieser Arbeit experimentelle Untersuchungen zur Eignung bindiger Böden als

Füllmaterial durchgeführt bzw. Maßnahmen zur Verbesserung der Verbundwirkung von im bindigen Boden eingelegten Geokunststoffbewehrungen erarbeitet. Die Versuchsergebnisse sollen eine Grundlage für die zukünftige Nutzung geringtragfähiger bindiger Lockergesteine als vollwertige Füllböden für geokunststoffbewehrte Konstruktionen schaffen.

Zur Untermauerung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen wird abschließend eine Reihe von numerischen 3D-Simulationen mit dem Programmsystem FLAC 3D durchgeführt. Hierbei liegt der Schwerpunkt der Parameterstudie, neben der Bestimmung der versuchsspezifischen und gerätetechnischen Effekte, in der Ausarbeitung wesentlicher Parameter, die sich auf das Herausziehverhalten von in nichtbindigen Lockergesteinen eingebetteten Geogittern auswirken.

3 Entwicklung und Konstruktion einer multifunktionalen Versuchseinrichtung – IPG

3.1 Einleitung

Für die Berechnung der Standsicherheit von Konstruktionen mit Geokunststoffen, die für Bewehrungszwecke verwendet werden, ist die Ermittlung der Reibungseigenschaften in den Schichtgrenzen zwischen verschiedenen Geokunststoffen sowie zwischen Geokunststoffen und Lockergesteinen unerlässlich. Zur Einschätzung der Hauptversagensmechanismen eines kunststoffbewehrten Erdkörpers werden üblicherweise Scher- und Reibungsversuche sowie nun auch verstärkt Herausziehversuche (Pullout-Versuche) durchgeführt (vgl. Abschnitt 2.6).

Folglich ist es von großem Interesse, ein einziges Prüfgerät zur Ermittlung dieses Grenzflächenreibungsbeiwerts für die unterschiedlichen Versagensmechanismen zu benutzen, das eine Anpassung der Versuchsrandbedingungen an die in-situ Verhältnisse ermöglicht und zugleich die aus der Fachliteratur bekannten negativen Prüfgerät-Konfigurationseffekte auf das Versuchsergebnis weitgehend eliminiert.

Aus dieser Notwendigkeit wurde vom Autor am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, in Kooperation mit der Fa. Wille GeoTec Group APS GmbH (früher Fa. Wille GeoTechnik GmbH), Göttingen, nach dem aktuellen Stand der Versuchstechnik und nach den Vorgaben der neuen Normen (z. B. DIN 18137-3: 2002-09 [N7], DIN EN 13738: 2005-02 [N10]) ein multifunktionales Großrahmenschergerät mit integrierter Herausziehversuchseinrichtung entwickelt und gebaut.

In diesem Kapitel werden die innovativen Konstruktionselemente, die grundlegende Konzeption der Versuchsdurchführung, die relevanten kinematischen Randbedingungen für die Erforschung der Einflüsse der Gerätekonfiguration auf die Spannungsverteilung im und am Probekörper sowie die Mess- und Auswerteinrichtung des Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgeräts (*kurz*: Interaktionsprüfgerät oder IPG) dargestellt, deren Klärung im Vorfeld für ein besseres Verständnis und die Interpretation der Versuchsergebnisse notwendig ist.

3.2 Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät (IPG)

3.2.1 Allgemeines

Mit dem Ziel einer genaueren Bestimmung des Grenzflächenverhaltens, insbesondere des Deformationsverhaltens von Lockergesteinen, Geokunststoffen sowie von Verbundsystemen aus Lockergesteinen und Geokunststoffen – mit mechanisch sauberen Randbedingungen – wurde nach den neuesten wissenschaftlichen sowie versuchstechnischen Erkenntnissen und Anforderungen ein neues innovatives Großrahmenschergerät entwickelt und gebaut (AYDOGMUS et al. [17], [20], [21]).

3.2.2 Konzeption der Versuchseinrichtung

Eine schematische Darstellung des Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgeräts (IPG) im Längsschnitt ist in Abbildung 3.1 abgebildet. In Abbildung 3.2 sind einige Fotos des IPG zusammengestellt, aus den alle wesentlichen Elemente entnommen werden können.

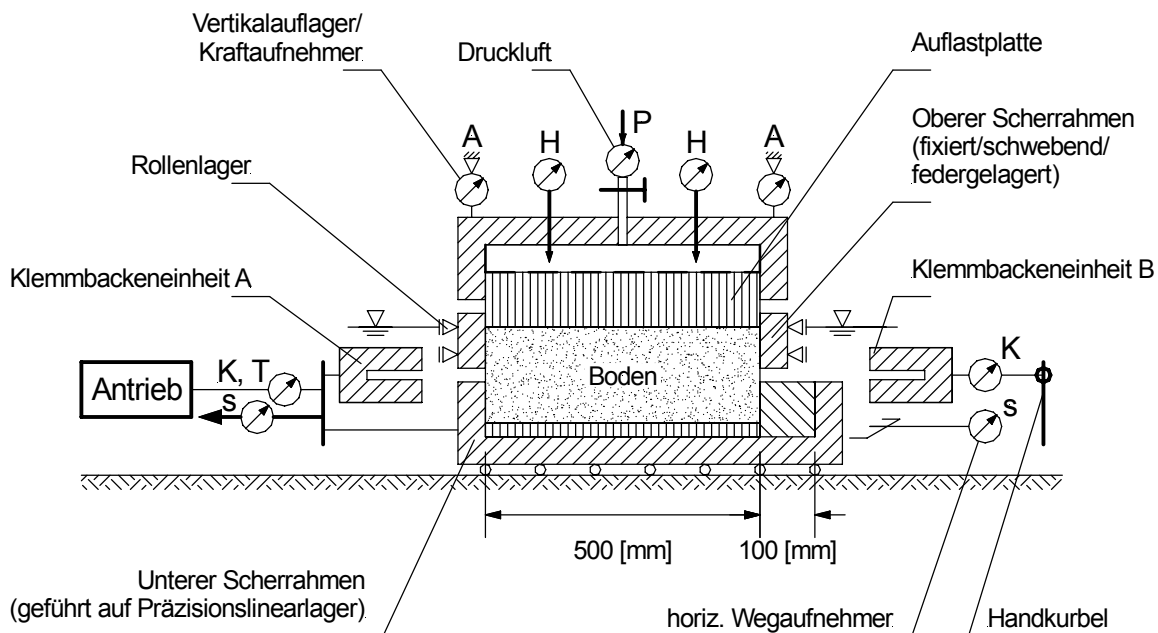


Abbildung 3.1: Schematische Darstellung des Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgeräts (IPG) des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg

Wie aus der schematischen Darstellung (Abbildung 3.1) bzw. den Fotos (Abbildung 3.2) ersichtlich ist, besteht das Interaktionsprüfgerät im Wesentlichen aus den beiden Hauptelementen:

- Großrahmenschergeräteeinheit mit parallel geführtem, optional vertikal verschieblichem oberem Scherrahmen
- und
- den neu entwickelten Klemmbackeneinheiten.

Die Ausbildung der Großrahmenschergeräteeinheit wurde unter Berücksichtigung der Empfehlung von STOEWAHSE [112] konstruiert. Sie entspricht dem bei der DIN 18137-3 (2002-09) [N7] als Typ b empfohlenen Versuchsapparat.

Im Detail besteht das Interaktionsprüfgerät aus einem Grundrahmen, der vertikal geführten oberen und der horizontal geführten unteren Scherrahmeneinheit, Wasserwanne, Auflastvorrichtung mit integrierter Einrichtung zur Messung der Oberflächensetzung/-hebung bzw. -verkipfung, Antriebseinrichtung, Klemmbackeneinheiten und den elektronischen Messdatenerfassungseinheiten. In den nachfolgenden Abschnitten wird auf die Grundelemente, die in engem Zusammenhang mit den Zielen dieser Arbeit stehen, eingegangen.

Die modulare Bauweise des Prüfgeräts ermöglicht vielfältige, reproduzierbare mechanisch saubere kinematische und kinetische Randbedingungen im geprüften Material oder Materialverbund. Ferner gewährleisten die neu entwickelten, modularen Einspannklemmeinheiten die Fassung eines breiten Spektrums von Geokunststoffen, die weitgehend weder einen Klemmbruch noch eine Schwächung des zu prüfenden Materials verursachen (vgl. Abschnitt 3.3.5).

Die Konstruktion des vollautomatischen Interaktionsprüfgeräts mit integrierter Pullout-Einrichtung ermöglicht die Durchführung von

- direkten Scherversuchen,
(DIN 18137-3, Ausgabe: 2002-09 [N7])
- Reibungsversuchen,
(DIN EN ISO 12957-1, Ausgabe: 2005-05 [N13])
- Herausziehversuchen – Pullout-Versuchen
(DIN EN 13738, Ausgabe: 2005-02 [N10])

sowie

- einer Reihe gegenüber der heutigen Geokunststoff-Prüfpraxis innovativer Scher-, Reibungs- und Pullout-Versuchsarten

mit gut reproduzierbaren – den in-situ Verhältnissen anpassbaren – Randbedingungen.

Die wichtigste Besonderheit des IPG ist die Möglichkeit, mit wenigen Handgriffen vom Modus “Rahmenscherversuch“ (*kurz*: SV) zum Modus “Reibungsversuch“ (*kurz*: RV) und/oder auch zum Modus “Herausziehversuch/Pullout-versuch“ (*kurz*: PV) bzw. zum Modus “Zugversuch“ (*kurz*: ZV) wechseln zu können. Dies ermöglicht die Untersuchung aller Komponenten einer Boden-Geokunststoff-Verbundkonstruktion in einem Versuchsgerät.

Mit dem Interaktionsprüfgerät können, je nach Einstellung, verschiedene Versuche durchgeführt werden. Eine schematische Darstellung der Basis-Versuchsarten des IPG zeigt Abbildung 3.3. Bei leichter Veränderung der Versuchsrandbedingungen können mit dem Prüfgerät weitere Versuchsvarianten durchgeführt werden (vgl. Anlage D).



Abbildung 3.2: Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät (IPG) des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg

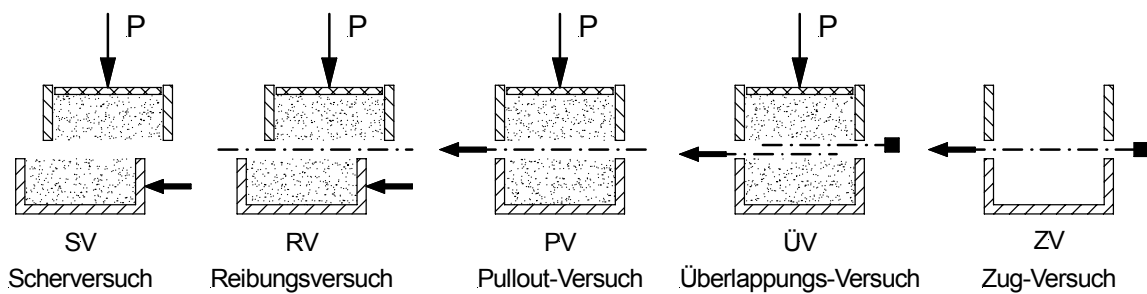


Abbildung 3.3: Schematische Darstellung der Basis-Versuchsarten des IPG

3.2.3 Technische Daten

Das Prüfgerät ermöglicht Scher-, Reibung- und Herausziehversuche mit folgenden Einsatzbedingungen:

Tabelle 3.1: Technische Parameter des Geräts und der Probe

Eigenschaft	Einheit	Wert
Einbaumaße	[mm]	500 x 500 x 200 bzw. 500 x 600 x 200 (Länge x Breite x Höhe)
Gerätemaße	[mm]	3000 x 900 x 700 (Länge x Breite x Höhe)
Normalspannung	[kPa]	0 - 600
max. Schub- und Druckkraft	[kN]	125
Schergeschwindigkeit	[mm/min]	0,000001 - 12
max. Scherweg	[mm]	160
max. Herausziehweg	[mm]	400
Scherspalt	[mm]	0 - 50
Variante	[-]	geflutete Versuche

Bei der Konstruktion des Interaktionsprüfgeräts wurde die Abwärtskompatibilität des Versuchsgäräts berücksichtigt, womit sich mit der Versuchsanparatur auch in der Praxis etablierte Prüfversuche mit einer Scherfläche von 300 x 300 [mm] durchführen lassen. Das Interaktionsprüfgerät besteht in diesem Fall aus zwei Scherkästen mit einer wirksamen Scherfläche von jeweils 500 x 500 [mm] bzw. 300 x 300 [mm].

Die technischen Parameter des Prüfgeräts gestatteten die Prüfung grobkörniger Lockergesteine bis zu einem Größtkorndurchmesser von 45 [mm] sowie großmäsiger Geogitter – mit größeren Normalspannungen und Scher- bzw. Herausziehwegen.

3.2.4 Messtechnik

Das Prüfgerät ist mit einer grundlegenden Konfiguration an Kraft- und Wegmessaufnehmern ausgerüstet. Das elektronische System der Versuchseinrichtung stellt für erweiterte Messaufgaben mit einer speziellen messtechnischen Ausrüstung eine Infrastruktur bereit. Die Datenerfassung wird mit einem gesonderten Messdatensammler abgewickelt und zur Überwachung, Berechnung und Auswertung in einen Rechner eingespeist.

Das Versuchsgerät ist mit Kraft- und Wegmessaufnehmern an folgenden Stellen ausgerüstet (Abbildung 3.1):

- Kraftmessung in Schubrichtung am unteren Scherrahmen/Einspannklemmvorrichtung (Druck- und Zugkraft);
- Wegmessung am unteren Scherrahmen/Einspannklemmvorrichtung in Schubrichtung;
- Druckmessung im Druckkissen für Normalspannungsregelung;
- Kraftmessung der Auflasteinrichtung in der Scherebene für Normalspannungserfassung;
- Wegaufnehmer für die Erfassung der Höhenänderung des oberen Rahmens und der Bodenbewegungen an der Oberfläche des eingebauten Bodenmaterials (für die Erfassung von Vorgängen wie Dilatanz, Kontraktanz und Verkipfung);
- Kraftmessung an der festen Einspannklemmeinheit;
- Wegaufnehmer für Erfassung der Geokunststoffverschiebung/-dehnung.

Mit dem Wissen, dass mit der Wahl des richtigen Messbereiches der Messtechnik die Messgenauigkeit wesentlich beeinflusst wird, wurde bei der Konstruktion die Austauschbarkeit der Messinstrumente berücksichtigt.

3.2.5 Steuerung und Software

Die elektronische Steuerung und Regelung des Geräts ist mit einer standardisierten SPS-Steuerung gelöst. Die Bedienung des Geräts ist sowohl manuell an der LCD-Kontrollstation als auch mit einer rechnergestützten Überwachung möglich. Die Steuerung des Geräts erfolgt mit einer gut durchdachten und ausgereiften Steuersoftware, die eine Fehlbedienung des Geräts durch Vorgabe falscher Sollwerte ausschließt. Die Kommunikation zwischen dem SPS-System und dem Überwa-

chungsrechner läuft über eine standardisierte serielle Schnittstelle und ein Kommunikationsprotokoll, das alle betriebsspezifischen Parameter sowie Zustandsgrößen beinhaltet.

Die Software zur Steuerung und Regelung des Prüfgeräts sowie des Messprogramms zur Messdatenerfassung und -verarbeitung wurde am Institut für Geotechnik, unter Mitwirkung vom Verfasser, mit dem Programmsystem LabVIEW von National Instruments entwickelt. LabVIEW ist eine graphische Programmiersprache, die im Gegensatz zu herkömmlichen textbasierten Programmiersprachen (wie C, BASIC etc.) graphische Symbole/Objekte verwendet, die Daten senden oder empfangen bzw. spezielle Funktionen ausführen kann. Die Objekte werden durch "Drähte" miteinander verknüpft, die den Datenfluss repräsentieren und in Gesamtheit den Quellcode eines Programms darstellen. Die Versuchsauswertung und Protokollierung der Messergebnisse erfolgt mit dem Programm Microsoft EXCEL. Die Eigenentwicklung der Software hat den Vorteil, dass in bestimmtem Rahmen Spielraum für individuelle Anforderungen geschaffen wird, der für Forschungszwecke bedeutungsvoll ist.

3.3 Neue Konstruktionselemente

3.3.1 Lagerung des oberen Rahmens

Wie in Abbildung 3.4 schematisch dargestellt, wird die obere Scherrahmeneinheit (9) vertikal geführt. Die Vertikalführung besteht aus zwei beidseitig angeordneten Schienen (12) und Rollen (13), die starr mit dem Grundrahmen des Geräts (2) bzw. mit der oberen Scherrahmeneinheit (9) verbunden sind. Diese Konstruktion ermöglicht eine Führung des oberen Scherrahmens in vertikaler Richtung und verhindert dessen Verkippung und/oder Verklemmung.

Der Scherspalt kann mit dem Handrad (14) in die gewünschte Höhe eingestellt werden. Mittels der Kontermutter (15) ist es möglich, den oberen Scherrahmen (10) in der Vertikalen zu fixieren und Versuche mit "festem Rahmen" (*kurz*: Fst) zu fahren. Die Größe des Scherspalt es ist im Bereich $h_{sp} = (0 \dots 50)$ [mm] stufenlos einstellbar und bleibt während des gesamten Versuchs exakt und kontrolliert. Wird dagegen die Kontermutter (15) zurückgesetzt, so können Versuche im Modus "vertikal verschieblicher Rahmen" (Bezeichnung nach DIN 18137-3 [N7]) gefahren werden. Letzteres wird in dieser Arbeit als "schwebender Rahmen" (*kurz*: Sw) bezeichnet und ist nicht mit der Konfiguration eines frei schwebenden Scherrahmens ohne Vertikalführung zu verwechseln. Siehe auch LINDEMANN [84] und STOEWAHSE [112].

Gemäß der Analyse der aus Literatur zusammengetragenen Erkenntnisse kann es bei den gebräuchlichen Gerätekonfigurationen mit feststehendem oberem Rahmen (fester Scherspalt) u. a. infolge von Wandreibungseffekten zwischen dem Probekörper und dem oberen Rahmen zu Abweichungen zwischen der eingetragenen Auflastspannung und der tatsächlich in der Scherfuge wirkenden Normalspannung – infolgedessen zu unerwünschten negativen Beeinflussung der Messergebnisse – kommen (s. Abschnitt 5.4). Das Ausführen des oberen Scherrahmens in schwebender Form ist aus mechanischer Sicht vorteilhafter als das kontrollierte Einstellen eines exakt definierten Scherspalt. Der während der Scherphase des Versuchs frei schwebende Rahmen kann sich derart bewegen, dass sich eine durch die mechanischen Eigenschaften des geprüften Lockergesteins oder Lockergestein-Geokunststoff-Verbundes geprägte Scherspaltweite im Alleingang einstellt. Somit wird der Entstehung von Zwangsspannungen weitestgehend entgegengewirkt (AYDOGMUS [6] und AYDOGMUS et al. [20]).

Um die Hebung des oberen Rahmens im Gerät zu aktivieren, müssen jedoch an der Innenseite des oberen Scherrahmens Vertikalkräfte mobilisiert werden, die in der Summe die Eigenlast des oberen Rahmens, inklusive der Konstruktionselemente, übersteigt. Zum Zeitpunkt des Versuchsbeginns ist die Wandreibungskraft gleich Null und nimmt unter günstigen Verhältnissen (weit zurückgelegter Scherweg, dilatantes Lockergestein, hohe Normalspannung etc.) stetig zu. Um die kinematischen und kinetischen Randbedingungen im geprüften Material oder Materialverbund noch zu Versuchsbeginn günstig auszubilden, wird beim IPG die Eigenlast der oberen Scherrahmeneinheit (9) mit einer Feder (17) an beiden Seiten des Geräts kompensiert. Die Federkraft kann durch das Handrad (16) in den gewünschten Betrag eingestellt werden.

Das Herabmindern der Reibung zwischen Scherrahmen und Lockergestein erweist sich nach umfangreichem Prüfen von einer Reihe von Sondermaßnahmen (z. B. Teflonfolien, Silikonöl etc.) als aussichtslos. Aus diesem Grund erscheint der Ausgleich der Wandreibungskräfte Mittels eines vertikal geführten schwebenden oberen Scherrahmens als die beste Option. Das Gleichgewicht der Kräfte im oberen Scherrahmen wird durch die Kompensation der Eigenlast durch die Feder begünstigt. Ferner ist auch die Tatsache zu beachten, dass die Wandreibungseffekte in Anbetracht des hohen Schlankheitsgrades der Probe im Interaktionsprüfgerät (IPG) bei einer Probenfläche von 500 x 500 [mm] und einer Probenhöhe im oberen Scherrahmen von $h = (80 \dots 100)$ [mm] eine geringere Bedeutung haben wird als bei Prüfgeräten mit kleineren Probenflächen.

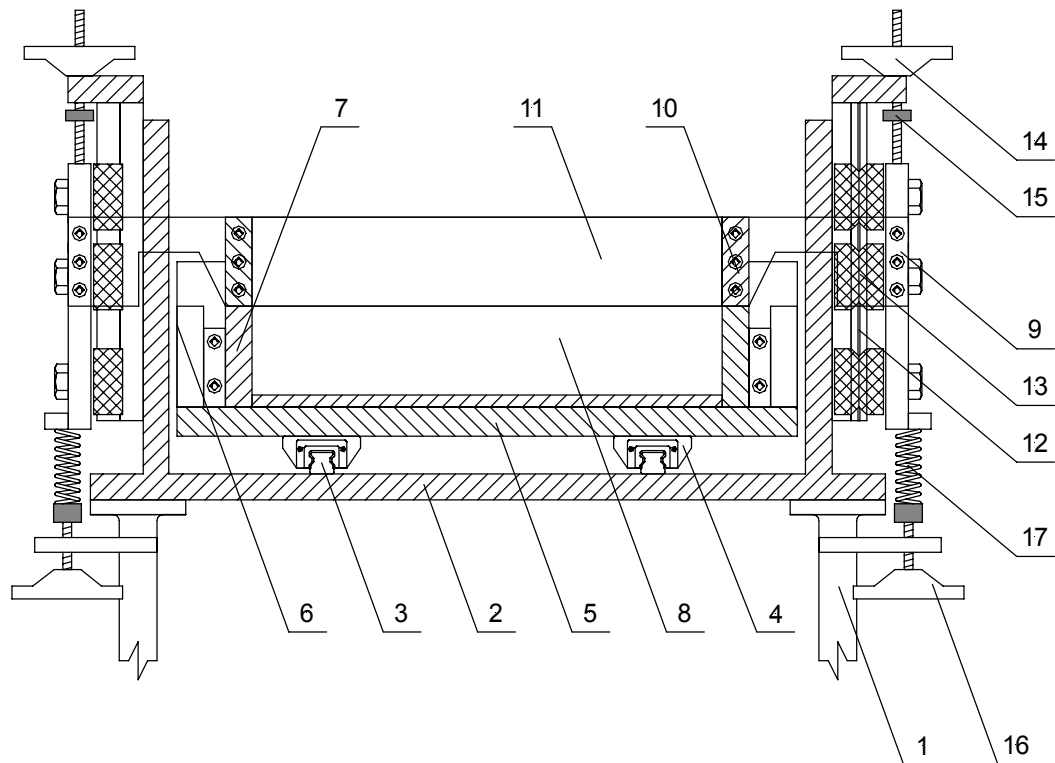


Abbildung 3.4: Querschnitt durch den oberen (vertikal gelagerten) und unteren (horizontal verschiebbaren) Scherrahmen des IPG (hier: Reaktionsrahmen und Auflastvorrichtung nicht eingezeichnet):

Legende: (1) justierbarer Aufstellfuß, (2) Grundrahmen des Geräts, (3) Schiene des Linearlagers der Horizontalführung der unteren Scherrahmeneinheit, (4) Wagen des Linearlagers der Horizontalführung der unteren Scherrahmeneinheit, (5) Grundplatte der unteren Scherrahmeneinheit, (6) Wasserwanne, (7) unterer Scherrahmen, (8) unterer Probenkörper, (9) obere Scherrahmeneinheit, (10) oberer Scherrahmen, (11) oberer Probenkörper, (12) Schiene des Rollenlagers der Vertikalführung der oberen Scherrahmeneinheit, (13) Rollenlager der Vertikalführung der oberen Scherrahmeneinheit, (14) Handrad zur Einstellung des Scherspalt, (15) Kontermutter zur Fixierung der Scherspalthöhe, (16) Handrad zur Einstellung der Federspannung, (17) Feder zur Kompensation der Eigenlast der oberen Scherrahmeneinheit.

Die eingesetzten zwei Federn mit einer Federkonstante von jeweils $k_x = 48$ [N/mm] sind justierbar und entfalten ihre Wirkung zur Kompensation der Eigenlast des oberen Scherrahmens beim exakt eingestellten Scherspalt. Bei Initialversuchen mit einem Grobsand-Feinkiesmischung sind am schwebenden Rahmen bis zum Erreichen der Bruchspannung eine Aufweitung des Scherspalt von $\Delta h_{sp} = (2 \dots 3)$ [mm] beobachtet worden. Die Bewegung des Scherrahmens über diesen Weg würde an den Federn der Eigenlastkompensation einen zusätzlichen Normkrafteintrag durch Zwangsverformung von etwa $\Delta F^{\max} \approx 250$ [N] und auf die Scherfläche bezogen eine

vernachlässigbare Zunahme der Normalspannung von etwa $\Delta\sigma^{\max} \approx 1$ [kPa] verursachen. Diese Werte gelten zudem für den ungünstigsten Fall.

Aus der oben dargestellten Konstellation ergeben sich für die Lagerung des oberen Rahmens des IPG die in Abbildung 3.5 schematisch gezeigten drei Möglichkeiten. Im Rahmen dieser Arbeit wird u. a. der Einfluss der Lagerung des oberen Rahmens auf die Messergebnisse bei Scher-, Reibungs- und bei Pullout-Versuchen analysiert und diskutiert (Kapitel 5).

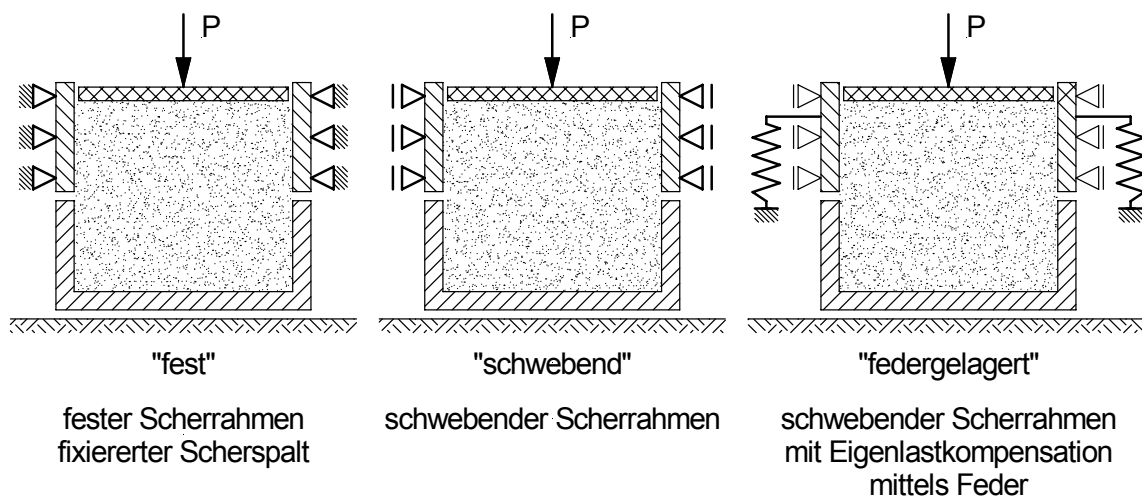


Abbildung 3.5: Symbolische Darstellung der Lagerungsmöglichkeiten des oberen Scherrahmens des IPG

Der untere Scherrahmen (7) des IPG wird horizontal auf das Präzisionslinearlager (3) geführt, das sämtliche Kraftkomponenten außer in Schubrichtung aufnehmen kann. Er sitzt im Gehäuse der Grundplatte der unteren Scherrahmeneinheit (5) und kann aus dem Prüfgerät zum Probeneinbau und -ausbau gehoben werden. Der untere Scherrahmen (7) ist 100 [mm] breiter als der obere Scherrahmen (10), womit sich neben Versuchen mit abnehmender Scherfläche auch Versuche mit konstanter Scherfläche durchführen lassen (vgl. Abbildung 3.1). Für den letztgenannten Fall wird der obere Scherrahmen (10) mit einem seitlichen Flankenstück versehen, das als Normalspannungswiderlager bei hohen Scherwegen wirksam wird. Das Flankenstück ist montierbar ausgeführt, womit davon ausgehende störende Einflüsse bei Versuchen, in denen es nicht benötigt wird, vermieden werden können.

Die konstruktive Gestaltung der Wasserwanne (6) ermöglicht die vollständige Flutung des gesamten Verbundes aus dem oberen und unteren Lockergesteinsprobenteil (8, 11) sowie dem Geokunststoff. Im Versuchsmodus PV lässt sich der untere Probenteil (8) bis zur Höhe der Herausziehebene fluten. Bei Bedarf kann die Probe im oberen Scherrahmen (11) manuell bewässert werden. Sowohl der untere als auch

der obere Scherrahmen sind mit Drainageplatten und Scherwiderstandselementen (s. Abschnitt 3.3.4) ausgestattet.

Die Messung der Höhenänderung des oberen Scherrahmens bzw. des Scherspalt erfolgt mittels Vertikalwegaufnehmern ((11) in Abbildung 3.6).

3.3.2 Auflastvorrichtung und Normalkraftkompensation

Die Normalspannung wird mit Hilfe einer Spezialmembran (2) in der Deckplatte des oberen Reaktionsrahmens (1) pneumatisch aufgebracht und geregelt. Dieser wird über eine oder mehrere Zwischenplatten (3, 4) in den Probekörper eingeleitet. Als Widerlager dient der Reaktionsrahmen (1), der kraftschlüssig über vier Gewindestangen (10) und elektronische Kraftaufnehmer (13) an den Grundrahmen des Interaktionsprüfgeräts angeschlossen ist. Die Normalkraft in der Scherspaltenebene wird mit Hilfe von vier Kraftaufnehmern (13) indirekt gemessen. Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte am oberen Scherrahmen liefert als Summe der Auflagerkräfte die resultierende Normalkraft in der Scherfuge. Mit den gemessenen Werten erfolgt eine exakte Steuerung und Regelung des Drucks in der Membran, so dass die resultierende Normalspannung in der Scherfuge, unabhängig von einer eventuell auftretenden Volumenänderung der Probe, bedingt durch Dilatanz und/oder Kontraktanz, dem Vorgabewert entspricht.

Durch den zusätzlichen Einbau einer starren, drehbaren Lastplatte (3, 4) zwischen Probe und Membran (2) kann eine ungleichmäßige lokale Hebung des Probenmaterials während des Schervorganges vermieden werden. Ferner gewährleistet die Lastplatte einen flächendeckenderen Lasteintrag. Zudem kann sie zur exakten Messung der Setzung/Hebung, Verkippung und nicht zu letzt zur Messung der Volumenänderung der Probe eingesetzt werden (s. Abschnitt 3.3.3).

Bei Druckkissen geregelten Auflastvorrichtungen ist eine Übersteuerung des Innendrucks nötig um die gewünschte Normalspannung in der Scherfuge zu erreichen. Dies ist auf die Form des Kissens und damit verbundene Kopplung der Auflagefläche zurückzuführen, denn je geringer die Auflagefläche des Kissens ist, desto größer ist der benötigte Innendruck um die gewünschte Spannung zu erzeugen. Diese Tatsache konnte an dem IPG mittels Manometer-Kontrollmessungen direkt am Druckkissen festgestellt werden (s. Anlage A). Der Vergleich der Soll- und Ist-Werte bestätigen die Funktionsweise des geschlossenen Regelkreises des IPG.

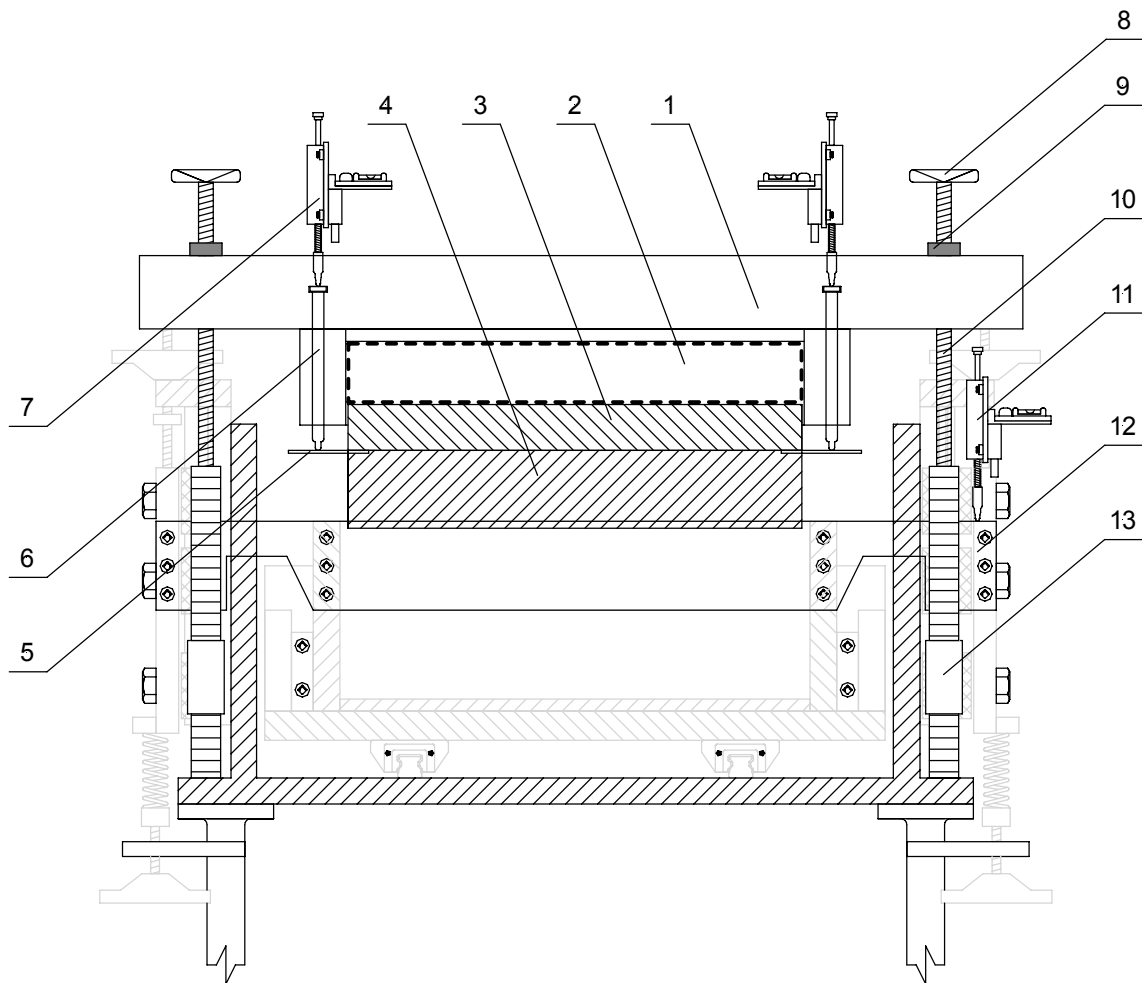


Abbildung 3.6: Schematische Darstellung der Auflastvorrichtung sowie der Komponenten für die Normkraftregelung und der Messung der Höhenänderung/Verkipfung der Probenoberfläche

Legende: (1) Reaktionsrahmen mit Gehäuse für Gummiblase, (2) Gummimembran (Airbag), (3) obere Plasteplatte, (4) untere Plasteplatte, (5) Auflagerlaschen für die Vertikalwegaufnehmer, (6) Verlängerungsstift des Vertikalwegaufnehmers, (7) Vertikalwegaufnehmer für Erfassung der Höhenänderung und der Verkipfung der Probenoberfläche, (8) Handgriff zur Ankopplung der Gewindestange an den Kraftaufnehmer, (9) Kontermutter des Reaktionsrahmens zum Kraftschluss mit dem Kraftaufnehmer, (10) Gewindestange, (11) Vertikalwegaufnehmer zur Erfassung der Höhenänderung des oberen Scherrahmens und des Scherspalts, (12) obere Scherrahmeneinheit, (13) Kraftaufnehmer zur Bestimmung und Regelung der Normalspannung.

3.3.3 Messung an der oberen freien Probenoberfläche

Die Messung der Vertikalverschiebung an der Oberfläche des geprüften Materials im oberen Scherrahmen erfolgt durch vier Wegsensoren ((7) in Abbildung 3.6). Gemes-

sen wird die Hebung oder Setzung der Lastplatte (4), an dessen Ecken Auflagerlaschen (5) für die Verlängerungsstifte der Vertikalwegaufnehmer (6) angeordnet sind. Aus den einzelnen Messwerten wird die punktuelle und/oder mittlere Setzung/Hebung, Verkipfung und Volumenänderung berechnet.

Bei herkömmlichen Großrahmenschergeräten wird die Setzung mit Hilfe einer Setzungsmesseinrichtung ermittelt, bei der das in das Druckkissen einströmende Volumen gemessen und daraus eine mittlere Setzung über die gesamte Probenfläche errechnet wird. Mit dieser Volumenmessvorrichtung ist eine Registrierung der absoluten Setzung nicht möglich.

Dahingegen lassen sich mit der Setzungsmesseinrichtung des IPG neben mittleren auch gesonderte punktuelle Auswertungen zur vertieften Analyse der mechanischen Vorgänge im untersuchten Lockergestein durchführen. So kann zum Beispiel bei einem Scherversuch eine eventuelle Verdichtung des Lockergesteins im vorderen Bereich und die Auflockerung im hinteren Bereich über den gesamten Scherweg berechnet und visualisiert werden.

3.3.4 Schubwiderlager und Be-/Entwässerung

Je nach Erfordernis wird am unteren und oberen Ende des Probenkörpers ein Schubwiderlager eingesetzt. Hierdurch wird verhindert, dass sich der Lockergestein am oberen und unteren Rand während der Versuchsdurchführung zu stark verschieben kann. Denn an der Kontaktfläche Lockergestein - starrer Rand wird der Reibungswinkel des untersuchten Lockergesteins abgesenkt bzw. er ist geringer als im Lockergestein selbst. Damit dieses Verhalten keinen großen Einfluss auf die Messweltergebnisse hat, werden vorzugsweise Gitterroste als Scherwiderstandselemente eingesetzt. Beim Einbau und Verdichten des Probenmaterials dringt das Lockergestein in die Zwischenräume der starren Gitterstäbe ein. Während der Versuchsdurchführung ist dann die Steifigkeit dieses Probenteils erhöht, die Scherspannungen werden flächenhaft und konstant eingetragen und somit der Einfluss an den freien Probenoberflächen verringert.

Unterhalb bzw. oberhalb des Schubwiderlagers befindet sich eine Drainageschicht (Filterplatten, Filtermaterial, Sand etc.) zum Ableiten des aus der Probe herausgepressten Wassers. Um eine ausreichende Entwässerung nach oben und unten von Versuchsreihen mit teil- bzw. gesättigtem Probenmaterial zu gewährleisten, sind in dem oberen und unteren Probenteil des Scherrahmens, neben den Drainageschichten Filtersteine angeordnet, die mit der Entwässerungsöffnung an der Gerätewandung mit Drainagebohrungen verbunden sind.

3.3.5 Einspannvorrichtung

Das Ziel einer geeigneten Einspannvorrichtung ist die Gewährleistung einer gleichmäßigen Einleitung der Vorspannkraft in den Geokunststoff. Auf den ersten Blick erscheint dies nicht als sehr problematisch, zumal da jahrzehntelange Erfahrungen zum Beispiel mit der Vorspannung von Drahtlitzen im Spannbetonbau, Vorspannung von Werkzeugen bei der Materialprüfung etc. vorliegen. Die einfache Übertragung dieser Erkenntnisse auf die Vorspannung von Geokunststoffen ist bei genauer Betrachtung jedoch nicht möglich. Die Hauptprobleme bei der Verwendung von GSY als Vorspannelement ergeben sich aus den Charakteristika der verwendeten Materialien sowie der Struktur selbst.

Das Festhalten von Geokunststoffen beim Zug- bzw. Herausziehversuch erweist sich wegen der erforderlichen Homogenität des Lasteintrags als diffiziles Problem. In Abhängigkeit von der Art und Beschaffenheit der geprüften Geokunststoffbewehrung ist die Anwendung speziell angepasster Einspannsysteme erforderlich und setzt die vorherige Kenntnis des geprüften Geokunststoffs voraus. Zum Beispiel haben einige GSY anisotrope Eigenschaften und weisen gegenüber der Zugfestigkeit eine vergleichsweise geringe Querdruckfestigkeit auf. Einfache Klemmeinspannungen können daher schon bei geringen Lasten ein Versagen im Verankerungsbereich bewirken. Andere wiederum weisen zwar isotrope Eigenschaften auf, jedoch führen hier bereits kleine lokale Spannungsspitzen oder Schädigungen an der Oberfläche zu deutlich verminderten Zugfestigkeiten.

Neben den polymeren Eigenschaften ist ferner zu beachten, dass Geogitter rechteckige oder quadratische Öffnungen besitzen und die tragende Kunststoffelemente (Bänder, Stränge, Fasern) orthogonal zueinander angeordnet sind. Die Gitterkreuzungspunkte sind in der Regel dicker als die Längs- bzw. Querelemente – und daher ist kein homogener Querschnitt vorhanden (vgl. Abbildung 4.3).

Bei gewebten Produkten liegen die Filamente "lose" nebeneinander. Die fehlende Bindung der einzelnen Fasern zueinander führt bei Querbelastung zu einem seitlichen Ausweichen und folglich zur Reduzierung der Dicke. Überdies müssten die äußeren Filamente sehr stark in Querrichtung belastet werden, damit über den daraus resultierenden Reibverbund ein Vorspannen der inneren Filamente überhaupt erst möglich wird. Aus der glatten Oberflächenbeschaffenheit der einzelnen Filamente resultiert aber ein nur geringer Reibverbund und es ist mit einem erhöhten Schlupf der inneren Filamente zu rechnen. Berücksichtigt man aber einen Schlupf der inneren Filamente, so werden in der Folge die äußeren Filamente bei der Vorspannung sowohl in Richtung der Vorspannung als auch in Querrichtung durch die Einklem-

mung sehr hoch belastet und eventuell sogar vorzeitig versagen. In der gegenwärtigen Praxis werden derartige Geotextilien in Harz getränkt. Der Vorteil liegt hier hauptsächlich in der Schutzwirkung des Harzes durch die allseitige Umschließung der Einzelfasern (KRÜGER [80], BRÄU/BAUER [35]).

Ein aktuelles Problem der existierenden Einspannvorrichtungen resultiert aus den gestiegenen Zugkraftaufnahmevermögen neuer Geokunststoffgenerationen, für deren Prüfung neue Prüfeinrichtungen mit höherem Lastaufnahmevermögen und neue ausgeklügelte Einspannsysteme benötigt werden.

In der gegenwärtigen Prüfpraxis gibt es viele Einspannsysteme, die in der Prüfung von Geokunststoffen eingesetzt werden (Abbildung 3.7). Generell gilt: *Je höher das Zugkraftaufnahmevermögen des zu untersuchenden Geokunststoffs ist, desto kritischer wird die Wahl des passenden Einspannsystems.*

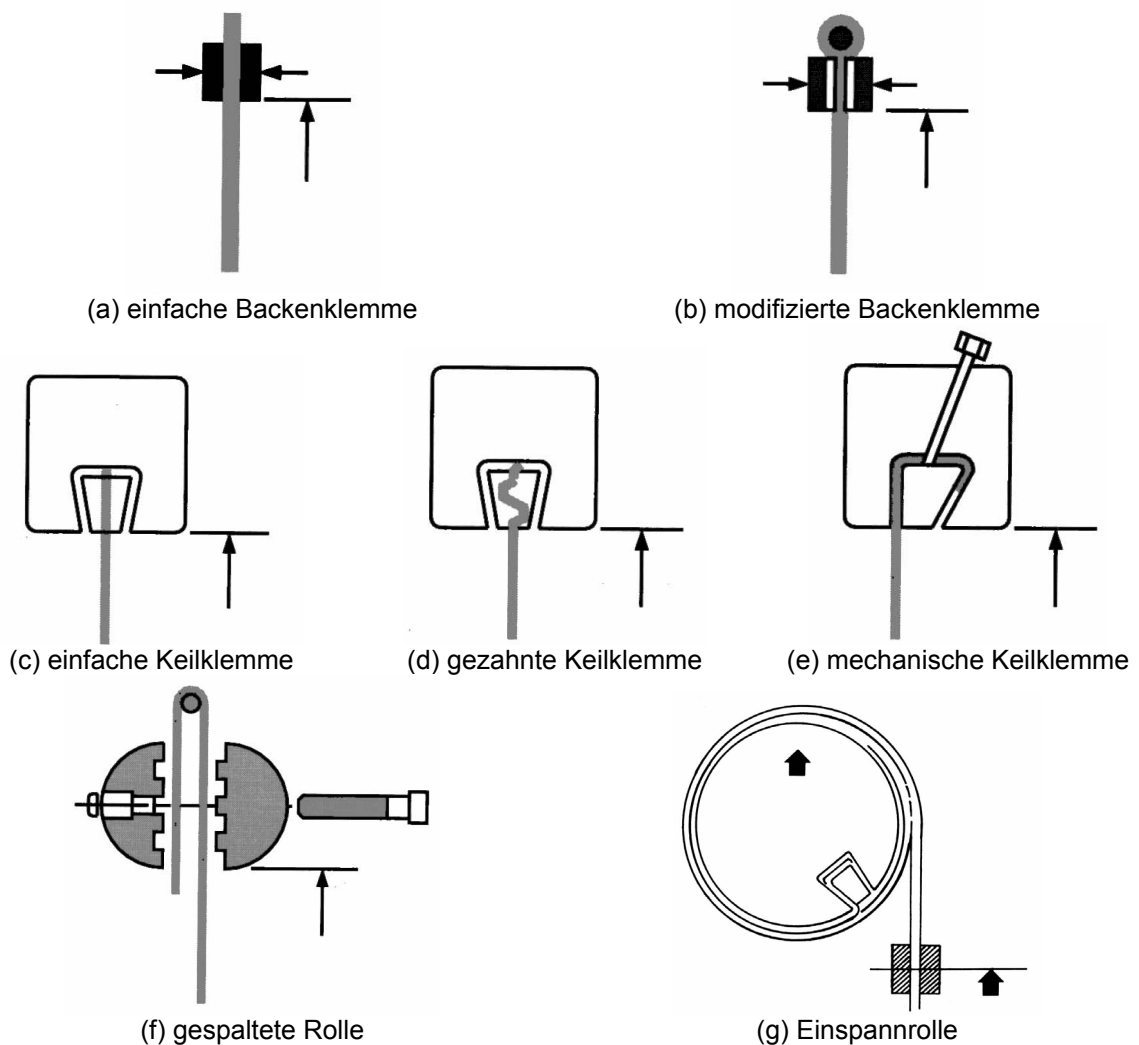


Abbildung 3.7: Verschiedene Einspannsysteme für die Zugprüfung von Geotextilien und Geogitter (MYLES/CARSWELL [98], DIN EN ISO 10319 [N12])

Abbildung 3.7 zeigt verschiedene Einspannsysteme für die Zugprüfung von Geotextilien und Geogittern. In Tabelle 3.2 sind die Empfehlungen der GRI (Geosynthetic Research Institute, Drexel, USA) für die Wahl eines passenden Einspannsystems in Abhängigkeit von der Höchstzugkraft des GSY angegeben. Hiernach können Geokunststoffprodukte mit einer Zugkraft größer 180 [kN/m] lediglich mit einer Rollenklemme untersucht werden. Diese setzt aber voraus, dass sich das zu untersuchende GSY aufrollen lässt, welches nicht für alle GSY zutrifft.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden vom Verfasser in erster Linie für die Vorspannung von neuen Generationen von Bewehrungselementen drei verschiedene Einspannklemmeinheiten entwickelt und eingesetzt, die die Fassung eines breiten Spektrums von Geokunststoffen gewährleisten. Zum einen wurde eigens für die Befestigung von biegesteifen GSY eine innovative mechanische Einspannklemme (*kurz*: mE) entwickelt, mit der auch GSY geprüft werden können, deren Zugkräfte weit höher als 100 [kN/m] liegen. Zum anderen wurde eine modifizierte Spannrolle (*kurz*: sR) entwickelt, ähnlich der Einspannrolle (g). Bei der dritten Einspannklemmeinheit handelt es

Tabelle 3.2: Empfohlene Einspannsysteme für die Bestimmung der Zugfestigkeit von Geotextilien oder geotextilverwandten Produkten (GRI Spec. GG6 [N21], GT9 [N22])

Einspannsystem	Beispiele oder Beschreibung	Höchstzugkraft je Breitereinheit ($\pm 25\%$)
		[kN/m]
a) Standard	<ul style="list-style-type: none"> - mechanisch - verzahnte Oberfläche - allgemein verfügbar 	< 50
b) Modifiziert	<ul style="list-style-type: none"> - pneumatisch oder hydraulisch betrieben - aufgeraute oder geformte Oberfläche - hat evtl. Halter hinter der Backenklemme 	< 90
c) Keilklemme	<ul style="list-style-type: none"> - mechanisch - verzahnte Oberfläche 	< 180
f) gespaltete Rolle	<ul style="list-style-type: none"> - interner Halter 	< 180
g) Einspannrolle	<ul style="list-style-type: none"> - aufgeraute oder geformte Oberfläche - interner Halter 	unbegrenzt

sich um eine Keilklemme (*kurz: kK*), für deren physikalische Realisierung, nach dem erfolgreichen Einsatz der vorgenannten Systeme, keinen zwingenden Bedarf bestand.

3.3.5.1 Einspannklemmstation

Um eine Modularität der Einspannklemmen zu gewährleisten, wurden beim IPG zwei identische stationäre Führungsschlitten (2) antriebsseitig und auf der dem Antrieb entgegengesetzten Seite angebracht (s. für Gesamtansicht Abbildung 3.1 und für Detail Abbildung 3.8). Die Führungsschlitten (2) beinhalten jeweils einen Aufsetzzylinder/-bolzen (7) zum Aufsetzen der Einspannklemmen (mE, sR, kK), eine Andockstation (4) zur Ankopplung des Antriebs bzw. der Handkurbel einschließlich der elektronischen Messaufnehmer und zwei Anschlagsschrauben (5).

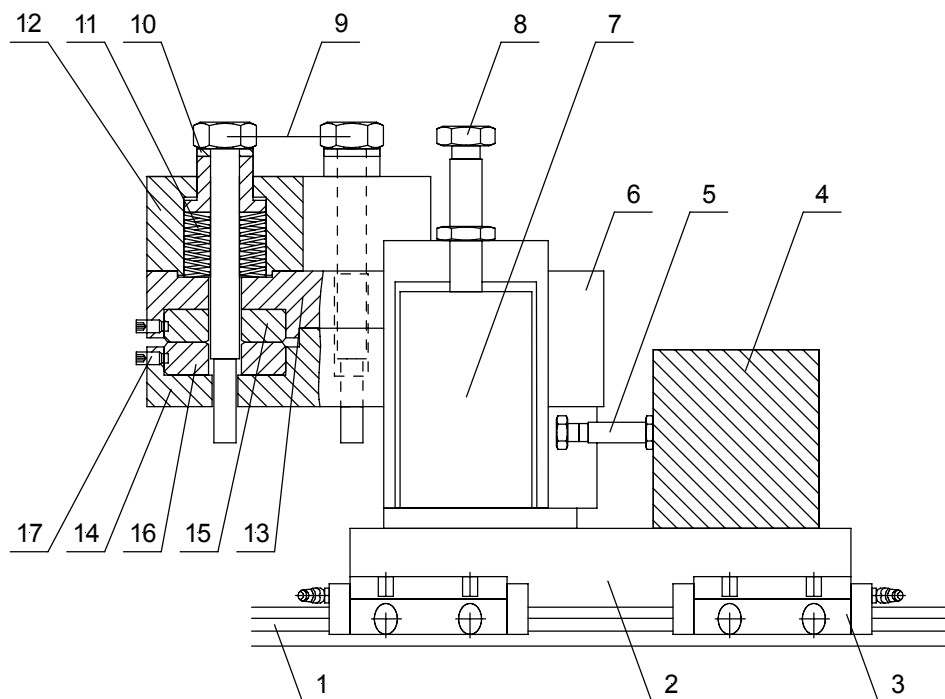


Abbildung 3.8: Einspannklemmstation mit aufgesetzter mechanischen Einspannklemme

Legende: (1) Linearlager, (2) Führungsschlitten, (3) Wagen des Linearlagers, (4) Andockstation, (5) Anschlagsschraube, (6) Klemmbackensystem mechanische Einspannklemme, (7) Aufsetzzylinder, (8) Höhenverstellungsschraube, (9) Bolzenschrauben, (10) Messingring, (11) Tellerfeder, (12) Federgehäuse, (13) obere Klemmplatte, (14) untere Klemmplatte, (15) oberer Klemmbackeneinsatz, (16) unterer Klemmbackeneinsatz, (17) Fixierschraube der Klemmbackeneinsätze.

Die Führungsschlitten (2) der Einspannklemmen (6) werden auf Präzisionslinearlager (1) geführt. Auf sie können, je nach der Beschaffenheit der zu untersuchenden Geokunststoffart die mechanische Einspannklemme (mE), die Spannrolle (sR) oder die

Keilklemme (KK) aufgesetzt/montiert werden. Die Einspannklemmen werden mit dem Führungsschlitten (2) durch einen Bolzen (7) "verbunden", der einerseits ihre Drehbarkeit gewährleistet (maximaler Schwenkbereich: $\alpha^{\max} = \pm 10 [^\circ]$), damit die Auszugskräfte gleichmäßig auf die gesamte Breite der Messprobe übertragen werden können, und andererseits die waagerechte Ausrichtung der Messproben sichert. Auf der Andockstation (4) sind zwei horizontal angeordnete Schrauben (5) vorgesehen, die quasi als ein Sicherheitsmechanismus gegen Ausschlagen der Einspannklemmen beim Einreißen der Messproben fungieren. Bei Bedarf kann der Schwenkbereich der Einspannklemme durch Verstellen der Anschlagsschrauben auf $\alpha = 0 [^\circ]$ gesetzt werden (feste Lagerung der Einspannklemme). Bei dieser Art der Lagerung wird die Verdrehung der Klemmlinie unterbunden, womit bei einer inhomogenen Deformation des Geokunststoffs ein einseitiges Einreißen begünstigt wird.

Die Höhe des Krafteintrages kann durch Anheben der Einspannklemme (6) mittels der Höhenverstellungsschraube (8) eingestellt werden, damit der zu untersuchende Geokunststoff, welcher in der Dicke variiert, jeweils horizontal in die Herausziehebene gelegt werden kann.

3.3.5.2 Mechanische Einspannklemme

Bei experimentellen Untersuchungen zur Festigkeitsprüfung von Geokunststoffen hat sich der Einsatz von einfachen mechanischen Einspannklemmen (Abbildung 3.7a/b) als nicht vorteilhaft erwiesen. Grund hierfür ist das Gleiten der Messproben innerhalb der Klemmbacken oder die Spannungskonzentration an der Einspannungsfrent, die zu fehlerhaften Spannungs- und Dehnungsergebnissen führen. Das Gleiten der Messproben kann zum Teil durch Keilelemente und/oder Strukturierung der Innenfläche der Klemmbacken verhindert werden. Jüngste experimentelle Forschungsergebnisse haben gezeigt, dass sich der Einsatz von hydraulischen Einspannklemmen vorteilhaft erweist, die jedoch mit hohen Kosten verbunden sind. Das günstigere Verhalten der hydraulischen Klemmbacken liegt nach Ansicht des Verfassers in der Konstanthaltung der normal zur Geokunststofffläche eingetragener Presskraft während des Versuchs. Ein ähnlicher Effekt ist auch durch den Einsatz von mechanischen Klemmbacken mit Spannfedern/Tellerfedern möglich, weil die Nachgiebigkeit des GSY in Normalrichtung während des Versuchs i. d. R. minimal ist und damit zu keiner nennenswerten Änderung der normalen Spannkraft durch Längenänderung der Feder führt.

Der Vorteil der konstanten Presskraft bei hydraulischen Einspannklemmen konnte bei der IPG durch eine Eigenentwicklung auf die mechanische Einspannklemme mit erheblich kleinerem technischen Aufwand übertragen werden (s. Abbildung 3.8).

Hierbei wird der Kräfteausgleich bzw. die Kompensation der Kriechverformung des untersuchten Geokunststoffs mittels vorgespannter Tellerfedern (11) realisiert, die sich in den zylindrischen Federgehäusen (12) auf der Oberseite der oberen Klemmplatte (13) befinden.

Die Vorspannkraft wird je nach Erfordernis mit vier oder sechs versetzt angeordneten Bolzenschrauben (9) eingeleitet. Die Schrauben der Festigkeitsklasse 10.9 können Zugkräfte von maximal 245 [kN] (Zugfestigkeit, $\gamma = 1,0$) übertragen. Sollte im ungünstigsten Fall in der Klemmbacke eine Kontaktreibung von $\mu = 0,2$ [-] (äquivalent zu einem Kontaktreibungswinkel von $\varphi_{sm} = 11,3$ [°]) mobilisiert werden, wäre zur Abdeckung der maximalen Herausziehkraft der Prüfeinrichtung IPG ($F_p^{\max} = 125$ [kN]) eine Anpresskraft von mindestens $P^{\min} \approx 600$ [kN] erforderlich, was bei sechs Bolzenschrauben eine Kraft von 100 [kN] pro Schraube ergibt. Die maximal aufbringbare Vorspannkraft der Bolzenschraube kann durch das Einfetten der Gewinde bis zu 30% gesteigert werden. Die Konstanthaltung der Vorspannkraft hängt erheblich von der Geokunststoffeigenschaft ab.

Die Backenseinsätze (15, 16) sind modular ausgeführt. Die verschiedenartigen Nuten (Einfräsungen) der Backeneinsätze unterstützten die Bolzenschrauben (9) und Tellerfedern (11) in ihrer Aufgabe, ein Gleiten bzw. Herausrutschen der GSY aus der Klemmbacke auf mechanischem Wege zu verhindern. Hierdurch wird die in einer einzelnen Schraube erforderliche Kraft entsprechend reduziert. Mit der Modularität der Backeneinsätze können Geogittertypen mit verschiedenartigen Abmessungen und Musterungen getestet werden. Die jeweils zu verwendenden Einsätze werden mit Madenschrauben (17) in ihrer Position fixiert. Die Länge des Backeneinsatzes der mechanischen Einspannklemme beträgt 500 [mm] und die Breite 60 [mm]. Die mit Federn ausgestattete mechanische Einspannklemme (mE) Bedarf durch die erforderlichen hohen Kräfte einer massiven Ausführung. Im Allgemeinen ist diese Art der Verankerung – bei Beachtung einiger besonderer Aspekte – für nahezu jede Art von GSY geeignet.

3.3.5.3 Spannrolle

Bei sehr hohen abzutragenden Zugspannungen eignet sich eine Spannrolle (sR) besser als eine mechanische Einspannklemme (mE) insofern, dass hierbei die Vorspannkraft mechanisch sauber durch "Wicklung" und "Reibung" mobilisiert wird. Klemmbruch infolge Spannungskonzentration an den Backeneinsätzen wird ausgeschlossen. Der Einsatz einer sR Bedingt, dass sich das zu untersuchende GSY im Radius der sR aufrollen lässt. Im Hinblick auf den zu erwartenden Schlupf, der bei

der Befestigung der Messproben entstehen kann, verbunden mit den zu erwartenden Verformungen des in der Luft freiliegenden Segments der Geokunststoffprobe (zwischen dem Auszugsschlitz des Prüfgeräts und der Einspannung), ist ferner bei dieser Art der Befestigung zu erwarten, dass ein großer Teil des Verfahrensweges verloren geht und die Kraft-Dehnungs-Beziehung verzerrt wird.

Die Spannrolle (sR) des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg ist aus fertigungstechnischen Gründen "einfach" geplant und ausgeführt (Abbildung 3.9). Zum Beispiel ist die Rolle (3) der Einspannklemme im Klemmsystem (1) nicht kontinuierlich drehbar gelagert, so dass die zu untersuchende Messprobe um die Rolle gewickelt werden muss, statt wie üblich, die Messprobe durch Drehen der Rolle zu umwickeln/befestigen. Jedoch gewährleistet die Konstruktion eine nachträgliche Drehung der Rolle um 90° Schritte (2). Die Befestigungseinsätze der Geokunststoffe (6, 8) sind entsprechend den Backeneinsätzen der mechanischen Einspannklemme (Abschnitt 3.3.5.2) modular ausgeführt. Der Durchmesser der Spannrolle (sR) beträgt 100 [mm] und die Breite 350 [mm].

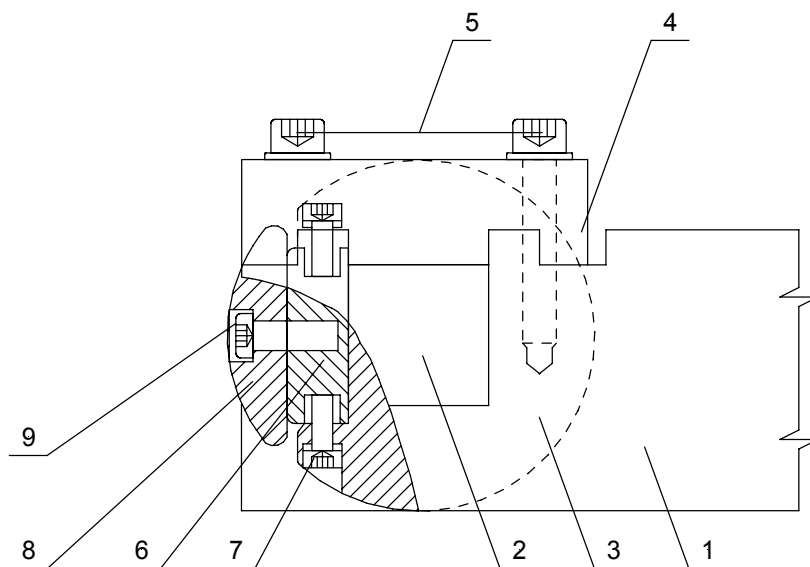


Abbildung 3.9: Schematische Darstellung der Spannrolle

Legende: (1) Klemmsystem Spannrolle, (2) Halterung der Rolle der Einspannklemme, ermöglicht Drehungen der Rolle um 90° Schritte, (3) Rolle, (4) Befestigungslaschen der Rolle, (5) Spannschrauben der Befestigungslaschen, (6) Klemmschneideneinsatz, (7) Fixierschraube des Klemmschneideneinsatzes, (8) Anpressabschnitt der Rolle zur Befestigung des Prüfmateri- als, (9) Fixierschraube.

3.3.5.4 Keilklemme

Es gibt neben den oben dargestellten Einspannklemmarten auch so genannte Keilklemmen (kK), die besser auf die Vorspannung von Holz- oder Stahlelementen ausgerichtet sind. Die Spannbacken sind keilförmig und gewährleisten eine mit der eingeleiteten Zugkraft proportional ansteigende Klemmkraft. Einfache Keilklemmen (kK) sind für die Befestigung von Geokunststoffen bedingt geeignet. Die Problematik besteht darin, dass die Dosierung der Spannkraft nur ungenau möglich ist. Dies zeigt sich darin, dass die Proben entweder unter einer zu großen Querlast gequetscht werden, oder dass sich ein Gleiten in der Einspannzone infolge zu geringer Klemmkraft einstellt.

In Abbildung 3.10 ist der Prototyp der Keilklemme (kK) schematisch dargestellt. Auch dieses Einspannsystem ist wie die mechanische Einspannklemme (mE) und Spannrolle (sR) derart konstruiert, dass dieser auf den Führungsschlitten der Einspannklemmstation aufgesetzt werden kann. Die Klemmbackeneinsätze sind gemäß den Backeneinsätzen der mechanischen Einspannklemme (Abschnitt 3.3.5.2) modular

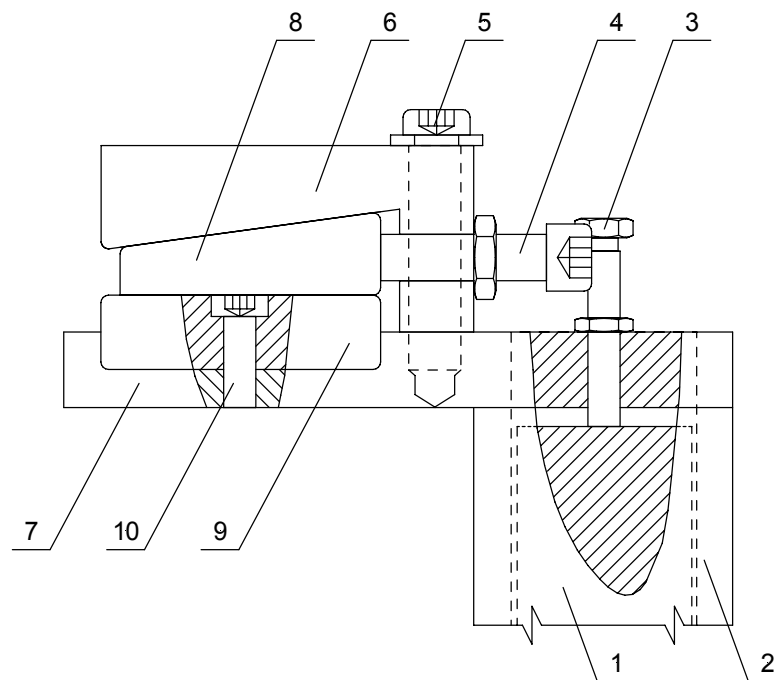


Abbildung 3.10: Schematische Darstellung der Keilklemme

Legende: (1) Aufsetzzylinder des Führungsschlittens, (2) Klemmbackensystem Keilklemme, (3) Höhenverstellungsschraube, (4) Spannschraube des Keilbackeneinsatzes, (5) Befestigungsschraube der oberen Klemmplatte, (6) obere Klemmplatte, (7) untere Klemmplatte, (8) oberer Klemmbackeneinsatz, (9) unterer Klemmbackeneinsatz, (10) Fixierschraube des untern Klemmbackeneinsatzes.

ausgebildet. Die Presskraft in der Klemme kann mit der Spanschraube des Keilbackeneinsatzes (4) zu Versuchsbeginn eingestellt werden.

3.3.5.5 Spannrahmen

Für den Versuchsmodus "Reibungsversuch" (RV) ist es notwendig eine oder auch zwei Geokunststoffproben im Scherrahmen so einzuspannen, dass sie keine Verschiebungen im Gerät erfahren. Die unsachgemäße Befestigung der GSY und daraus ggf. resultierende Verformungen der GSY können sowohl die Größe der Reibungsspannungen als die Charakteristik der Reibungsspannungs-Verschiebungslinien beeinflussen. Diesbezüglich muss die GSY-Spannvorrichtung eine straffe Befestigung der Geokunststoffe gewährleisten, so dass sich eine eindeutige Reibungsfläche bildet.

Zur Verhinderung von Einschnürungseffekten beim Reibungsversuch werden im IPG die untersuchten Geotextilien, Geogitter, Kunststoffdichtungsbahnen etc. mit Hilfe von Spannrahmen oder Leisten an allen vier Seiten des unteren und/oder oberen Scherrahmens aufgespannt. Die unterschiedlich verzahnten/geriffelten Hilfsrahmen werden zum Versuch mit Hilfe von Schrauben befestigt, so dass Reibungsversuche mit Geokunststoff-Lockergestein bzw. Geokunststoff-Geokunststoff gefahren werden können.

3.3.6 Sonstiges

In der DIN EN 13738 [N10] wird für Herausziehkasten mit einer Länge von 1,5 [m] die Verwendung einer Manschette an der Austrittsöffnung der Versuchseinrichtung empfohlen. Die Manschette aus Metall mit einer Mindestlänge von 200 [mm] soll die auf die biegesteife Vorderwand einwirkende Kräfte reduzieren, die während der Prüfung durch die Verschiebung der Messprobe entstehen. Diese Belastung soll durchaus zu abnormen Ergebnissen führen, da die betroffenen Felder nicht vollständig gleichmäßig belastet werden (BOLT et al. [31], PALMEIRA [101], LOPES et al. [85]). Beim IPG erübrigt sich ein derartiges Konstruktionselement aufgrund der besonderen kinematischen Freiheitsgrade. Durch die Ausführung des oberen Rahmens in schwebender Form und der in allen Ebenen frei beweglichen Lastplatte können sich die vertikalen Spannungen infolge Wandreibung an der Vorderwand und durch Gewölbewirkung nur begrenzt aufbauen.

Im Vergleich zu den in der Praxis vorhandenen Prüfgeräten beinhaltet die IPG im vorderen Bereich des unteren Kastens ein neues Konstruktionselement, das sog. Normalspannungswiderlager (Abbildung 3.11). Das Normalspannungswiderlager ist eine Edstahlschiene, welche an ihrer Oberseite in Richtung des Kasteninneren

abgeschrägt ist. Durch dieses Element wird sichergestellt, dass das GSY ohne konstruktive Widerstände (Verhaken der Querstäbe bzw. Durchknicken des GSY an der vorderen Kante des unteren Kastens) gleichmäßig herausgezogen werden kann. Der Winkel der optimalen Abschrägung wurde mittels numerischer Simulationen mit dem Programmsystem FLAC 2D herausgearbeitet. Sie beträgt für die Abmessungen des IPG 60 [°].

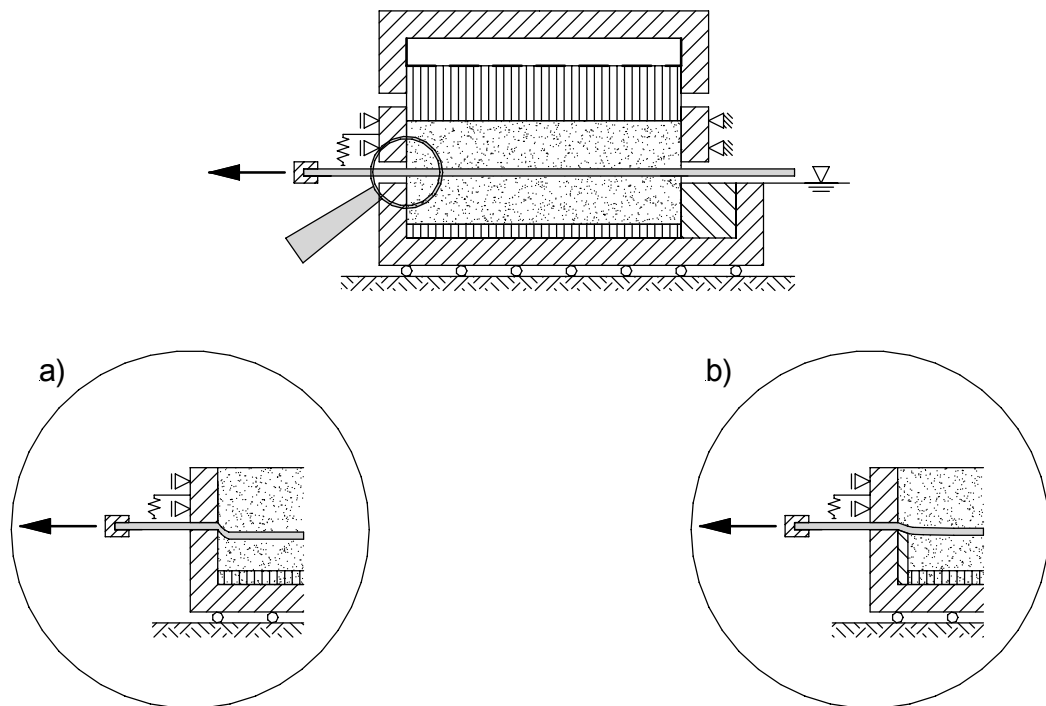


Abbildung 3.11: Schematische Darstellung der Funktion des Normalspannungswiderladers

- a) System ohne Normalspannungswiderlader
- b) System mit Normalspannungswiderlader

4 Experimentelle Untersuchungen zum Interaktionsprozess zwischen Geokunststoff und Lockergestein

4.1 Allgemeines

Die Kraftübertragung vom Boden auf den Geokunststoff und umgekehrt über Abscheren oder Herausziehen ist eine für die Nachweise der Tragsicherheit geokunststoffbewehrter Konstruktionen wichtige Größe (HUFENUS [56]). Zur Charakterisierung des sehr komplexen Verbundverhaltens werden seit vielen Jahren Scherversuche und Herausziehversuche, auch Pullout-Versuche genannt, durchgeführt (s. Kapitel 2). Die Erkenntnisse, die aus solchen Versuchen gewonnen werden, sind von großem Nutzen für die Bemessung als auch für die Weiterentwicklung der Baustoffe. Letztendlich tragen derartige Versuche einen großen Beitrag zum Verständnis des Tragverhaltens von KBE-Konstruktionen bei.

In dieser Arbeit wird der stetig wachsenden Bedeutung der Geokunststoffe als Bewehrungselement auf dem Gebiet der Geotechnik derart Rechnung getragen, dass die Verbundwirkung von neuartigen Geokunststoffgenerationen experimentell in einem hierfür speziell vom Verfasser entwickelten Interaktionsprüfgerät (*kurz*: IPG) (Kapitel 3) untersucht wird. In diesem Kapitel werden die verwendeten Versuchsmaterialien und das zweiteilige Versuchsprogramm vorgestellt. Im nachfolgenden Kapitel 5 werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an nichtbindigen Böden und im Kapitel 6 die Ergebnisse an bindigen Böden getrennt dargestellt und diskutiert.

4.2 Versuchsmaterialien

Bei der Auswahl der Versuchsmaterialien war das wichtigste Kriterium – neben der breiten Verfügbarkeit der Materialien und deren Eignung für Laborversuche – die Abdeckung eines breiten Spektrums an praktischen Anwendungsgebieten.

4.2.1 Versuchsböden

In der Geotechnik werden Lockergesteine gemäß ihrer Hauptkomponenten in bindige und nichtbindige Böden unterteilt. Die nichtbindigen Böden (*kurz*: nbB), auch rollige Böden genannt, bestehen in der Hauptsache aus Bodenpartikeln, deren Kornfraktion

den Sanden, Kiesen und Steinen angehören (Korndurchmesser $d \geq 0,06$ [mm]). Dazu zählen auch Böden mit bis zu 15 [%] Gewichtsanteilen an Korngrößen unter 0,06 [mm]. Charakteristisch für diese Böden ist, dass sie aufgrund fehlender Anziehungskräfte der Einzelkörner im trockenen Zustand bei einem Haufwerk seitlich "abrollen". Bindige Böden (*kurz: bB*) sind hingegen Tone und Schluffe, deren Bodenpartikel einen mittleren Korndurchmesser haben, der unter 0,06 [mm] liegt. Dazu zählen auch Gemische, bei denen der Gewichtsanteil unter 0,06 [mm] größer als 15 [%] ist. Das Einzelkorn besteht weniger aus einer runden Form, sondern hat mehr einen blättchenhaften Charakter. Die Oberfläche dieser Blättchen ist am Rand positiv und an den Seiten negativ geladen. Durch die Anziehung aufgrund der unterschiedlichen Ladung haften die "Einzelkörner" mit ihren Rändern an den Seiten anderer Teilchen und bilden so ein lockeres Ketten-, Waben- oder Flockengefüge. Daher bilden bindige Böden auch im trockenen Zustand eine feste Masse und zerfallen nicht. In der Natur kommen diese jedoch nur selten in reiner Form vor, so dass die Anteile der jeweiligen Kornfraktionen für die Eigenschaften der Lockergesteine (*kurz: LG*) entscheidend sind (FÖRSTER [43], LAMBE/WHITMAN [82]).

In die vorliegenden Untersuchungen wurden sowohl nichtbindige als auch bindige Lockergesteine einbezogen. Die Mehrzahl der Versuche wurde im Hinblick auf die einfache Reproduzierbarkeit der Ergebnisse – und folglich der sauberen Feststellung von Einflussparametern – vorwiegend mit kohäsionslosen, trockenen Lockergesteinen durchgeführt. Bei der Auswahl der bindigen Böden war deren Eignung für eine Bodenbehandlung mit Zement bzw. mit Kalk ausschlaggebend.

Die angegebenen bodenmechanischen Parameter stammen aus eigenen Untersuchungen und wurden auf der Grundlage der im Erd- und Grundbau gebräuchlichen Normen zur Klassifizierung und Benennung von Böden (DIN 18196 [N8] und DIN 4022-1 [N9] u. a.) durchgeführt.

4.2.1.1 Kohäsionsloses Lockergestein

Als Versuchsboden für die Versuchsreihe "nichtbindiger Boden" wurden vier Böden mit unterschiedlichen bodenmechanischen Eigenschaften (Korngrößenverteilung, Kornform etc.) gewählt, deren repräsentative Sieblinien in Abbildung 4.1 dargestellt sind. Tabelle 4.1 gibt einen Überblick über einige bodenmechanische Kennwerte der Böden.

Die Kornverteilungen dieser Böden und damit auch die bodenmechanischen Eigenschaften unterscheiden sich deutlich voneinander, so dass aus den Untersuchungsergebnissen grundsätzliche Unterschiede zwischen verschiedenen Bodenarten, die

in den Anwendungsgebieten von Geokunststoffen als Baugrund bzw. Füllboden möglich sind, ermittelt werden können.

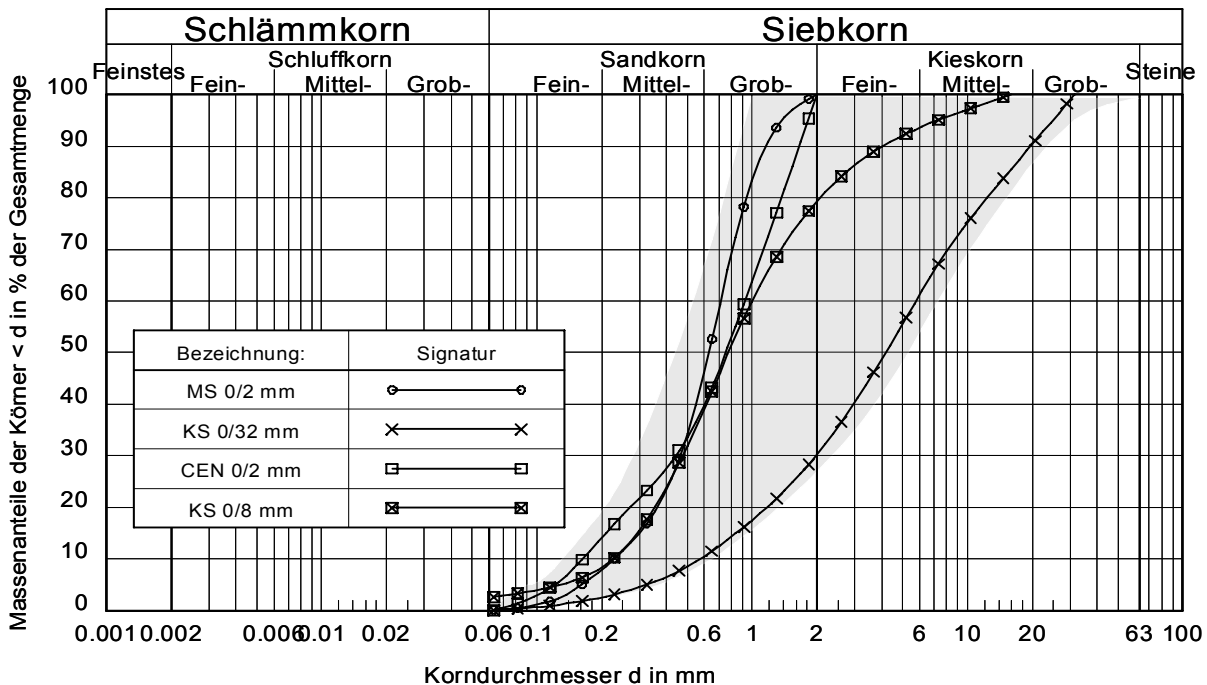


Abbildung 4.1: Körnungslinien und Körnungsband der nichtbindigen Böden

Der Kiessand 0/8 (*kurz*: KS 0/8) und 0/32 (*kurz*: KS 0/32) können als Vertreter der in der Praxis häufig anzutretenden Füllboden angesehen werden. Bei dem CEN-Normsand (*kurz*: CEN 0/2) handelt es sich um einen Prüfsand gemäß DIN EN 196-1 [N11], der bei der normgemäßen Festigkeitsbestimmung von Zement verwendet wird. Der Sand ist europaweit in gleicher Qualität erhältlich und wird daher auch für Indexversuche zur Ermittlung der Reibungseigenschaften von Geokunststoffen nach DIN EN ISO 12957-1 [N13] vorgeschrieben.

Tabelle 4.1: Bodenmechanische Klassifikationsparameter der nichtbindigen Böden

Bezeichnung	U [-]	δ_s [g/cm ³]	max δ_d [g/cm ³]	min n [-]	min e [-]	min δ_d [g/cm ³]	max n [-]	max e [-]
MS 0/2	2,96	2,65	1,87	0,29	0,42	1,50	0,43	0,77
CEN 0/2	5,66	2,65	1,94	0,27	0,37	1,56	0,41	0,70
KS 0/8	3,51	2,66	1,76	0,34	0,51	1,39	0,48	0,91
KS 0/32	9,95	2,60	1,87	0,28	0,39	1,54	0,41	0,69

MS 0/2: Mittelsand 0/2 mm

CEN 0/2: CEN-Normsand gemäß DIN EN 196-1

KS 0/8: Kiessand 0/8 mm

KS 0/32: Kiessand 0/32 mm, Kiestragschicht 0/32 mm gemäß ZTVT-StB 95

4.2.1.2 Kohäsives Lockergestein

Das bindige Bodenmaterial, das in der überwiegenden Anzahl der Versuchsreihe "bindiger Boden" zum Einsatz kam, stammt aus der Region Chemnitz, Entnahmestelle Rastanlage Leukersdorf bei Bau-km 9+000, Abtrag von gewachsenem Boden. Bodenmechanisch handelt es sich bei dem als ausgeprägt plastischen Ton (Bodengruppen TA) zu klassifizierenden, in der geologischen Formation des Rotliegenden weit verbreiteten Boden um einen feinsandigen, schwach mittel-sandigen Schluff (U, fs, ms') (*kurz: R-I*). Dieser Boden ist aufgrund seiner für einen natürlichen Boden ausgeprägten Homogenität für wissenschaftliche Zwecke besonders gut geeignet. Die grundsätzliche Eignung des Rotliegenden R-I für eine Bodenbehandlung mit Zement und Kalk wurde am Institut für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg in Anlehnung an die Empfehlungen der technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau TP BF-StB Teil B 11.1 (2003) der FGSV [N20] untersucht (vgl. Kapitel 6).

Das zweite bindige Bodenmaterial trägt die Bezeichnung Rotliegendes II (*kurz: R-II*) und wurde aus der Lagerstätte Neukirchen bei Chemnitz für eine begrenzte Anzahl von Vergleichsversuchen gewonnen. In der Vergangenheit als Rohstoff für die Ziegelherstellung abgebaut, wird in der heutigen Zeit dieses Bodenmaterial u. a. für mineralische Abdichtungen im Deponiebau oder als Abdeckmaterial für die Haldensanierung des Uranbergbaus gewonnen. Bodenmechanisch ähnelt das Rotliegende

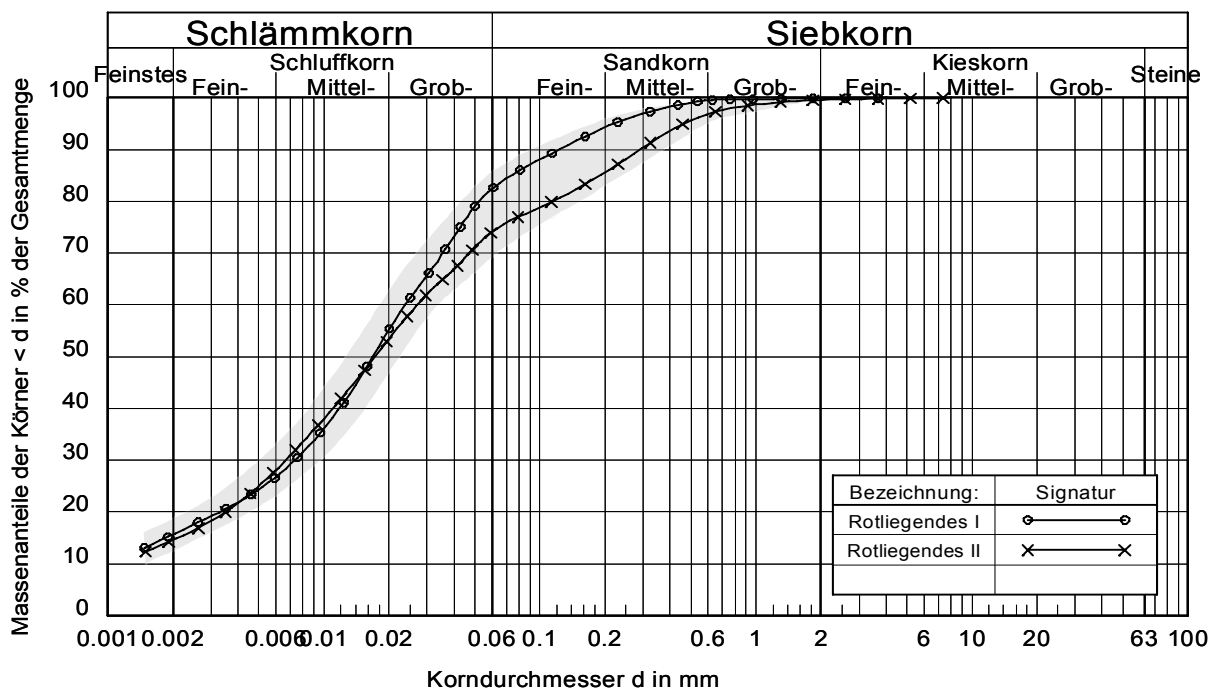


Abbildung 4.2: Körnungslinien und Körnungsband der bindigen Böden

R-II dem R-I. Da von dem Lockergestein R-II keine ausreichende Menge vorlag, musste es mehrfach aufgearbeitet werden (s. Abschnitt 6.5.1). Die bodenmechanischen Klassifikationsparameter sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst. Die Kornverteilung nach DIN 18123 [N3] enthält Abbildung 4.2.

Tabelle 4.2: Bodenphysikalische Kennwerte des untersuchten bindigen Bodens R-I

Eigenschaft	Einheit	Wert
Natürlicher Wassergehalt w	[%]	24,10
Korndichte ρ_s	[g/cm ³]	2,757
Fließgrenze w_L	[%]	53
Ausrollgrenze w_P	[%]	29
Plastizitätszahl $I_P = w_L - w_P$	[%]	24
Glühverlust	[%]	3,2
Proctordichte ρ_d	[g/cm ³]	1,695
opt. Wassergehalt w_{opt}	[%]	18,3
Kohäsion c' *)	[kN/m ²]	46
Reibungswinkel φ' *)	[°]	29,70

*) Scherparameter wurden in einem Standard-Rahmenschergerät mit einem kreisförmigen Grundriss, Durchmesser 71 [mm], bestimmt.

4.2.2 Geokunststoffe

Im Mittelpunkt der vorliegenden Arbeit stehen Geogitter für den Einsatz der Bodenbewehrung, obwohl einige Arbeiten belegen, dass auch gewebte oder nichtgewebte Geotextilien sich für diesen Einsatz eignen (BAUER [24], McGown et al. [92]).

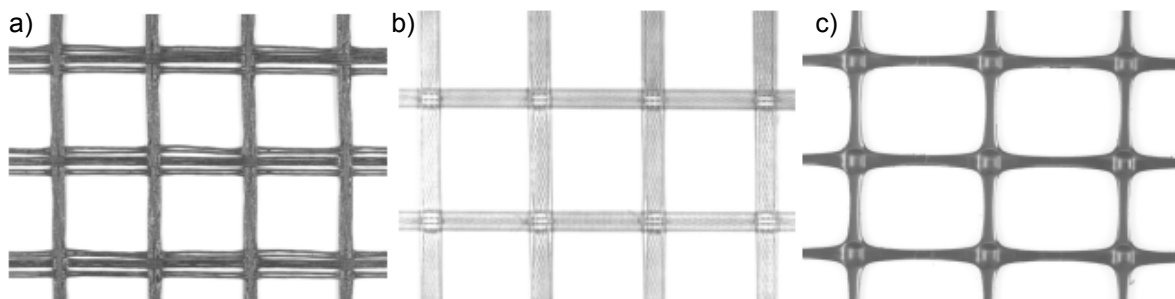


Abbildung 4.3: Gebräuchliche Geogitter-Arten [107]

- a) Geogittergewebe mit Kunststoff-Ummantelung
- b) Geogitter aus gelegten und verschweißten Stäben
- c) Extrudiertes und biaxial gerecktes Geogitter

HINWEIS: Obige Bilder stellen kein Abbild der untersuchten Geogitter dar.

Die Auswahl der Geogitter (*kurz*: GG) wurde so getroffen, dass exemplarisch der Einfluss von Herstellungsart, Ausgangsrohstoff, Geometrie etc. auf das Verbundverhalten durch Vergleichsversuche abgeleitet werden kann. In der Tabelle 4.3 ist eine Übersicht über die in den Versuchsreihen verwendeten Produkte mit ihren wichtigsten Eigenschaften angegeben.

Tabelle 4.3: Bezeichnung und technische Daten der verwendeten Geogitter

Bezeichnung	Rohstoff	Typ	Höchstzugkraft (md/cmd)	Bruchdehnung (md/cmd)	Maschenweite (md/cmd)
	[-]	[-]	[kN/m]	[%]	[cm]
(G.we.750)	PVA	gewebt	750/50	6/6	30/30
(G.we.80)	PET	gewebt	80/30	13/13	20/20
(G.le.60)	PET	gelegt	60/60	8/8	32/31
(G.ex.120)	PEHD	extrudiert	120/-	10/-	235/16

Geogitter-Bezeichnung: (Geogitter.Geogitterart.Höchstzugkraft)

4.2.3 Bindemittel

Der Schwerpunkt der Studie mit bB liegt bei dem Interaktionsverhalten Geogitter - stabilisierter Boden, hier mit Zement und Kalk. Als Bindemittel wurde Portlandkalksteinzement "CEM II/A-LL 32,5 R" (EN 197-1) der Festigkeitsklasse 32,5 R mit 6 bis 20 [%] Kalksteinmehl sowie Portlandzement "CEM I 32,5 R" (EN 197-1) gewählt (*kurz*: CEM-II bzw. CEM-I). Der Buchstabe R kennzeichnet sie als Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit. Für Versuche mit Kalk wurde ein Weißkalk-Kalkhydrat, CL 90 S verwendet (*kurz*: CL). Bei dem vorliegenden Boden R-I sind alle drei Stabilisatoren für eine Bodenbehandlung geeignet (Laborprüfbericht-Nr. Ay-f0518-LB2 [23]).

4.3 Kurzbeschreibung des Versuchsprogramms

Das Verbundverhalten in der Grenzfläche Geokunststoff - Lockergestein ist sehr komplex. Es ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig, zum Beispiel von der Partikelgröße/-form und vom Zustand des Lockergesteins, der Materialeigenschaft und der Oberflächenbeschaffenheit des Geokunststoffs sowie von der örtlich wirken-

den Überlagerungsspannung etc. Der Lastabtragungsmechanismus ist neben den o. g. rein materialspezifischen Eigenschaften der Verbundkomponenten und den versuchsspezifischen Randbedingungen auch von der Wahl des Versuchsregimes abhängig (vgl. Abschnitt 5.4). Um deren Wirkung richtig beurteilen zu können, wurden in einer dafür speziell entwickelten multifunktionalen Prüfeinrichtung (IPG) eine große Anzahl von Versuchen durchgeführt.

Das Versuchsprogramm ist in zwei Versuchsreihen gegliedert:

- Versuchsreihe I (*kurz: VR-I*): Versuche mit nichtbindigem Boden;
- Versuchsreihe II (*kurz: VR-II*): Versuche mit Bindemittel behandeltem/unbehandeltem bindigem Boden.

Seitdem Forschung über den Verbund zwischen GSY und LG betrieben wird, ist es eine viel diskutierte Frage, welche Prüfverfahren am besten geeignet sind, die wirklichen Verhältnisse in KBE-Konstruktionen zu simulieren und über möglichst viele Einflüsse auf das Verbundverhalten Aufschluss zu geben. Daraus resultiert die bemerkenswerte Anzahl an nationalen wie internationalen Veröffentlichungen. Zur Klärung der Lastabtragungsmechanismen in unterschiedlichen Versuchsregimen wurden im Rahmen dieser Arbeit die am meisten verwendeten Prüfverfahren angewandt, namentlich:

- Scher-/Reibungsversuch (*kurz: SV, RV*) und
- Pullout-Versuch (*kurz: PV*).

Die Ziele und Mittel der Versuchsreihen werden in den nachfolgenden Kapiteln getrennt für VR-I und VR-II beschrieben. Eine ausführliche Behandlung der Variationen einschließlich der Darstellung der Versuchsergebnisse und deren Interpretation erfolgt in den Kapiteln 5 und 6.

4.3.1 Versuchsreihe VR-I – Nichtbindiger Boden

Das Versuchsprogramm der Versuchsreihe VR-I wurde zur Analyse folgender Schwerpunkte aufgestellt:

- Überprüfung der Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse mit dem neuen Interaktionsprüfgerät (Bestandteil der Versuchsreihe VR-Ia);
- Untersuchung der Einflussfaktoren von Versuchsrandbedingungen auf die Versuchsergebnisse und Formulierung von Gerätekonfigurationen für mechanisch zwangsfreie Prüfungen (VR-Ib).

Die Versuche der Versuchsreihe VR-I zielen darauf ab, durch die systematische Variation der Versuchsrandbedingungen (z. B. Lagerung des oberen Rahmens der Prüfeinrichtung) und der Materialeigenschaften der Verbundkomponenten (z. B. Korngröße, Kornform, Herstellungsart und Maschenöffnungen des Bewehrungsmaterials etc.) die Faktoren zu ermitteln, die das Verbundverhalten von GSY und LG maßgeblich beeinflussen. Eine Übersicht über den Umfang der durchgeführten Versuche (mehr als 90 Einzelversuche) kann der Tabelle 4.4 entnommen werden.

Tabelle 4.4: Übersicht des Versuchsprogramms (VR-I) des nichtbindigen Bodens

VR-I		Lagerung des oberen Rahmens								
		fest			schwebend			federgelagert		
VR	LG/GG	SV	RV	PV	SV	RV	PV	SV	RV	PV
VR-Ia	MS 0/2	50	-	-	50	-	-	50	-	-
	CEN 0/2	100	-	-	100	-	-	100	-	-
	KS 0/8	200	-	-	200	-	-	200	-	-
	KS 0/32									
VR-Ib und VR-Ib	KS 0/8									
	CEN 0/2									
	-	-	50	50	-	50	50	-	50	50
	G.we.750	-	100	100	-	100	100	-	100	100
	G.we.80	-	200	200	-	200	200	-	200	200
	G.ex.120 G.le.60									

SV: Scherversuch; **RV:** Reibungsversuch; **PV:** Herausziehversuch (pullout)
 Auflast: $\sigma' = 50 \dots 200$ [kN/m²];
 Einbaudichte: $D_{Pr} = (95 \dots 100)$ [%]; Einbau: trocken/gestört

4.3.2 Versuchsreihe VR-II – Bindiger Boden

Das Versuchsprogramm der Versuchsreihe VR-II wurde zur Analyse folgender Schwerpunkte aufgestellt:

- Untersuchung der Eignung bindiger Böden als Füllmaterial bzw. Erarbeitung von Maßnahmen zur Verbesserung der Verbundwirkung von in bindigen Boden eingelegten Geokunststoffbewehrungen (Bestandteil der Versuchsreihe VR-IIa);

- Klärung der Verbundmechanik von in bindigen Lockergesteinen eingebetteten, scher- und zugbeanspruchten praxisrelevanten Geokunststoffen (VR-IIb).

Im Mittelpunkt der experimentellen Untersuchungen der Versuchsreihe VR-II steht die praxisrelevante Fragestellung, inwieweit sekundäre Verbesserungen der bodenmechanischen Eigenschaften von geringtragfähigen bindigen Böden zur Erhöhung des Verbundverhaltens beitragen können. Ziel dieses Untersuchungsabschnitts besteht darin, Grundlagen für eine zukünftige Nutzung geringtragfähiger bindiger Lockergesteine als vollwertige Füllböden für geokunststoffbewehrte Konstruktionen zu schaffen. Das Untersuchungsprogramm des Verbundverhaltens der Versuchsreihe VR-II ist in Tabelle 4.5 zusammengestellt.

Tabelle 4.5: Übersicht des Versuchsprogramms (VR-II) des bindigen Bodens

VR-II		unvergütet			vergütet						
					Zement			Kalk			
VR	LG/GG	SV	RV	PV	SV	RV	PV	SV	RV	PV	
VR-IIa	R-I	50	-	-	50	-	-	50	-	-	
		100	-	-	100	-	-	100	-	-	
		200	-	-	200	-	-	200	-	-	
-	G.we.750	-	50	50	-	50	50	-	50	50	
		-	100	100	-	100	100	-	100	100	
		-	200	200	-	200	200	-	200	200	
VR-IIb	R-II	25	-	-	-	-	-	-	-	-	
		50	-	-	-	-	-	-	-	-	
		100	-	-	-	-	-	-	-	-	
	-	G.le.60	-	25	17	-	-	-	-	-	-
			-	50	27	-	-	-	-	-	-
			-	100	50	-	-	-	-	-	-

SV: Scherversuch; **RV:** Reibungsversuch; **PV:** Herausziehversuch (pullout)

Auflast: $\sigma' = 50 \dots 200$ [kN/m²] (VR-IIa); $\sigma' = 17 \dots 100$ [kN/m²] (VR-IIb);

Einbaudichte: ρ_{P_i} ; Einbauwassergehalt: w_{opt} ; Einbau: gesättigt/gestört

4.4 Versuchsrandbedingungen und Versuchsdurchführung

4.4.1 Allgemeines

Ausgangspunkt für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen zur Erfassung der Verbundmechanik eines im Lockergestein eingebetteten Geokunststoffs ist das "Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät". Die Konzeption der multifunktionalen Prüfeinrichtung IPG bietet die Möglichkeit, eine Reihe, gegenüber der heutigen Geokunststoff-Prüfpraxis innovativer direkter Scherversuche, Reibungsversuche und Pullout-Versuche an grob strukturierten Materialien nach dem aktuellen Stand der Versuchstechnik und nach den Vorgaben der neuen Normen (z. B. DIN 18137-3 [N7], DIN EN 13738 [N10]) durchzuführen (s. Kapitel 3).

In allen Versuchsreihen wurden Geokunststoffe generell in Produktionsrichtung (*kurz*: md) zugeschnitten. In Reibungsversuchen wurde lediglich die Oberseite untersucht. Jede Messprobe wurde mit einer genügend großen Breite und Länge vorbereitet. Dort, wo es angemessen war, um das Herausrutschen bzw. die Relativverschiebung zwischen Geokunststoff und Klemmvorrichtung zu beobachten, wurden die Messproben mit Linien über die gesamte Breite gekennzeichnet. Bei allen durchgeführten Versuchen wurde weder ein Klemmbruch noch eine Schwächung der geprüften Messprobe registriert, die der Versuchseinrichtung zuzuschreiben wären. Geprüft wurden trockene, nicht an das Normklima angegliche Messproben.

Das Bodenmaterial wurde in das Prüfgerät schichtweise eingebaut und mit einem handgeführten Verdichtungshammer auf die gewünschte Einbaudichte verdichtet. Angestrebt wurde ein realitätsnaher Mindestverdichtungsgrad $D_{pr} > 95$ [%].

Mit Ausnahme von Variations-/Ergänzungsversuchen wurden je Versuchsreihe drei Einzelprüfungen mit unterschiedlichen Normalspannungen im Bereich von $\sigma' = 50 \dots 200$ [kN/m²] durchgeführt. Bei Versuchsreihen mit bindigen Böden (VR-II) erfolgte der Konsolidations- und der Abschervorgang bei gefluteter Probe. Um die Entwicklung von Porenwasserüberdrücken zu verhindern, wurde der Scher-/Herausziehversuch mit langsamer Abscher-/Herausziehgeschwindigkeit gefahren.

Die Prüfmaterialien wurden vor/während/nach der Prüfung visuell beobachtet/überprüft und protokolliert.

4.4.2 Genereller Versuchsaufbau, -vorbereitung und -durchführung

Die Versuchsvorbereitung und -durchführung ist in Anlehnung an die aktuellen Normen gewählt und wird im Folgenden für die unterschiedlichen Versuchsmodi in kurzer Form erläutert.

- **Scherversuche (SV):**

Das Lockergestein wurde – in drei Schichten – in das Prüfgerät eingebracht und jeweils mit einem handgeführten Verdichtungshammer auf die gewünschte Einbaudichte verdichtet.

Die Normalspannung wurde stufenweise aufgebracht. Die Konsolidationsspannung entsprach der Schernormalspannung. Nach dem Abklingen der Setzungen wurde die Scherkraft – durch kontinuierlichen Vorschub mit konstanter Geschwindigkeit unter gleichzeitiger Messung der Scherkraft, des Scherwegs und der Höhenänderung des Probenkörpers – aufgebracht.

- **Reibungsversuche (RV):**

Zunächst wurde in die untere Hälfte des Prüfgeräts das Lockergestein in der erforderlichen Menge eingebracht, so dass die verdichtete Bodenschicht geringfügig höher als die halbe Höhe des gesamten Kastens war (i. d. R. in zwei Schichten). Die untere Bodenschicht wurde mit einem handgeführten Verdichtungshammer auf die gewünschte Einbaudichte verdichtet.

Auf die ebene und verdichtete untere Bodenoberfläche wurde eine zufällig von der Materialrolle zugeschnittene Messprobe faltenfrei und zentriert gelegt. Die äußeren Enden der Messprobe wurden in die seitlichen Klemmvorrichtungen eingespannt.

Anschließend wurde in die obere Hälfte des Prüfgeräts das Lockergestein in der erforderlichen Menge eingebracht, so dass die verdichtete Bodenschicht die erforderliche Höhe erhielt. Auch die obere Bodenschicht wurde in zwei Schichten mit einem handgeführten Verdichtungshammer auf die gewünschte Einbaudichte verdichtet.

Die Versuchsvorbereitung wurde mit dem Aufbau der Einrichtung zur Messung der Oberflächensetzungs/-hebung bzw. der Belastungseinrichtung abgeschlossen.

Die Normalspannung wurde stufenweise aufgebracht. Die Konsolidationsspannung entsprach der Schernormalspannung. Nach dem Abklingen der Setzungen wurde die Scherkraft – durch kontinuierlichen Vorschub mit konstanter Geschwindigkeit unter gleichzeitiger Messung der Scherkraft, des Scherwegs und der Höhenänderung des Probenkörpers – aufgebracht.

- **Pullout-Versuche (PV):**

Zunächst wurde in die untere Hälfte des Prüfgeräts das Lockergestein in der erforderlichen Menge eingebracht, so dass die verdichtete Bodenschicht geringfügig höher als die halbe Höhe des gesamten Kastens war (i. d. R. in zwei Schichten). Die untere Bodenschicht wurde mit einem handgeführten Verdichtungshammer auf die gewünschte Einbaudichte verdichtet.

Auf die ebene und verdichtete untere Bodenoberfläche wurde eine zufällig von der Materialrolle zugeschnittene Messprobe faltenfrei und zentriert gelegt. Das äußere Ende der Messprobe wurde an dem vorderen Auszugsschlitz des Prüfgeräts herausgeführt und mittig in die Einspannklemme eingespannt. Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Übertragung der Auszugskraft in die Messprobe wurde die Einspannklemme drehbar gelagert. Erforderlichenfalls wurde der Schlupf in der Spannrolle (sR) durch Vorspannung der Messprobe minimiert (Vorspannkraft: ca.1 [%] der Zugfestigkeit des getesteten Materials).

Der Abstand zwischen der Einspannklemme und dem Auszugsschlitz des Prüfgeräts ist vor Beginn der Prüfung so eingestellt worden, dass er möglichst gering war. Die Messung der Verschiebung der Messprobe im Bodenverbund wurde durch Drahtextensometer realisiert. Die Längenänderung bzw. das Herausziehen der Messprobe wurde zudem durch die Bewegung der Einspannklemmstation gemessen.

Anschließend wurde in die obere Hälfte des Prüfgeräts das Lockergestein in der erforderlichen Menge eingebracht, so dass die verdichtete Bodenschicht die erforderliche Höhe erhielt. Auch die obere Bodenschicht wurde in zwei Schichten mit einem handgeführten Verdichtungshammer auf die gewünschte Einbaudichte verdichtet.

Die Versuchsvorbereitung wurde mit dem Aufbau der Einrichtung zur Messung der Oberflächensetzung bzw. der Belastungseinrichtung abgeschlossen.

Die Normalspannung wurde stufenweise aufgebracht. Die Konsolidationsspannung entsprach der Herausziehnormalspannung. Nach dem Abklingen der Setzungen wurde die Messprobe durch Ziehen mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit belastet. Die Messwerte, einschließlich der Normalspannung, der Setzung bzw. Hebung und der Verkipfung der Bodenoberfläche sowie der Herausziehkraft und des Herausziehwegs wurden i. d. R. in einem Intervall von 10 - 30 Sekunden aufgezeichnet.

4.5 Auswertung

Der Widerstand von Böden gegen Scherverformungen (Scherfestigkeit) ist von der Größe dieser Verformungen abhängig (ebenso in ähnlicher Form der Widerstand von Geokunststoffen gegen Herausziehen aus dem Boden). Zur Ermittlung der maßgebenden Scherspannung müssen während des Versuchs laufend die aufgetragenen Schubspannungen τ und die zugehörigen Verschiebungen s gemessen werden. Stellt man die Spannungen in Abhängigkeit vom Scherweg dar, erhält man das so genannte Scherverschiebungs-Diagramm. Mit ihm kann eindeutig die Scherspannung τ bestimmt werden. Die in Abbildung 4.4 zu sehenden Scherverschiebungslinien zeigen schematisch, dass sich Böden z. T. sehr unterschiedlich verhalten. Zunächst steigt bei allen fiktiven Bodenarten die Schubspannung τ nahezu linear an.

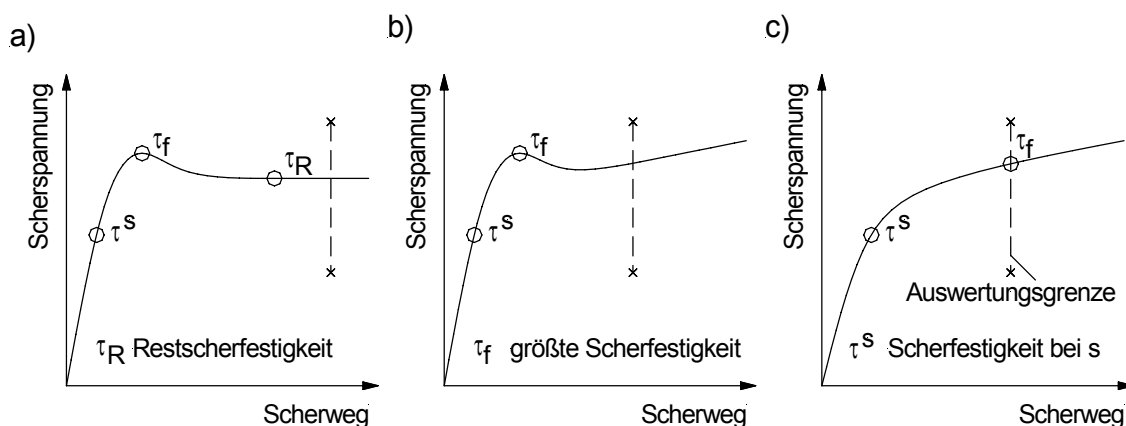


Abbildung 4.4: Schematische Beispiele für Scherverschiebungslinien von Böden

- a) Typisch für dichtgelagerte nichtbindige und hoch vorverdichtete bindige Böden
- b) s. a) – überkritisch dicht bzw. überkonsolidiert nach DIN 18137 [N6]
- c) Unterkritisch oder kritisch dicht bzw. normalkonsolidiert nach DIN 18137 [N6]

Bei manchen Böden ist nach dem Erreichen einer Maximalspannung ("Peak-Zustand") ein Abfall der Scherspannung festzustellen. Dies ist typisch für dichtgelagerte nichtbindige und hoch vorverdichtete bindige Böden (Abbildung 4.4a/b). Beim Erreichen des Bruchs stellen sich in der Scherfläche Auflockerungen ein, die zu einem Abfall der Festigkeit führen. Bei unterkritisch oder kritisch dicht bzw. normal-konsolidierten Böden (Abbildung 4.4c) nimmt die Scherfestigkeit auch nach langen Scherwegen leicht zu. Werden bei der Berechnung der Scherfestigkeit die Maximalwerte τ_f verwendet, spricht man von der Bruchfestigkeit (auch "Scherfestigkeit bei Bruch" oder "Maximalwert/größte Scherfestigkeit"). Werden dagegen die geringeren Werte τ_R benutzt, die sich nach dem Bruch einstellen ("Residual-Zustand"), hat man die Gleitfestigkeit (auch "Restscherfestigkeit") ermittelt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden aus den Scherspannungs-Weg-Diagrammen der Einzelversuche (ebenso bei Herausziehung-Herausziehung-Diagrammen bei Pull-out-Versuchen) die Scherfestigkeit bei Bruch τ_f sowie die Scherfestigkeit τ^s bei einem definierten Scherweg s ermittelt. Grundsätzlich wurde je nach Versuchsregime und je nach Verlauf der Scherverschiebungslinien entsprechend Abbildung 4.4 und Gl. (4.1) entschieden.

$$\tau_f(\sigma, s) = \tau^{\max}(\sigma, s) \begin{cases} SV, RV : s = 0 \dots 50 [mm] \\ PV : s = 0 \dots 100 [mm] \end{cases} \quad \text{Gl. (4.1)}$$

Führt man eine Versuchsreihe mit verschiedenen Auflasten durch und trägt die τ_f -Werte als Funktion von σ' auf, erhält man eine Gerade mit der Neigung φ' und dem y-Achsenabschnitt c' . Die Gleichung

$$\tau_f(\sigma') = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad \text{Gl. (4.2)}$$

heißt COULOMB-Grenzbedingung, c' ist die wirksame oder effektive Kohäsion und φ' der wirksame oder effektive Reibungswinkel. Abhängig von der Art des Erdstoffs kommen auch nichtlineare Ansätze für die Grenzbedingung in Betracht (s. Abschnitt 2.6.1).

Mit dem Ziel einer effektiven Auswertung, insbesondere bei Versuchen, wo sich kein ausgeprägter Höchstwert der Scherspannungen einstellt, werden der wirksame Reibungswinkel und die wirksame Kohäsion explizit für den gesamten Scherweg im Intervall von 1 [cm] berechnet (s. z. B. Abbildung 5.7).

5 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an nichtbindigem Lockergestein – Versuchsreihe VR-I

5.1 Allgemeines

Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse der Scher-, Reibungs- und Herausziehversuche wurden mit dem in Kapitel 3 beschriebenen Großrahmenschergerät mit integrierter Herauszieheinrichtung (IPG) des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg durchgeführt.

Im Rahmen dieses Kapitels werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an nichtbindigem Lockergestein dargestellt und diskutiert. Die Versuche der Versuchsreihe VR-I zielen darauf ab, durch die systematische Variation der Versuchsrandbedingungen (z. B. Lagerung des oberen Rahmens der Prüfeinrichtung) und der Materialeigenschaften der Verbundkomponenten (z. B. Korngröße, Kornform, Herstellungsart und Maschenöffnungen des Bewehrungsmaterials etc.) die Faktoren zu ermitteln, die das Verbundverhalten von GSY und LG maßgeblich beeinflussen.

Wesentliche Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen an nichtbindigem Lockergestein werden am Ende des Kapitels zusammengefasst. Die Versuchsergebnisse der Versuchsreihe VR-Ib sind vollständig als Anlage B.1 beigefügt.

5.2 Vergleichbarkeit von Daten aus unterschiedlichen Quellen

Im Idealfall sollten die gemessenen Versuchsergebnisse bei vergleichbaren Versuchsrandbedingungen und Versuchsmaterialien unabhängig von der eingesetzten Versuchsanlage sein. In der Realität ist das aber nicht zu verwirklichen. Gerade im Bereich der praxisorientierten Scherparameterermittlung werden an die Versuchsvorbereitung und -durchführung unterschiedliche Anforderungen gestellt. Hinzu kommt, dass trotz vereinheitlichter Prüfmethodik umfangreiche Studien einer Vielzahl von Autoren deutliche Unterschiede in den Versuchsergebnissen zeigen, die auf die uneinheitlichen Versuchsrandbedingungen (Abmessungen, kinematische Freiheitsgrade etc.) der Prüfgeräte zurückzuführen sind.

STOEWAHSE/BLÜMEL [113] berichten von den Ringanalysen zur Ermittlung des Reibungsverhaltens in Schichtgrenzen mit Geokunststoffen, die in den Jahren 1995 und

1996 von der Untergruppe 1 des AK 5.1¹⁾ der DGGT anlässlich der Erarbeitung der Empfehlung E 3-8 (Reibungsverhalten von Geokunststoffen) initiiert wurden. An den Ringanalysen nahmen jeweils bis zu 20 Prüfinstitute teil. Die Streubreite der Ergebnisse dieser Ringanalysen sind in Abbildung 5.1 dargestellt. Trotz einiger getroffener Vereinheitlichungen in der zweiten Versuchsreihe waren nach wie vor inakzeptabel große Abweichungen der Versuchsergebnisse aus verschiedenen Prüfinstitutionen zu verzeichnen. Ähnliche Beobachtungen wurden auch bei Rahmenscherversuchen an Erdstoffen gemacht.

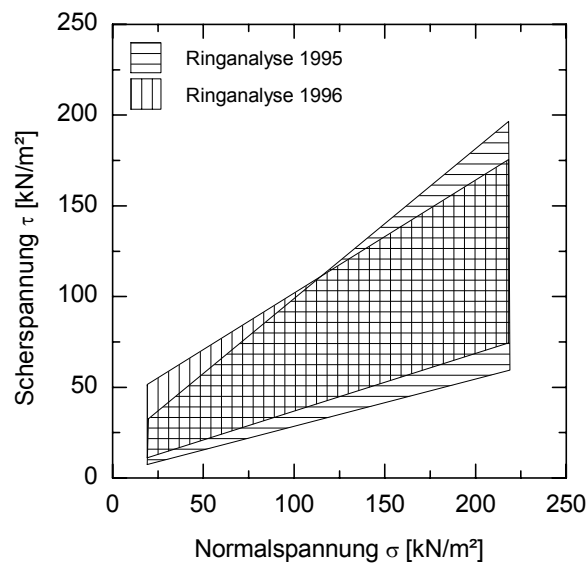


Abbildung 5.1: Ergebnisse von Ringanalysen für den Reibungsversuch zwischen Sand ($D \cong 0,6$) und Vlies unter vergleichbaren Bedingungen [113]

Die Ergebnisse der Ringanalysen legen die Vermutung nahe, dass ein Teil der Versuchsstreuungen gerätetechnisch bedingt ist.

Die Versuchsanordnungen der verschiedenen nationalen und internationalen Veröffentlichungen zeigen – abgesehen von den gewählten Versuchsmaterialien und Versuchsrandbedingungen – ebenfalls Unterschiede auf. Auch hierbei kann nicht ausgeschlossen werden, dass die uneinheitlichen Konstruktionen sich auf die Ergebnisse ausgewirkt haben. Trotzdem sind einige grundsätzliche Aussagen über die maßgebenden Faktoren, die das Verbundverhalten von GSY und LG beeinflussen, möglich, so dass nachfolgend die Untersuchungsergebnisse der eigenen Versuche, wenn möglich, durch Ergebnisse anderer Autoren ergänzt werden, um die verschiedenen Einflüsse auf das Verbundverhalten von Geokunststoffen möglichst umfassend zu ermitteln.

¹⁾ AK 5.1: Kunststoffe in der Geotechnik und im Wasserbau

5.3 Zuverlässigkeit und Reproduzierbarkeit der Messergebnisse

Die Zuverlässigkeit und die Reproduzierbarkeit der Messergebnisse wurden an verschiedenen Lockergesteinen und Geokunststoffen in unterschiedlichen Versuchsvarianten unter identischen Randbedingungen überprüft. Beispielhaft seien an dieser Stelle die Ergebnisse der Scherversuche mit schwebendem oberem Rahmen (SV.Sw) an Mittelsand (MS 0/2) bei einer Normalspannung von $\sigma' = 100 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ und die Ergebnisse der Reibungsversuche mit festem oberem Rahmen (RV.Fst) zwischen gewebtem Geogitter mit einer Höchstzugkraft von 80 [kN/m] (G.we.80) und CEN-Normsand (CEN 0/2) in Abbildung 5.2 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen – wie in allen durchgeführten Versuchsreihen – eine sehr gute Reproduzierbarkeit. Weitere Ergebnisse werden in den folgenden Abschnitten dargestellt.

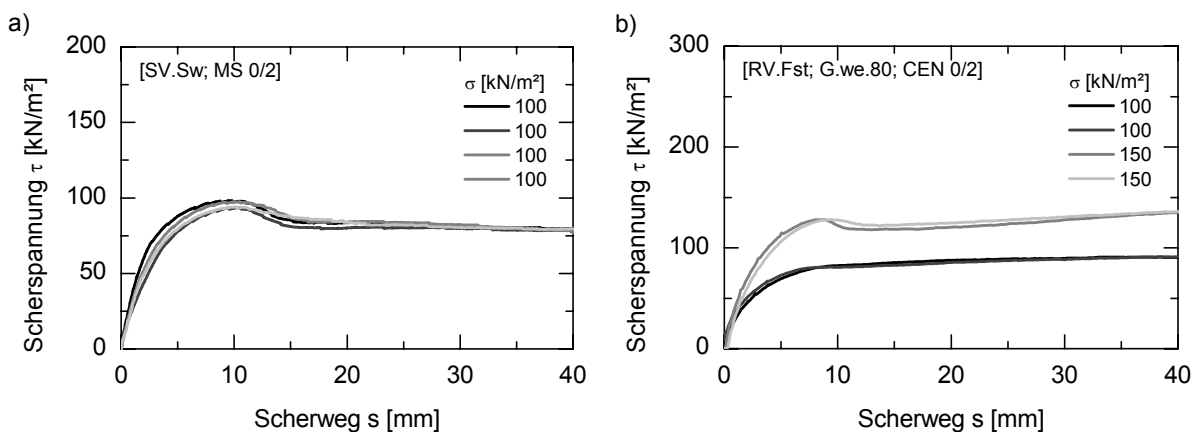


Abbildung 5.2: Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse

- a) [SV.Sw; MS 0/2]: Scherversuch mit schwebendem oberem Rahmen (SV.Sw) an Mittelsand (MS 0/2)
- b) [RV.Fst; G.we.80; CEN 0/2]: Reibungsversuch mit festem oberem Rahmen (RV.Fst) zwischen gewebtem Geogitter mit einer Höchstzugkraft von 80 [kN/m] (G.we.80) und CEN-Normsand (CEN 0/2)

Mit diesen Beispielen ist gezeigt worden, dass das IPG hervorragende Ergebnisse liefert. Daher wurde die überwiegende Anzahl der Versuche, auch im Hinblick auf eine zeitnahe Verwirklichung der vielen zeit- und arbeitsintensiven Versuchsreihen, einfach durchgeführt.

5.4 Einfluss der Rahmenlagerung

Vergleichsuntersuchungen mit Rahmenschergeräten unterschiedlicher Bauart zeigten signifikante und systematische Fehler bei den Geräten mit festem oberem Probenrahmen. Die Fixierung des oberen Rahmens liefert physikalisch nicht zutreffende

Scherparameter. Dabei täuschen die derart ermittelten Scherparameter einen deutlich zu hohen Kohäsionsanteil c' bei zu kleinem Reibungswinkel φ' , verbunden mit einem geringeren Winkel der Gesamtscherfestigkeit φ^* (vgl. Abbildung 2.12), vor. Diese Effekte sind zumeist auf die Entstehung von Zwängungskräften infolge der festen Lagerung des oberen Scherrahmens zurückzuführen (LINDEMANN [84], STOEWAHSE [112]).

Im Hinblick auf die in Abschnitt 5.2 dargestellten enormen Abweichungen der Versuchsergebnisse der Ringanalyse ist in den oben zitierten Vergleichsuntersuchungen nicht geklärt, inwieweit die zur Untersuchung eingesetzten unterschiedlichen Versuchsaapparaturen einen direkten und/oder indirekten Einfluss auf die Vergleichsdaten haben. Ferner ist zu klären, inwieweit die Schlussfolgerungen auch für Herausziehversuche gelten und in welchem Rahmen die Materialeigenschaften der Verbundkomponenten sich auf die Versuchsergebnisse auswirken.

Das Interaktionsprüfgerät (IPG) bietet zur Klärung dieser Fragestellungen den besonderen Vorteil, dass mit ein und demselben Prüfgerät drei unterschiedliche Versuchsregime (SV, RV, PV) mit drei unterschiedliche Lagerungen des oberen Rahmens (fest, schwebend, federgelagert) gefahren werden können. Im Folgenden werden die in den Varianten mit feststehendem (*kurz: Fst*), schwebendem (*kurz: Sw*) und federgelagertem (*kurz: Fd*) Rahmen am oberen Probekörper wirkenden Kräfte näher betrachtet. Diese Betrachtungen werden anschließend durch experimentelle Versuche ergänzt.

5.4.1 Kräfte am oberen Rahmen

Mit dem Ziel der Analyse des Einflusses der Lagerung des oberen Rahmens auf die Messwerte im Scher-, Reibungs- und Herausziehversuch werden in einem ersten Schritt die Kräfte am oberen Rahmen dargestellt und diskutiert. Hierbei erfolgt die Betrachtung der Kräfteverteilung am Probekörper analog zu STOEWAHSE [112]. Die Annahmen hinsichtlich des Stoffverhaltens des Probekörpers und der Interaktion zwischen Probe und Rahmenwänden können vereinfachend in den folgenden Punkten zusammengefasst werden:

- Probekörper wird als Monolith betrachtet;
- An den Seitenflächen können keine Zugspannungen entstehen;
- Räumliche Effekte durch die Rahmeninnenseitenwände werden nicht berücksichtigt.

5.4.1.1 IPG mit feststehendem oberem Rahmen

Die Größe der Zwängungskräfte kann für den feststehenden Rahmen bei Schnittführung durch die Scherfuge am oberen Teilsystem abgeschätzt werden. Die am Probekörper wirkenden Kräfte sind in Abbildung 5.3 schematisch dargestellt.

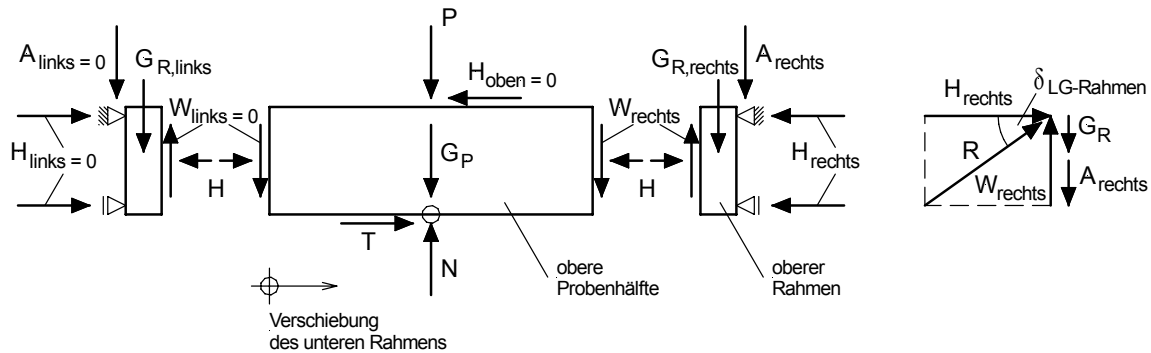


Abbildung 5.3: Kräfte am oberen Teilsystem im Gerätemodus "fest" bei vertikaler Belastung und Scherbeanspruchung (nach STOEWASSE [112])

Die in der Schichtgrenze angreifende Scherkraft T wird am Probekörper an der Stirnseite der Probe, also über die Rahmenwand, abgetragen. Gemäß STOEWASSE [112] wird vereinfachend angenommen, dass zwischen Lastplatte und Probenoberseite keine Horizontalkräfte übertragen werden und somit auch nicht zwischen Lastplatte und Rahmen ($H_{oben} = 0$). Da sich der starre Probekörper an der "Zugseite" vom Rahmen ablöst bzw. stark aufgelockert wird, wirken keine bzw. nur vernachlässigbar kleine Kräfte zwischen der linken Rahmenwand und Probe ($W_{links} = 0$, $H_{links} = 0$). Ebenso werden die an der linken Rahmenhälfte wirkenden Auflagerkräfte wegen der räumlichen Koppelung der Rahmenhälfte vernachlässigt ($A_{links} = 0$). Horizontale Auflagerkräfte H_{rechts} sind nur an der rechten Rahmenhälfte ("Druckseite") angetragen. Die Wirkungslinie der resultierenden Rahmeneigengewichtskraft G_R liegt in der Probenmitte. Die Neigung der resultierenden Wandreaktionskraft R gegen die Normale ist maximal gleich dem Reibungswinkel $\delta_{LG-Rahmen}$ zwischen Lockergestein und Rahmen. Dieser ist abhängig von der Lockergesteinsart und dem Material der Baukonstruktion. Bei dem IPG wurde im Zusammenhang mit dem CEN-Normsand (CEN 0/2) ein Wandreibungswinkel von ca. 20 [°] bestimmt. Mit den oben getroffenen Annahmen zu den Kräften an der Zug- und Oberseite der Probe ergeben sich aus den Kräftegleichgewichtsbedingungen $\Sigma V = 0$ und $\Sigma H = 0$ und der Bedingung für den Grenzzustand des Gleitens an der Rahmenwand folgende Zusammenhänge:

$$\begin{aligned} \Sigma V = 0 : \\ P + G_P + W_{rechts} = N \end{aligned} \quad \text{Gl. (5.1)}$$

$$A_{rechts} + G_R = W_{rechts} = R \cdot \sin \delta_{LG-Rahmen} \quad \text{Gl. (5.2)}$$

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 : \\ T = H_{rechts} = R \cdot \cos \delta_{LG-Rahmen} \end{aligned} \quad \text{Gl. (5.3)}$$

Damit ergibt sich bei Vernachlässigung des Probeneigengewichts G_P die Wandreibungskraft bzw. Zwängungskraft zu:

$$W_{rechts} = T \cdot \tan \delta_{LG-Rahmen} \quad \text{Gl. (5.4)}$$

Im Gerät mit feststehendem Rahmen ergibt sich gemäß Gleichung (5.4), dass die Wandreibungskraft W_{rechts} proportional zur Scherkraft T ist und ihr Wert mit steigendem Wandreibungswinkel $\delta_{LG-Rahmen}$ zunimmt. Diese Art der Rahmenlagerung und die nicht vorhandene Normalkraftkompensation bewirkt, unter Beachtung der Gleichung (5.1), ein Anwachsen der vertikalen Reaktionskraft W_{rechts} somit eine Erhöhung der resultierenden Normalkraft N in der Scherfuge. Beim Interaktionsprüfgerät (IPG) des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg wird dieser Effekt derart verhindert, dass die in der Scherfuge wirkende Normalspannung N indirekt gemessen und über die Auflast P gesteuert werden kann. Hierzu sind an den vertikalen Auflagern des Rahmens elektronische Kraftsensoren angeordnet, mit denen die Auflagerkräfte gemessen werden. Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte am oberen Rahmen liefert als Summe der Auflagerkräfte die resultierende Normalkraft in der Scherfuge. Über einen Regelkreis wird die Auflast (Druck im Druckkissen) so gesteuert, dass Einflüsse aus der Wandreibung an der Rahmeninnenseite kompensiert werden und die resultierende Normalspannung in der Scherfuge dem Vorgabewert entspricht (vgl. Abschnitt 3.3.2). Weitere Maßnahmen gegen die entstehenden Zwängungskräfte werden in den nachfolgenden Abschnitten dargestellt.

5.4.1.2 IPG mit schwebendem oberem Rahmen

Für den Fall des vertikal verschieblichen Rahmens (schwebend) entfallen die vertikalen Auflagerreaktionen A_{links} und A_{rechts} . Aus den Kräftegleichgewichtsbedingungen $\Sigma V = 0$ und $\Sigma H = 0$ ergibt sich dann:

$$W_{rechts} = G_R \quad \text{Gl. (5.5)}$$

$$T = H_{rechts} \quad \text{Gl. (5.6)}$$

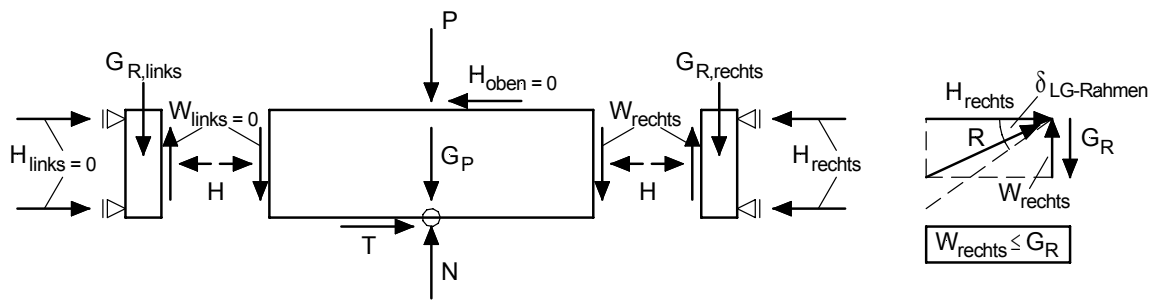


Abbildung 5.4: Kräfte am oberen Teilsystem im Gerätemodus “schwebend“ bei vertikaler Belastung und Scherbeanspruchung (nach STOEWAHSE [112])

Der Gleichung (5.5) kann entnommen werden, dass die vertikale Wandreaktionskraft W_{rechts} , im Gegensatz zur festen Lagerung, nur eine Funktion der Rahmeneigengewichtskraft G_R ist. Daher kann an der Druckseite des Rahmens, unter Annahme der Kräftegleichgewichtsbedingung sowie der reibungsfreien äußeren Lagerung des oberen Scherrahmens, die Vertikalkomponente der an der Rahmenwand wirkenden resultierenden Kraft nicht größer sein als das Eigengewicht G_R des Rahmens. Die Neigung der Resultierenden R gegen die Wandnormale muss kleiner als der Reibungswinkel zwischen dem Lockergestein und dem Wandmaterial $\delta_{LG-Rahmen}$ sein.

Die obigen Feststellungen zum Gleichgewicht der Kräfte wurden u. a. durch Messung der Höhenänderung des Rahmens und der Probenoberfläche, der Scherspannung etc. verifiziert. Diese Gegebenheiten sollen mit den Messdaten aus dem Scherversuch [SV.Sw; CEN 0/2] mit schwebender Lagerung des oberen Rahmens veranschaulicht werden. Folgende Randbedingungen liegen vor:

- Normalspannung σ : 50 [kN/m²];
- Scherspannung bei Bruch τ_f : 61,7 [kN/m²];
- Eigengewicht des oberen Rahmens G_R : 180 [kg] \approx 1,8 [kN];
- Prüffläche A : 500 [mm] x 500 [mm] = 250.000 [mm²] \equiv 0,25 [m²].

Die Scherkraft T zum Zeitpunkt des Bruchs beträgt:

$$T = \tau \cdot A = 61,7 \text{ [kN/m}^2\text{]} \cdot 0,25 \text{ [m}^2\text{]} = 15,43 \text{ [kN]} \quad \text{Gl. (5.7)}$$

Bei einem Reibungswinkel zwischen Rahmeninnenwand und Lockergestein von $\delta_{LG-Rahmen} = 20 \text{ [}^\circ\text{]}$ folgt nach Gleichung (5.4) eine Wandreaktionskraft von

$$\begin{aligned} W_{rechts} &= T \cdot \tan \delta_{LG-Rahmen} \\ &= 15,43 \text{ [kN/m}^2\text{]} \cdot \tan (20^\circ) = 5,6 \text{ [kN]} > 1,8 \text{ [kN]}. \end{aligned} \quad \text{Gl. (5.8)}$$

Die Vertikalkomponente der an der Rahmenwand wirkenden resultierenden Kraft ist wesentlich größer als das Eigengewicht G_R des Rahmens. Der Rahmen kann also angehoben werden. Höher als die Eigengewichtskraft kann W_{rechts} , bei Betrachtung der Gleichgewichtsbedingungen (Gl. (5.5)), nicht werden. Der tatsächlich aktivierte Wandreibungswinkel $\delta'_{LG-Rahmen}$ beträgt also nur

$$\begin{aligned}\delta'_{LG-Rahmen} &= \arctan (G_R / T) \\ &= \arctan (1,8 \text{ [kN]} / 15,43 \text{ [kN]}) = 6,65[^\circ].\end{aligned}\tag{Gl. (5.9)}$$

Das heißt, mit Zunahme der Auflast und der daraus resultierenden Zunahme der Scherspannung τ richten sich die Hauptspannungstrajektorien in zunehmendem Maße normal zur Rahmenwand aus.

Ein schwebender Rahmen ergibt sich erst, wenn die Summe der vertikalen Wandreaktionskräfte W_{rechts} größer oder gleich dem Rahmeneigengewicht G_R ist. Ist die vertikale Kraftkomponente kleiner, kann sich der obere Rahmen nicht heben und ist als feststehend zu betrachten. Aus den Gleichungen (5.4) und (5.7) lässt sich eine Formel herleiten,

$$\tau = W_{rechts} / (A \cdot \tan \delta'_{LG-Rahmen}) = 19,78 \text{ [kN/m}^2\text{]},\tag{Gl. (5.10)}$$

welche es zulässt, die für die Anhebung des oberen Rahmes nötige Scherspannung zu berechnen. Bei allen mit CEN-Normsand (CEN 0/2) durchgeführten Scherversuchen, einschließlich Versuche mit fester Lagerung, wurde die erforderliche Scherspannung von $\tau \approx 20 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ nach einem Scherweg $s = (0,3 \text{ bis } 1,38) \text{ [mm]}$ erreicht (vgl. Abschnitt 5.4.2). Umgekehrt ist es auch möglich, eine untere Anwendungsgrenze der schwebenden Konstruktion zu definieren, bei dem der Rahmen nicht mehr angehoben werden kann und als unverschieblich betrachtet werden muss. Denn zum Zeitpunkt des Versuchsbeginns ist die Wandreibungskraft gleich "Null" und nimmt erst unter günstigen Verhältnissen (weit zurückgelegter Scherweg, dilatantes Lockergestein, hohe Normalspannung etc.) stetig zu.

5.4.1.3 IPG mit federgelagertem oberen Rahmen

Um die kinematischen und kinetischen Randbedingungen im geprüften Material oder Materialverbund noch zu Versuchsbeginn günstig auszubilden, wird beim IPG die Eigenlast der oberen Scherrahmeneinheit mit einer Feder an beiden Seiten des Geräts kompensiert (vgl. Abschnitt 3.3.1).

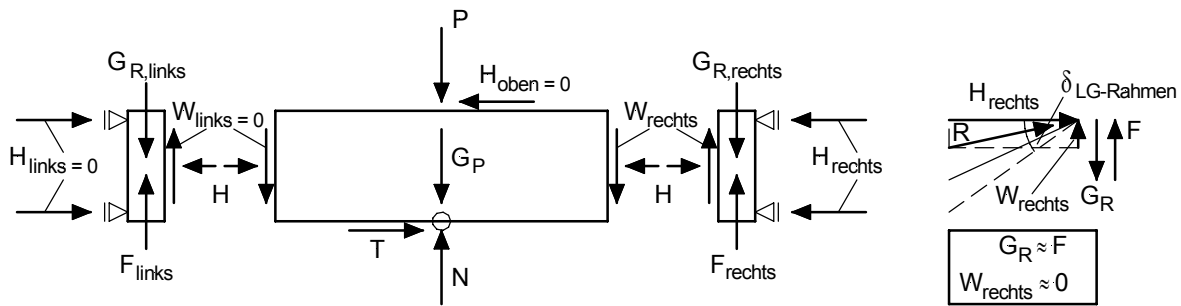


Abbildung 5.5: Kräfte am oberen Teilsystem im Gerätemodus “federgelagert“ bei vertikaler Belastung und Scherbeanspruchung (erweitert nach STOEWAHSE [112])

Die am Probekörper wirkenden Kräfte sind in Abbildung 5.5 schematisch dargestellt. Die entscheidendste Erweiterung ist, dass das Gewicht des oberen Rahmens G_R mittels Federn F kompensiert wird. Die Federn, welche entgegengesetzt zur Wirkung der Gewichtskraft des Rahmens vorgespannt sind, gleichen das Gewicht des Rahmens aus, sodass vorerst bei der Betrachtung der Kräfte am oberen Teilsystem von einem “gewichtlosem“ Rahmen ausgegangen werden kann. Die vertikale Wandreaktionskraft W_{rechts} ist hier, im Gegensatz zur schwebenden Lagerung, nicht eine Funktion der Gewichtskraft G_R des oberen Rahmens, sondern eine Funktion von der Federkraft F . Aus den Kräftegleichgewichtsbedingungen $\Sigma V = 0$ und $\Sigma H = 0$ ergibt sich dann:

$$W_{rechts}(s) \approx \begin{cases} W_{rechts}(s=0) = 0 \\ W_{rechts}(s=\infty) = G_r \end{cases} \quad \text{Gl. (5.11)}$$

$$T = H_{rechts} \quad \text{Gl. (5.12)}$$

Die vertikale Reaktionskraft W_{rechts} ist indirekt eine Funktion des Scherwegs s (Gl. (5.11)). Dieser Zusammenhang ist damit zu erklären, dass mit zunehmendem Scherweg eine Höhenänderung des oberen Scherrahmens zu verzeichnen ist. Diese bewirkt eine Entlastung der Federn, d. h. eine Abnahme der Federkraft F . Mit größer werdender vertikaler Verschiebung des oberen Scherrahmens lässt die Wirkung der Feder nach und die Kräfte als auch die Kraftwirkung am oberen Rahmen nehmen zu. Wie bereits in Abschnitt 3.3.1 anhand eines Zahlenbeispiels dargestellt, beträgt die Zunahme der Normalspannung bei einer Aufweitung des Scherspalt von $\Delta h_{sp} = (2 \dots 3)$ [mm] etwa $\Delta \sigma^{max} \approx 1$ [kPa]. Diese Werte gelten für den ungünstigsten Fall. Eine Eigengewichtskompensation mittels Gegengewichte wäre in diesem Fall zweckmäßiger (AYDOGMUS et al. [21]).

Eine Einschränkung der federgestützten Lagerung ist in der Begrenzung der Auflast zu sehen. Wie aus der Gleichung (5.1) ersichtlich, ist die vertikale Wandreaktionskraft W_{rechts} auch von der Auflast P abhängig. Mit zunehmendem P steigt die über Reibung im oberen Scherrahmen aktivierte Wandreaktionskraft W_{rechts} an. Ab Werten von $P \geq 50$ [kN/m²] ist das Verhältnis W_{rechts}/F_{Feder} so groß, dass die Federkraft nur noch eine unbedeutende Rolle spielt. Diese Schlussfolgerung der theoretischen Analyse wird nachfolgend anhand von Versuchsergebnissen belegt. Die Federlagerung eignet sich insbesondere bei Versuchen mit niedrigen Auslastspannungen und ist daher als eine zweckmäßige Erweiterung des schwebenden Rahmens zu sehen.

5.4.2 SV – Scherversuche

Die Scherversuche mit dem CEN-Normsand (CEN 0/2) bzw. dem Kiessand (KS 0/8 und KS 0/32) wurden in den Gerätekonfigurationen nach Abbildung 3.5 durchgeführt.

5.4.2.1 CEN-Normsand (CEN 0/2)

Das Scherverhalten bei unterschiedlicher Lagerung des oberen Scherrahmens wird stellvertretend für alle weiteren Versuche an dem Normsand (CEN 0/2) umfassend aufgezeigt. Die Erkenntnisse ziehen sich gleichermaßen durch alle Versuche.

- **Scherparameter: Reibungswinkel φ' und Kohäsion c'**

Mit Zunahme der Freiheitsgrade der Lagerung des oberen Scherrahmens zeigen die Scherspannungs-Verschiebungslinien erwartungsgemäß eine Abnahme der Bruchscherfestigkeit τ_f auf (Abbildung 5.6). Eine Minderung um $\Delta\tau_f^{Fst-Sw} = (15,7 - 17,8)$ [%] erfolgt bei schwebender Lagerung in Bezug auf die Versuche mit fester Lagerung. Die Bruchscherfestigkeit bei den Versuchen mit federgestütztem oberem Rahmen vermindern sich gegenüber dem schwebenden Rahmen nochmals um $\Delta\tau_f^{Sw-Fd} = (2,1 - 11,5)$ [%]. Die Werte der Scherspannungen τ_f in Abhängigkeit der Auflast und der Lagerung des oberen Scherrahmens sind in der Tabelle 5.1 zusammengefasst dargestellt.

Die zugehörigen Schergeraden nach COULOMB sind – einschließlich der Werte für die Scherparameter – in Abbildung 5.6d) abgebildet. Es ist zu erkennen, dass die Scherparameter sich umgekehrt proportional zu den Freiheitsgraden der Lagerung des oberen Scherrahmens verhalten. Das heißt, die im Gerät mit feststehendem Rahmen ermittelten Parameter sind immer größer als jene bei schwebender oder federgelagerter Lagerung des oberen Scherrahmens. Die Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion sind bei den federgelagerten Versuchen am geringsten.

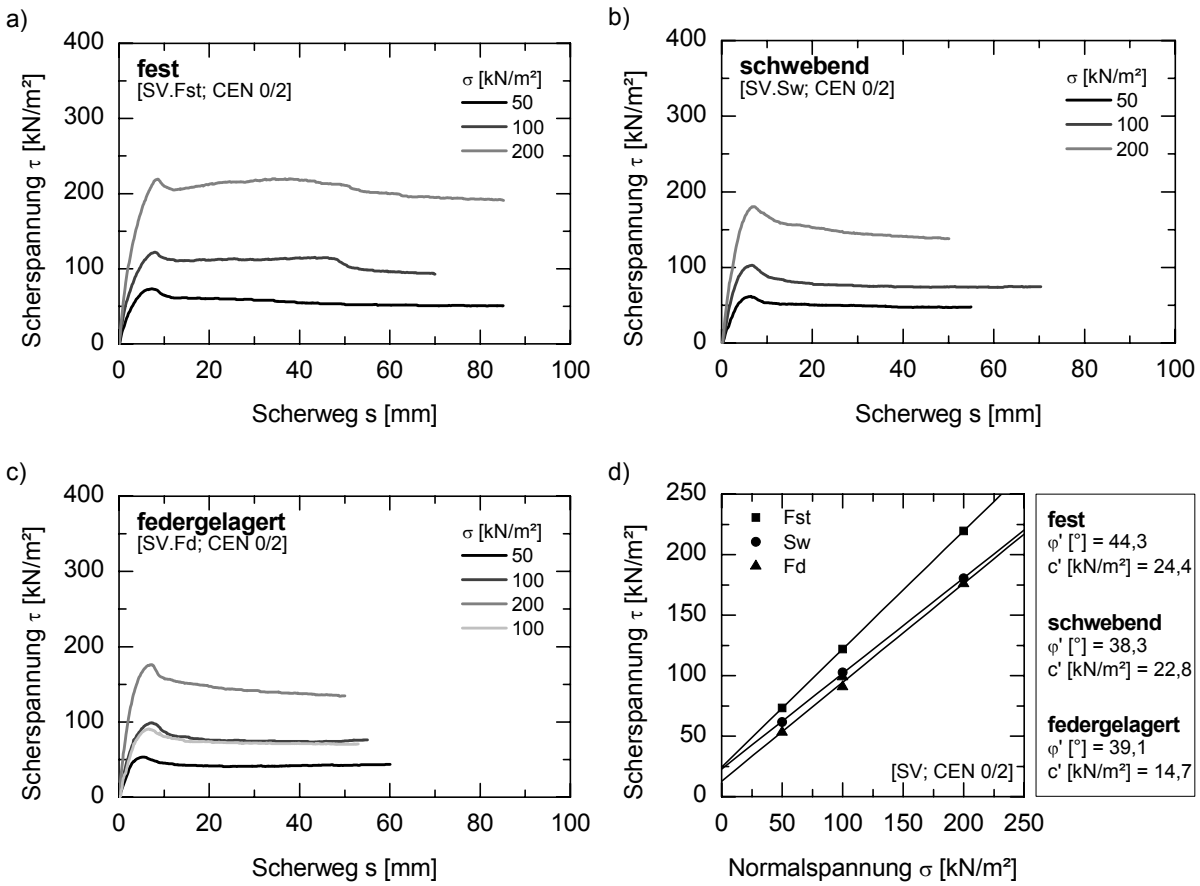


Abbildung 5.6: Einfluss der Rahmenlagerung – Scherspannungen und Scherparameter – [SV; CEN 0/2]

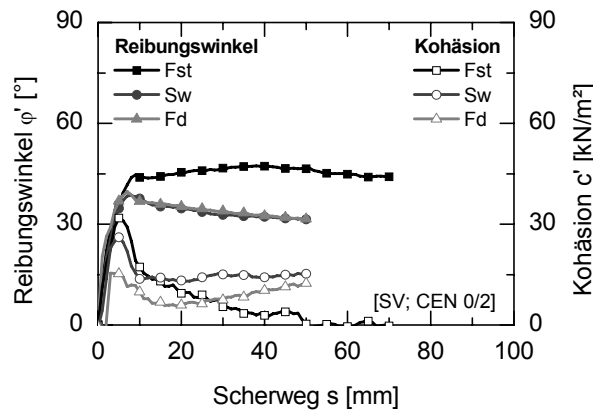


Abbildung 5.7: Scherparameter-Weg-Diagramm – [SV; CEN 0/2]

Zur besseren Darstellung der Zusammenhänge wurde der wirksame Reibungswinkel ϕ' und die wirksame Kohäsion c' explizit für den gesamten Scherweg im Intervall von 1 [cm] berechnet und in Abbildung 5.7 dargestellt. Bei dieser Art der Visualisierung der Versuchsergebnisse ist gut zu erkennen, dass der Widerstand des Normsands gegen Scherverformungen sehr zeitig mobilisiert wird. Während der Reibungswinkel

nach dem Erreichen des Maximums annähernd konstant bleibt, nimmt die Kohäsion mit zunehmendem Scherweg auf einen niedrigen Restwert ab. Der Verlauf der Reibungswinkel-Scherwegkurven für den Gerätemodus “Sw” und “Fd” ist nahezu ähnlich und liegt unter dem des Modus “Fst”. Im federgelagertem Modus erreicht der Wert des Reibungswinkels nur 88 [%] des Winkels des Versuchs mit fester Lagerung.

Tabelle 5.1: Bruchscherfestigkeit τ_f in Abhängigkeit der Lagerung des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2]

Lagerung	Auflast					
	50 [kN/m ²]		100 [kN/m ²]		200 [kN/m ²]	
	τ_f [kN/m ²]	% von τ_f^{fst}	τ_f [kN/m ²]	% von τ_f^{fst}	τ_f [kN/m ²]	% von τ_f^{fst}
fest (Fst)	73,2	100	122,0	100	219,6	100
schwebend (Sw)	61,7	84,3	102,7	84,2	180,5	82,2
federgelagert (Fd)	53,3	72,8	98,8	81,0	176,0	80,1

Die hohen Kohäsionswerte im Gerät mit feststehendem Rahmen sind für das hier untersuchte nichtbindige LG (CEN 0/2) nicht begründet. Diese fiktiven Kohäsionswerte müssen daher durch andere, zusätzliche Kraftwirkungen im Gerät bedingt sein. Infolge des trockenen Lockergesteins können Effekte wie beispielsweise Verklüftung oder Adhäsion, welche eine Kohäsion bewirken, ausgeschlossen werden. Diese hohen Werte müssen daher durch andere, zusätzliche zwängungsbedingte Widerstände im Gerät herbeigeführt werden. Die fiktiven Kohäsionswerte verhalten sich ähnlich derer der Reibungswinkel. Mit Zunahme der kinematischen Freiheitsgrade des oberen Scherrahmens nimmt das Maxima der fiktiven Kohäsion stetig ab. Bei federgestützter Lagerung verringert sich der Wert der Kohäsion in Bezug auf die feste Lagerung des Rahmens ausschlaggebend um 40 [%].

- **Normierte Scherspannung τ/σ**

Die obigen Feststellungen werden zudem durch die normierte Darstellung der Scherspannungen bestätigt (Abbildung 5.8). Grundsätzlich muss für ein nichtkohäsives, nur reibungsbegabtes Lockergestein wie trockener Sand die Größe der bezogenen Scherspannungen τ/σ für alle Normalspannungen identisch sein. Den Versuchsergebnissen ist zu entnehmen, dass diese Hypothese nicht für alle Rahmenlagerungen zutrifft. Abweichungen sind daher durch gerätetechnische Einflüsse bzw. versuchs-

bedingte Streuungen zu erklären. Für diese τ/σ -Verschiebungslinien ist charakteristisch, dass das Verhältnis umgekehrt proportional zur Auflastspannung ist. Bei allen drei Versuchsreihen wurde stets bei der kleinsten Auflast, $\sigma' = 50$ [kN/m²], das größte Spannungsverhältnis ermittelt. Die maximalen Abweichungen betragen hierbei zwischen der höchsten und der niedrigsten Auflast bei fester Lagerung $\Delta\tau/\sigma = 28,1$ [%] und bei federgelagertem Rahmen $\Delta\tau/\sigma = 17,3$ [%]. Mit Zunahme der kinematischen Freiheit des oberen Rahmens liegen die Maxima der Versuchsergebnisse also nicht nur dichter an der Parität τ/σ , sondern auch innerhalb einer Versuchsreihe näher beisammen.

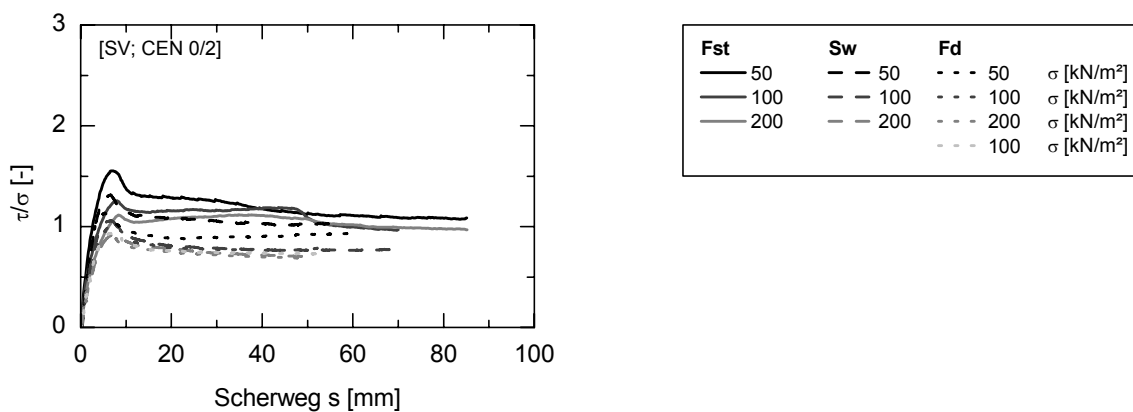


Abbildung 5.8: Normierte Scherspannung von CEN-Normsand in Abhängigkeit von der Rahmenlagerung – [SV; CEN 0/2]

Die Versuche im Gerät mit schwebendem Rahmen ergeben in Bezug auf die Ergebnisse im Gerät mit federgelagertem Rahmen bei niedrigen Normalspannungen stets größere bezogene Scherspannungen als bei den höheren Normalspannungen, bei denen die Spannungsverhältnisse annähernd gleich sind. Dies kann durch das Eigengewicht des oberen Rahmens bedingt sein. Bei niedrigen Normalspannungen kann der Rahmen nur teilweise als schwebend betrachtet werden und es können somit ähnliche Effekte auftreten wie im Gerät mit festem Rahmen.

Aus den obigen Diagrammen wird ersichtlich, dass die Zwängungskräfte sich nicht nur auf die fiktive Kohäsion auswirken, sondern auch auf den Reibungswinkel. Verdeutlicht wird diese Tatsache dadurch, dass die die Grenzbedingung kennzeichnenden Schergeraden nicht parallel verlaufen. Anhand dieser ersten Ergebnisse, d. h. ein gegenüber der festen Lagerung des oberen Rahmens verringerter Reibungswinkel φ' sowie verminderter Kohäsionswert c' , lassen sich die niederen Scherspannungen im schwebenden sowie federgelagerten Modus, welche in der Abbildung 5.6 dargestellt sind, erklären. Die Versuchsergebnisse bestätigen eindrucksvoll die

Schlussfolgerungen der theoretischen Analyse der am oberen Probekörper wirkenden Kräfte. Größere Minderungen der Bruchscherfestigkeit τ_f und folglich der Kohäsion c' erfolgen bei federgestütztem oberem Rahmen.

- **Höhenänderung Δh**

Die Betrachtung der Höhenänderung sollte unter zwei Gesichtspunkten geschehen: zum einen die Vertikalverschiebung an der Oberfläche des geprüften Materials im oberen Scherrahmen und zum anderen die vertikale Bewegung des oberen Rahmens bei schwebender und federunterstützter Lagerung.

Wie bereits in Abschnitt 3.3.3 erläutert, erfolgt die Höhenänderungs- und Verkipfungsmessung des Probenmaterials mittels vier vertikaler Wegaufnehmer. Hierzu sind zwei Wegsensoren an der Druckseite des Rahmens und zwei weitere Wegsensoren auf der gegenüberliegenden Seite, d. h. dem entlasteten Bereich („Zugseite“), angeordnet. Gemessen wird die Hebung oder Senkung der Lastplatte, welche zwischen der Gummimembran und der Probenoberseite angeordnet ist. Aus den vier Einzelwerten der Vertikalaufnehmer kann die mittlere bzw. partielle Hebung bzw. Senkung des Bodens an der Druckseite als auch an der entlasteten Seite ermittelt werden – und weitergehend auch die Verkipfung der Probenoberfläche. Die Messung Höhenänderung des Scherrahmens erfolgt über zwei Wegsensoren.

Die Abbildung 5.9 zeigt die Höhenänderungs-Verschiebungslinien des untersuchten LG in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens. Es ist generell der typische Verlauf eines dichtgelagerten Sandes zu erkennen. Der Bereich bis 5 [mm] Scherweg ist bei nahezu allen Versuchen, unabhängig von Lagerungsart und Normalspannung, durch eine negative Höhenänderung (Kontraktanz)

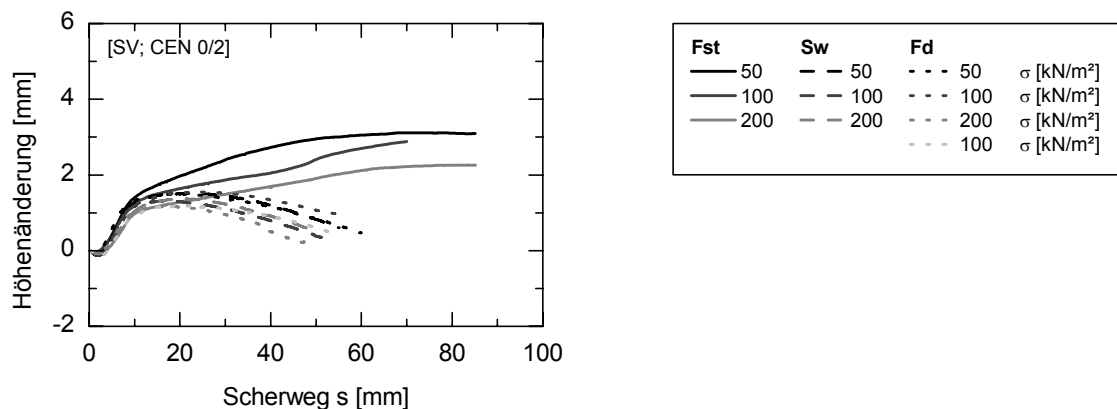


Abbildung 5.9: Höhenänderungs-Weg-Diagramm des Lockergesteins in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2]

des CEN-Sandes gekennzeichnet. Dieser Effekt, d. h. das Setzen des LG, ist auf die Kornumlagerung bzw. auf ein Verdichten der Körner nach Scherbeginn zurückzuführen. Bei Vergrößerung des Scherwegs vergrößerten die dichtgelagerten Böden ihr Volumen (Dilatation). Diese Volumenzunahme unter Scherbelastung ist am steilen Anstieg der Höhenlinien im Bereich von fünf bis zehn Millimeter Scherweg sichtbar. Hierbei wird auch ersichtlich, dass die Höhenänderung umgekehrt proportional zu der Auflast ist.

Im weiteren Versuchsverlauf wird erkennbar, dass die vertikale Verschiebung des untersuchten Materials bei schwebender und federunterstützter Lagerung stagniert bzw. rückläufig ist, wobei diese bei fester Lagerung leicht vermindert, aber kontinuierlich anhält. Die Werte der Höhenänderung verlaufen beim Gerätemodus "Sw" und "Fd", auch bei fortgeschrittenem Scherweg, parallel. Die Werte der federunterstützten Lagerung sind, aufgrund der Kompensation des rahmeneigenen Gewichts, gleich oder gering höher als die der schwebenden Lagerung.

In der Abbildung 5.10 sind die Höhenänderungen des Bodens an der Probenoberfläche auf der Druckseite und der "Zugseite" dargestellt. Die Druckseite ist erwartungsgemäß durch eine Bodenhebung und die "Zugseite" durch eine Bodensenkung gekennzeichnet. Dabei wird ersichtlich, dass die Bodenbewegung bei fester Lagerung des oberen Scherrahmens geringer ausfällt als bei schwebender oder federgestützter Lagerung.

Die durch Dilatanz verursachte Zunahme der Höhenänderung des untersuchten nichtbindigen Lockergesteins führt zur Aktivierung der Reibungskräfte zwischen Rahmenwand und Boden – und ist damit verantwortlich für die vertikale Bewegung

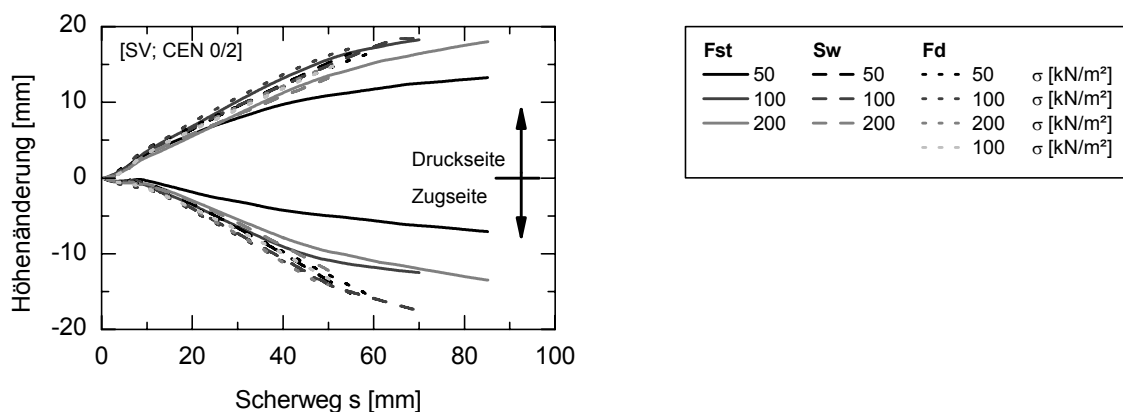


Abbildung 5.10: Höhenänderung des Bodens an der Probenoberfläche auf der Druckseite und der Zugseite in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2]

des Scherrahmens im Gerätemodus “schwebend” und “federgelagert“. Der Wert der Reibungskraft übersteigt in diesem Fall die Gewichtskraft des oberen Rahmens, sodass dieser zur Wiederherstellung eines Gleichgewichts bei gegebener Lagerungsmöglichkeit eine vertikale Ausgleichbewegung ausführt (s. Abbildung 5.11). Ist diese Ausgleichsbewegung aufgrund der festen Lagerung nicht möglich, werden Zwängungskräfte im Inneren des Rahmens erzeugt, welche die höheren Scherspannungen zur Folge haben.

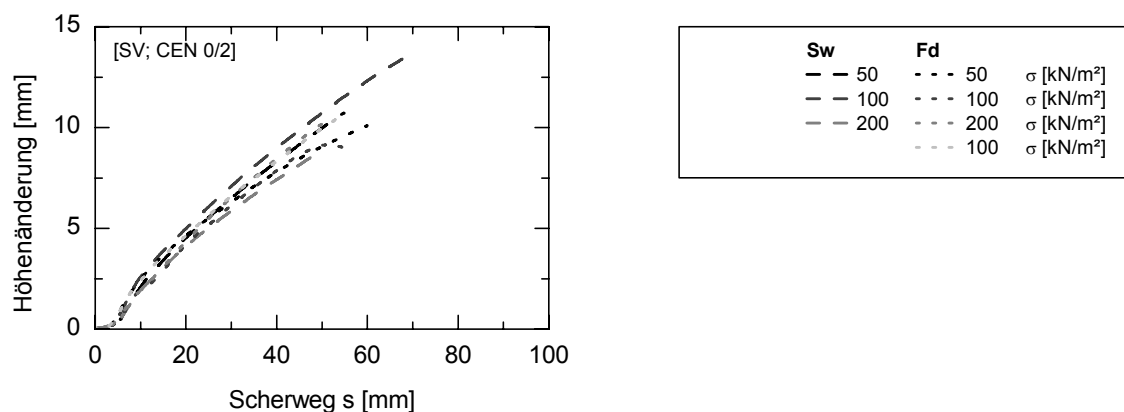


Abbildung 5.11: Rahmenhöhenänderungs-Weg-Diagramm in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2]

Die Rahmenhöhenänderungs-Scherwegkurven (Abbildung 5.11) des Versuchs bei schwebender sowie federgestützter Lagerung weisen, wie die anderen Ergebnisse der kompletten Versuchsreihe auch, keine oder nur geringfügige Unterschiede auf. Bei hohen Auflasten, d. h. $\sigma' \geq 50$ [kN/m²], ist die durch Reibung erzeugte vertikale Wandreaktionskraft W_{rechts} erheblich größer als die Federkraft F_{Feder} , sodass dieser Federkraftanteil vernachlässigt werden kann. Diese Tatsache bestätigt sich in allen Versuchsphasen. Experimente mit geringeren Auflasten haben zu Beginn des Versuchs ein Verhältnis $W_{rechts}/F_{Feder} < 1$, sodass die Gewichtskompensation des oberen Rahmens durch die Feder zum Tragen kommt und der Rahmen somit wesentlich einfacher und schneller gehoben werden kann. Mit fortgeschrittenem Scherweg verliert, wie bereits in Abschnitt 5.4.1.3 beschrieben, die Feder ihre Wirkung, sodass sich die Versuchsergebnisse denen der schwebenden Lagerung annähern.

Bei genauerer Analyse der vertikalen Verschiebungen des Bodens und des Rahmens lässt sich in allen dargestellten Versuchen folgendes Verhalten festhalten:

Die Bodenhebung setzt stets vor der Rahmenhebung ein. Wie bereits erläutert, ist die Ursache für diese verzögerte Verschiebungsaktivierung in der für die vertikale Bewegung des oberen Scherrahmens notwendigen Mobilisierung der Reibungskraft

zwischen der Rahmeninnenwand und dem Boden zu suchen. Die Steigung der beiden Graphen ist ungleich. Der Boden vollführt eine größere vertikale Bewegung als der Scherrahmen. Diese Differenz zwischen dem Boden und dem Rahmen ist u. a. vom mobilisierten Wandreibungswinkel abhängig.

- **Verkipfung ε**

Durch den diagonalen Lastabtrag und der damit einhergehenden "Verlagerung" des Bodensoffs während des Abscherens kommt es zu einer Neigung der Bodenoberfläche. Diese Verkipfungen, d. h. die Abweichung von der Horizontalen in Prozent, sind in der Abbildung 5.12 dargestellt.

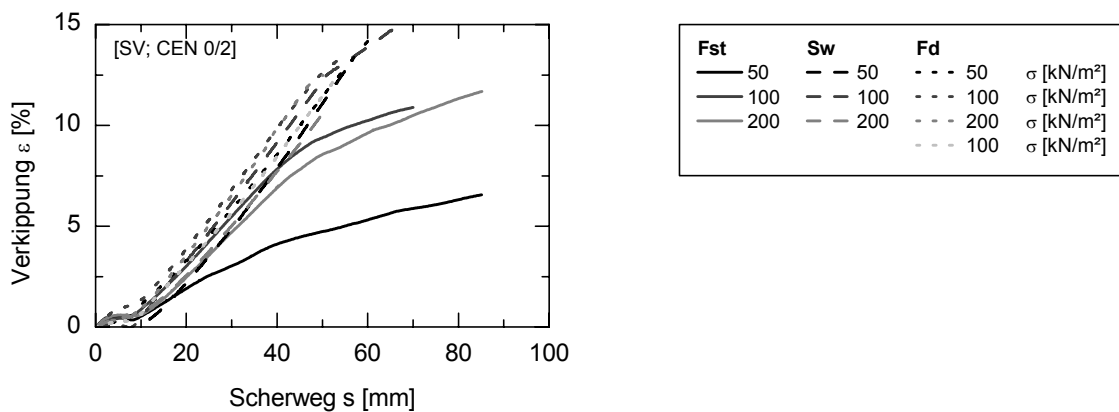


Abbildung 5.12: Verkipfung der Oberfläche des Lockergesteins in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens – [SV; CEN 0/2]

Es ist offensichtlich, dass diese Verkipfungen im schwebenden und federgelagerten Modus zum Teil doppelt so große Werte annehmen wie jene der festen Lagerung. Die verminderte Verkipfung ist ein weiteres Indiz für die Entstehung von Zwängungskräften infolge der festen Lagerung des oberen Scherrahmens.

5.4.2.2 Kiessand (KS 0/8 und KS 0/32)

Die Scherversuchsergebnisse der Kiessande (KS 0/8) bzw. (KS 0/32) sind analog zu denen des CEN-Normsands aufgearbeitet und in Abbildung 5.13 bis Abbildung 5.16 dargestellt.

Bei Kiessanden und allen anderen rolligen Böden ist der Scherwiderstand direkt abhängig von der Normalspannung σ und dem Winkel der inneren Reibung φ . Normalspannungsunabhängige Scherwiderstände sind u. a. auf Kapillarkräfte zurückzuführen, die wegen ihrer unsicheren Wirkung in Standsicherheitsberechnungen nicht angesetzt werden. Der Reibungswinkel wird beeinflusst von der Kornform, Korngröße, Korngrößenverteilung und von der Lagerungsdichte.

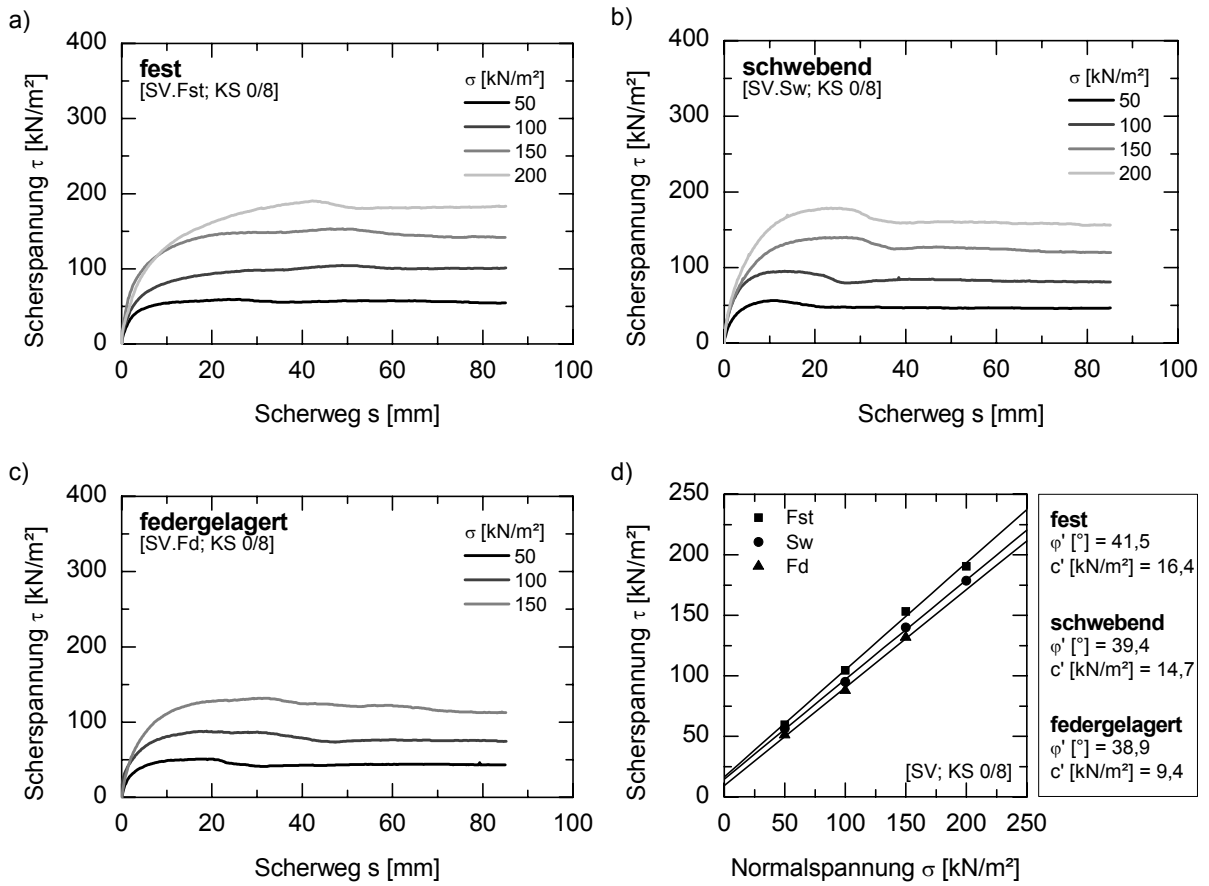


Abbildung 5.13: Einfluss der Rahmenlagerung – Scherspannungen und Scherparameter – [SV; KS 0/8]

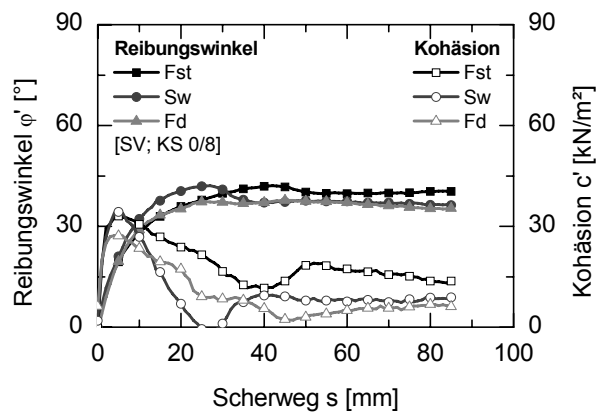


Abbildung 5.14: Scherparameter-Weg-Diagramm – [SV; KS 0/8]

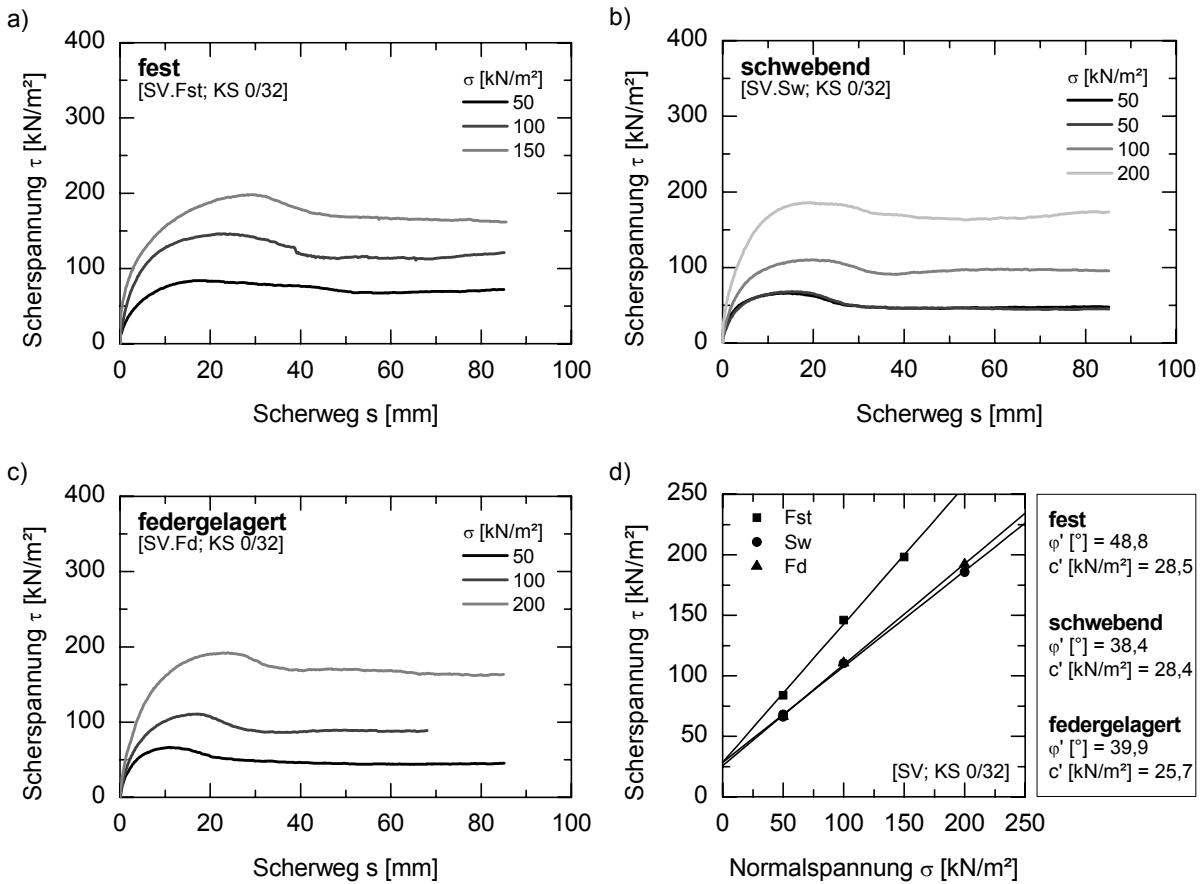


Abbildung 5.15: Einfluss der Rahmenlagerung – Scherspannungen und Scherparameter – [SV; KS 0/32]

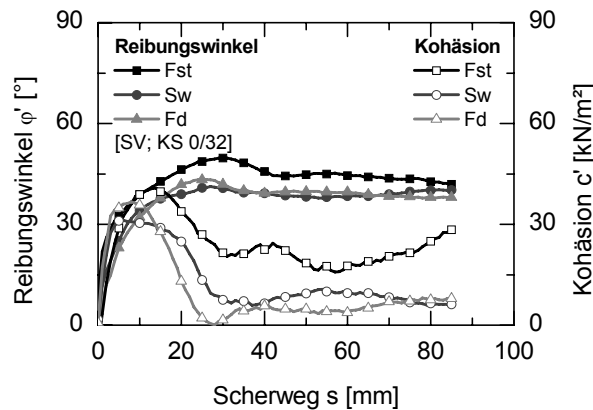


Abbildung 5.16: Scherparameter-Weg-Diagramm – [SV; KS 0/32]

In den obigen Abbildungen ist das Scherspannungsverhalten in Abhängigkeit der Normalspannung sowie der Lagerung des oberen Scherrahmens für die Kiessande aufgezeigt. Es ist ersichtlich, dass höhere Normalspannungen in allen Untersuchungsergebnissen zu größeren Bruchspannungen führen. Der für das Auftreten einer Bruchspannung erforderliche Verschiebungsweg wird mit zunehmender Nor-

malspannung größer. Nach Erreichen des Maximalwertes τ_f verringert sich bei anhaltender Verschiebung die wirksame Scherspannung bis der Gleitspannungswert (Restscherfestigkeit) τ_R erreicht ist. Gut erkennbar ist ebenfalls, dass der Maximalwert der Scherfestigkeit τ_f mit Zunahme der Freiheitsgrade des oberen Scherrahmens gleichermaßen sinkt. Diese Abhängigkeit konnte bei allen durchgeführten Scherversuchen bestätigt werden.

Die Bruchscherspannungen in Abhängigkeit von der wirksamen Normalspannung sind in Abbildung 5.13d) bzw. Abbildung 5.15d) dargestellt. Im Bereich der untersuchten Normalspannungen $\sigma' = (50 \dots 200) \text{ [KN/m}^2\text{]}$ verlaufen die COULOMB'schen Scherlinien aller untersuchten Kombinationen nahezu linear. Der Korrelationskoeffizient ($0,997 \leq R^2 \leq 1,0$) bestätigt diesen Zusammenhang.

Wie auch bei dem CEN-Normsand ist zu erkennen, dass die Scherparameter sich umgekehrt proportional zu den Freiheitsgraden des oberen Scherrahmens verhalten. Das heißt, die Werte der Reibungswinkel und der Kohäsion bei fester Lagerung des Scherrahmens sind stets höher als die bei schwebender oder federgestützter Lagerung. Die Werte der ermittelten Reibungswinkel bewegen sich beim Kiessand 0/8 [mm] im Bereich von $\varphi' = (38,9 \text{ bis } 41,5) \text{ [}^\circ\text{]}$ {(KS 0/32): $\varphi' = (38,4 \text{ bis } 48,8) \text{ [}^\circ\text{]}$ }. Damit ist der Reibungswinkel bei schwebender Lagerung um $\Delta\varphi'^{Fst-Sw} = 5,1 \text{ [%]}$ {(KS 0/32): $21,3 \text{ [%]}$ } und bei federgestützter Lagerung um $\Delta\varphi'^{Fst-Sd} = 6,3 \text{ [%]}$ {(KS 0/32): $18,2 \text{ [%]}$ } gegenüber der festen Lagerung reduziert. Selbiges Verhalten in anderen Größenordnungen ist bei der Kohäsion feststellbar. Die Zwängungseffekte nehmen linear mit der Scherkraft zu. Ferner werden die Zwängungseffekte mit zunehmender Korngröße des Kiessands deutlicher.

Die Versuche mit den beiden Bodenarten liefern trotz der unterschiedlichen bodenmechanischen Eigenschaften (vgl. Tabelle 4.1) tendenziell gut übereinstimmende Ergebnisse.

5.4.3 RV – Reibungsversuche

Zur Klärung der Fragestellung, inwieweit die Schlussfolgerungen der Scherversuche auch für Reibungsversuche gelten und in welchem Rahmen die Art der Geogitter sich auf die Versuchsergebnisse auswirkt, wurden drei Versuchsserien mit jeweils drei unterschiedlichen Lagerungen des oberen Rahmens (fest, schwebend, federgelagert) durchgeführt. Als Geogitter kam ein gelegtes (G.le.60), ein gewebtes (G.we.750) und ein extrudiertes Geogitter (G.ex.120) mit jeweils unterschiedlichen Nennzugfestigkeiten und Maschenweiten zum Einsatz (vgl. Tabelle 4.3). In dieser

Versuchsreihe wurde als Füllboden Kiessand 0/8 [mm] verwendet, welcher oft bei geokunststoffbewehrten Tragschichten oder Gründungspolstern zum Einsatz kommt.

Die Versuche dieser Reihe unterscheiden sich zu den vorangegangenen Scherversuchen ausschließlich durch das Einlegen eines GG zwischen den beiden Scherkastenhälften. Wie in Abschnitt 4.4.2 geschildert, wird das Geogitter auf den unteren, horizontal verschieblichen Scherrahmen faltenfrei und zentriert gelegt. Die äußeren Enden der Messprobe werden in die seitlichen Klemmvorrichtungen eingespannt.

Die Ergebnisse für die Schichtgrenzen zwischen (KS 0/8) und dem untersuchten Geogitter in Abhängigkeit des kinematischen Freiheitsgrads des oberen Scherrahmens sind in der Abbildung 5.17 dargestellt. Grundsätzlich ist auch hier festzuhalten, dass der lineare Ansatz der COULOMB'schen Scherlinie – für das untersuchte Normalspannungsniveau $\sigma' = (50 \dots 200)$ [kN/m²] – gerechtfertigt ist ($0,999 \leq R^2 \leq 1,0$).

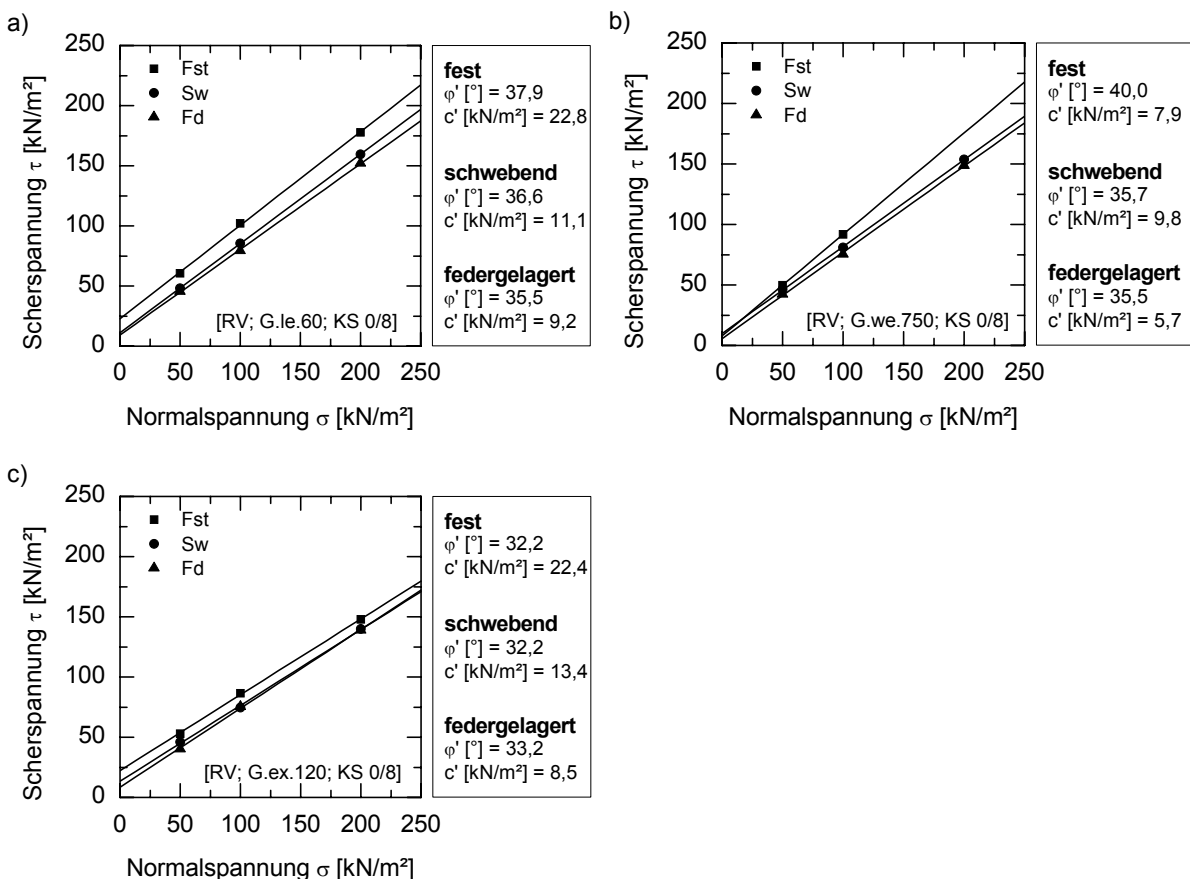


Abbildung 5.17: Schergeraden und Scherparameter des GSY-LG Verbundsystems in Abhängigkeit von der Gerätekonfiguration – [RV; <GG>; KS 0/8]

Entsprechend der Darstellungsweise der Versuchsergebnisse in Abschnitt 5.4.2 wurde hier ebenfalls für eine bessere Darstellung der ursächlichen Zusammenhänge der wirksame Reibungswinkel und die wirksame Scheinkohäsion explizit für den gesamten Scherweg im Intervall von 1 [cm] berechnet. Daraus ergeben sich für die vorliegenden Versuchsergebnisse die in Abbildung 5.18 dargestellten Scherparameter-Weg-Diagramme.

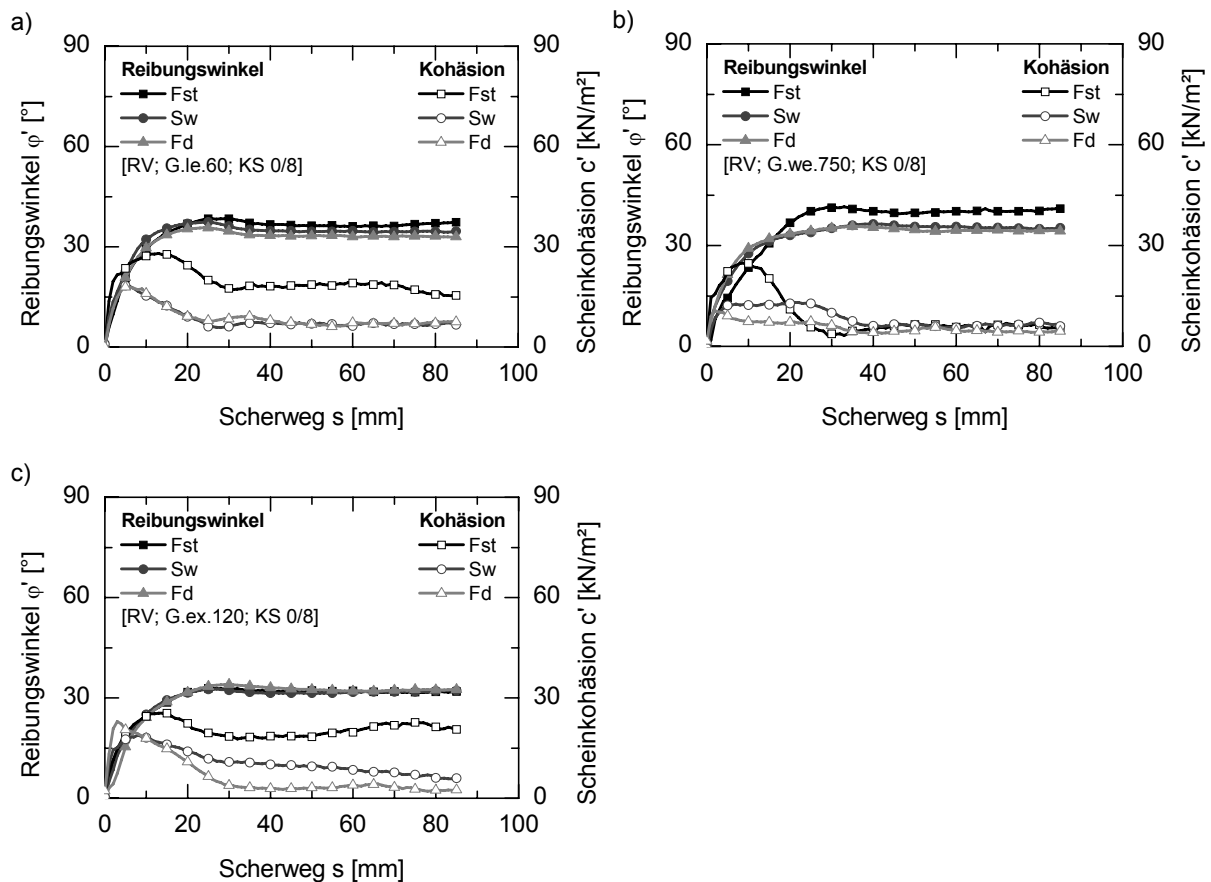


Abbildung 5.18: Scherparameter-Weg-Diagramme der Versuchsserie [RV; <GG>; KS 0/8]

Für die Reibungsversuche ergibt sich erwartungsgemäß ein mit den Ergebnissen der Scherversuche vergleichbares Bild. Mit Zunahme der Freiheitsgrade des oberen Scherrahmens sinken die Bruchspannungen τ_f . Im Gerät mit feststehendem Rahmen werden bei allen Normalspannungen größere Reibungswiderstände gemessen als in den beiden anderen Gerätekonfigurationen (vgl. Anlage B.1.2). Dies spiegelt sich folgerichtig auch in den Scherparametern wieder. Für das Gerät mit dem schwebenden und federgelagerten oberen Rahmen ergeben sich wiederum die geringeren Werte für den Reibungswinkel φ_{sg} und die Scheinkohäsion c_{sg} . Der Einfluss der Gerätekonfiguration bei Reibungsversuchen ist somit grundsätzlich bestätigt.

Bei Reibungsversuchen sind die Verbundbeiwerte von großem Interesse. Für eine erste Betrachtung sind in Tabelle 5.2 die "Verbundkoeffizienten des Reibungswinkels" f_φ und die "Verbundkoeffizienten der Kohäsion" f_c sowie in Tabelle 5.3 die normalspannungsabhängigen Verbundbeiwerte $f_g(\sigma)$ bei Höchstscherspannungen in Abhängigkeit der Lagerung des oberen Scherrahmens für die untersuchten drei Geogitterarten angegeben. Die Berechnung der Koeffizienten erfolgte nach den Gleichungen (2.9) und (2.10) bzw. nach Gleichung (2.8).

Tabelle 5.2: Verbundkoeffizient f_φ und f_c in Abhängigkeit der Lagerung des oberen Scherrahmens – [RV; <GG>; KS 0/8]

Lagerung	Geogitter					
	(G.le.60)		(G.we.750)		(G.ex.120)	
	f_φ [-]	f_c [-]	f_φ [-]	f_c [-]	f_φ [-]	f_c [-]
fest (Fst)	0,88	1,39	-.*)	-.*)	0,71	1,36
schwebend (Sw)	0,90	0,76	0,87	0,67	0,77	0,91
federgelagert (Fd)	0,88	0,98	0,88	0,61	0,81	0,91

*) Ergebnisse von der Auswertung ausgeschlossen, da die Versuchsserie [RV.Fst; G.we.750; KS 0/8] aus zwei Auflasten $\sigma' = (50, 100)$ [kN/m²] besteht.

Tabelle 5.3: Reibungsverhältnis $f_g(\sigma)$ in Abhängigkeit der Lagerung des oberen Scherrahmens – [RV; <GG>; KS 0/8]

Lagerung	Auflast					
	50 [kN/m ²]			100 [kN/m ²]		
	Geogitter					
	(G.le.60)	(G.we.750)	(G.ex.120)	(G.le.60)	(G.we.750)	(G.ex.120)
fest (Fst)	1,020	0,838	0,890	0,976	0,878	0,829
schwebend (Sw)	0,855	0,819	0,818	0,898	0,853	0,784
federgelagert (Fd)	0,894	0,831	0,791	0,903	0,859	0,858

Unabhängig von der Art des Geogitters und dessen Einfluss auf das Verbundverhalten bestätigen die berechneten Verbundbeiwerte eindrucksvoll noch einmal die essenzielle Erkenntnis, dass auch bei Reibungsversuchen die Lagerung des oberen Scherrahmens zu Zwängungskräften führt. Mit der Zunahme der Freiheitsgrade des oberen Scherrahmens nehmen die Werte der Verbundkoeffizienten f_{ϕ} und f_c ab. Im Bereich der untersuchten Normalspannungen $\sigma' = (50 \dots 200)$ [KN/m²] scheint die Reduktion der Werte für das Gerät mit dem schwebenden und dem federgelagerten oberen Rahmen nahezu gleich zu sein.

5.4.4 PV – Pullout-Versuche

Zur Untersuchung der Interaktion von Lockergestein und Geokunststoff im Verankerungsbereich wird dem Herausziehversuch eine immer größere Bedeutung zugeschrieben. Dieser bildet zum einen das Lastabtragungsverhalten im passiven Bereich am Besten nach und ermöglicht zum anderen Aussagen über die Materialaktivierung und das Verformungsverhalten im Verbund. Aufgrund der Tatsache, dass sich die Lastabtragungsmechanismen von zugbeanspruchten und scherbeanspruchten Geogittern arg unterscheiden (vgl. Abschnitt 2.5), wird diese Versuchsmethodik nicht ohne Grund als der anspruchsvollste und komplexeste Versuch im Bereich der Geokunststoff-Versuchstechnik bezeichnet (KOERNER [73]). Um die Mechanismen beim Herausziehen zu studieren, sind bereits eine Vielzahl von Untersuchungen mit unterschiedlichsten Geräten, Randbedingungen und Versuchsmaterialien durchgeführt worden (ALFARO et al. [1], ADANUR et al. [2], LOPES et al. [85], MORACI et al. [95], [96], PALMEIRA [101], ZANZINGER [128] usw.). Die Untersuchungen sind sowohl auf das Materialverhalten als auch auf die Versuchstechnik fokussiert. Aufgrund der stark variierenden Randbedingungen und Materialien kommt es bei den Versuchsergebnissen zu erheblichen Abweichungen – und sie sind daher kaum untereinander vergleichbar. Untersuchungen zu den kinematischen Randbedingungen der Versuchsvorrichtung sind sehr selten.

Theoretisch müssten sich die kinematischen und kinetischen Randbedingungen des Herausziehkastens ebenfalls auf die Messergebnisse auswirken. Um dieser Hypothese nachzugehen, wurden im Rahmen dieses Untersuchungsabschnitts, analog zu den vorangehenden Versuchsreihen, Pullout-Versuche mit unterschiedlicher Lagerung des oberen Rahmens (fest, schwebend, federgelagert) durchgeführt. Als Versuchsmaterial kam ein gewebtes (G.we.750) und ein extrudiertes Geogitter (G.ex.120) zum Einsatz. Als Füllboden wurde abermals Kiessand 0/8 [mm] verwendet. Die Versuchsvorbereitung und -durchführung erfolgte gemäß der in Abschnitt 4.4.2 erläuterten Form.

Die Versuchsergebnisse sind in der bekannten Art und Weise ausgewertet und in den nachfolgenden Diagrammen dargestellt. Die vollständigen Versuchsergebnisse finden sich in der Anlage B.3.3.

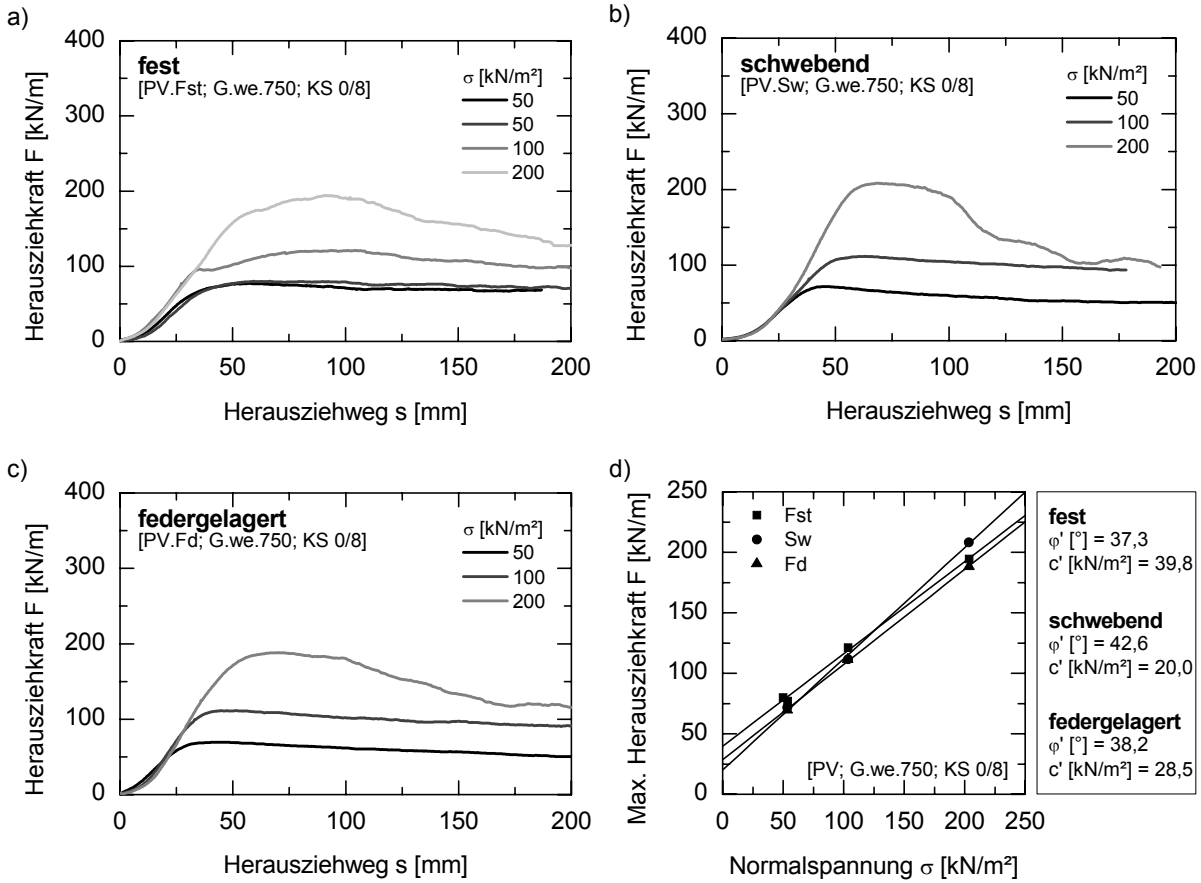


Abbildung 5.19: Einfluss der Rahmenlagerung – Herausziehwiderstand und Scherparameter [PV; G.we.750; KS 0/8]

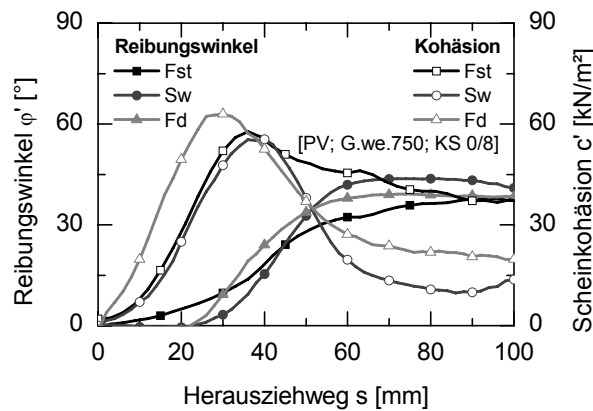


Abbildung 5.20: Scherparameter-Weg-Diagramm – [PV; G.we.750; KS 0/8]

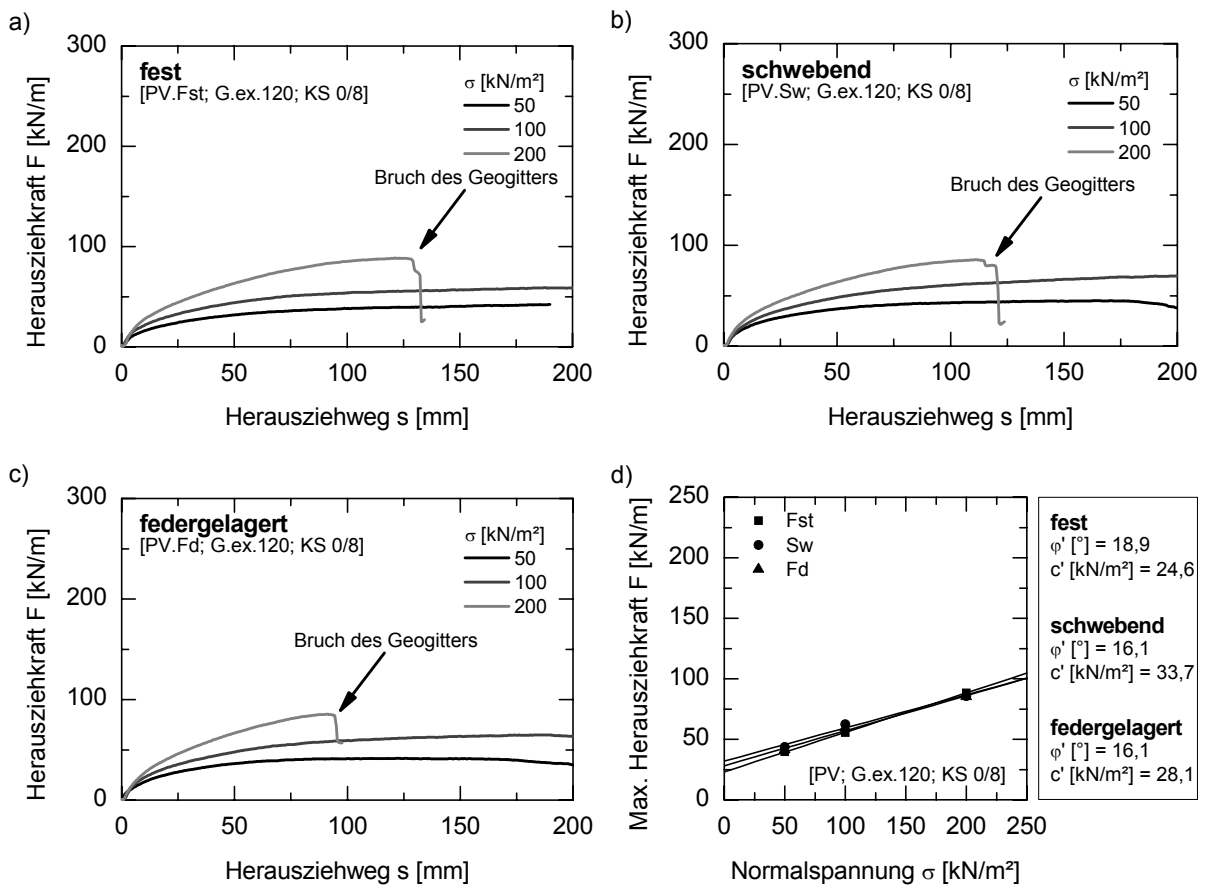


Abbildung 5.21: Einfluss der Rahmenlagerung – Herausziehwiderstand und Scherparameter [PV; G.ex.120; KS 0/8]

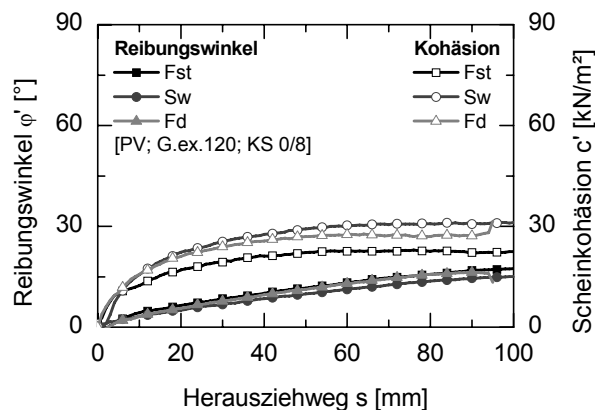


Abbildung 5.22: Scherparameter-Weg-Diagramm – [PV; G.ex.120; KS 0/8]

In den obigen Diagrammen (a, b, c) sind die Herausziehkraften über den Herausziehweg in Abhängigkeit der Normalspannung sowie der kinematischen Freiheit des oberen Scherrahmens dargestellt. Festgestellt werden kann, dass mit Zunahme der Normalspannung die Herausziehkraft erwartungsgemäß an Wert gewinnt. Weiterhin ist ersichtlich, dass bei einer Auflast von $\sigma' = 200$ [kN/m²] die Höchstzugkraftfestigkeit

des Geogitters (G.ex.120) überschritten wird und es daher reißt. Die Scherparameter, die in Herausziehversuchen mit dem gewebten Geogitter (G.we.750) ermittelt wurden, sind hauptsächlich durch die geringe Bruchdehnung, hohe Zugfestigkeit und vorteilhafteren Abmessungen der Maschenweite größer als beim extrudierten Geogitter (G.ex.120).

Bei den Werten der Höchstherausziehkraft und beim Verlauf der Scherparameter-Wegkurven sind, im Gegensatz zu den Ergebnissen aus den Scher- und Reibungsversuchen, untereinander Unstimmigkeiten feststellbar.

Wie aus der Abbildung 5.21d hervorgeht, sind beim extrudierten Geogitter (G.ex.120) die kleinsten Werte für die Scheinkohäsion bei fester und die größten bei verschieblicher Lagerung bzw. die größten Werte für den Reibungswinkel bei fester und die kleinsten bei verschieblicher Lagerung zu verzeichnen. Beim gewebten Geogitter (G.we.750) sind die Verhältnisse umgekehrt (Abbildung 5.19d). Diese Tendenzen stehen im Widerspruch zueinander.

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass eine Abhängigkeit der Versuchsergebnisse von der Lagerung des oberen Rahmens gegeben ist. Sie ist jedoch bei weitem nicht so ausgeprägt wie bei Scher- und Reibungsversuchen. Die Ursachen hierfür können die vielfältigen Einflüsse beim Herausziehversuch sein, wie zum Beispiel die unterschiedlichen Klemmbakensysteme, die für das gewebte und extrudierte Geogitter zum Einsatz kamen. Aus diesem Grund erscheint es sinnvoll, die Geräteeinflüsse bei Herausziehversuchen numerisch zu untersuchen. Hierbei können störende Einflussfaktoren "ausgeblendet" werden, um die Wirkung der interessierenden Parameter detaillierter untersuchen zu können (vgl. Kapitel 7).

5.5 Zusammenfassung

Im Rahmen der Versuchsreihe VR-I wurde eingangs die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse an verschiedenen nichtbindigen Lockergesteinen und Geokunststoffen in unterschiedlichen Versuchsvarianten unter identischen Randbedingungen mit dem neuen Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät überprüft. Die dargestellten Resultate weisen eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Messergebnisse aus.

Die Sichtung des einschlägigen Schrifttums zeigt, dass trotz vereinheitlichter Prüfmethodik umfangreiche Studien einer Vielzahl von Autoren deutliche Unterschiede in den Versuchsergebnissen zeigen, die auf die uneinheitlichen Versuchsrandbedingungen der Prüfgeräte zurückzuführen sind. Insbesondere ist bei Scher- und

Reibungsversuchen feststellbar, dass die Fixierung des oberen Rahmens physikalisch nicht zutreffende Scherparameter liefert (LINDEMANN [84], STOEWAHSE [112]). Im Hinblick auf die in Abschnitt 5.2 dargestellten enormen Abweichungen der Versuchsergebnisse einer Ringanalyse ist in den oben zitierten Vergleichsuntersuchungen nicht geklärt, inwieweit die zur Untersuchung eingesetzten unterschiedlichen Versuchsaapparaturen einen direkten und/oder indirekten Einfluss auf die Vergleichsdaten haben. Ferner ist zu klären, inwieweit die Schlussfolgerungen auch für Herausziehversuche gelten und in welchem Rahmen die Materialeigenschaften der Verbundkomponenten sich auf die Versuchsergebnisse auswirken.

Zur Klärung der obigen Fragestellungen wurden im Rahmen dieser Versuchsreihe umfangreiche Scher-, Reibungs- und Herausziehversuche, bei systematischer Variation der Lagerung des oberen Rahmens (fest, schwebend, federgelagert) und der Materialeigenschaften der Verbundkomponenten, durchgeführt.

Basierend auf der analytischen Betrachtung der Kräfte am oberen Rahmen können folgende essenzielle Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Das Interaktionsprüfgerät (IPG) eignet sich besonders gut zur Untersuchung des Einflusses der Lagerung des oberen Rahmens, da mit ein und demselben Prüfgerät drei unterschiedliche Versuchsregime (SV, RV, PV) mit drei unterschiedlichen Lagerungen des oberen Rahmens (fest, schwebend, federgelagert) gefahren werden können.
- Im Gerät mit feststehendem Rahmen (Fst) ist die Wandreibungskraft W_{rechts} proportional zur Scherkraft T und ihr Wert nimmt mit steigendem Wandreibungswinkel $\delta_{LG-Rahmen}$ zu. Für diese Art der Rahmenlagerung und die nicht vorhandene Normalkraftkompensation bewirkt ein Anwachsen der vertikalen Reaktionskraft W_{rechts} somit eine Erhöhung der resultierenden Normalkraft N in der Scherfuge (Differenz zwischen der aufgebrachten Auflast und der resultierenden Normalspannung in der Scherfuge).
- Unter der Annahme der reibungsfreien äußeren Lagerung des oberen Scherrahmens (schwebende Lagerung, Sw) kann die Vertikalkomponente der an der Rahmenwand wirkenden resultierenden Kraft W_{rechts} nicht größer sein als das Eigengewicht G_R des Rahmens (Teilreduzierung der Differenz zwischen der aufgebrachten Auflast und der resultierenden Normalspannung in der Scherfuge).
- Ein schwebender Rahmen ergibt sich erst, wenn die Summe der vertikalen Wandreaktionskräfte W_{rechts} größer oder gleich dem Rahmeneigenge-

wicht G_R ist. Ist die vertikale Kraftkomponente kleiner, kann sich der obere Rahmen nicht heben und ist als feststehend zu betrachten.

- Um die kinematischen und kinetischen Randbedingungen im geprüften Material oder Materialverbund noch zu Versuchsbeginn günstig auszubilden, sollte die Eigenlast des oberen Scherrahmens kompensiert werden. Beim IPG erfolgt dies über jeweils eine Feder an beiden Seiten des Geräts (F_d) (nahezu vollständige Aufhebung der Differenz zwischen der aufgebrachtten Auflast und der resultierenden Normalspannung in der Scherfuge).

Basierend auf den Resultaten der experimentellen Ergebnisse lassen sich weitere Schlussfolgerungen in folgender Weise zusammenfassen:

- Bei Scher- und Reibungsversuchen zeigt sich mit Zunahme der Freiheitsgrade der Lagerung des oberen Scherrahmens eine Abnahme der Bruchscherfestigkeit τ_f . Dies wirkt sich auf die Scherparameter in folgender Weise aus: Die im Gerät mit feststehendem Rahmen ermittelten Parameter sind immer größer als jene bei schwebender oder federgelagerter Lagerung des oberen Scherrahmens. Die Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion sind bei den federgelagerten Versuchen am geringsten.
- Die hohen Kohäsionswerte im Gerät mit feststehendem Rahmen sind für die untersuchten nichtbindigen LG nicht begründet. Diese fiktiven Kohäsionswerte werden durch gerätetechnisch bedingte, unkontrollierbare Zwängungsspannungen im Rahmenschergerät mit feststehendem Rahmen hervorgerufen.
- Die Zwängungseffekte werden mit zunehmender Korngröße des Lockergesteins deutlicher.
- Bei Herausziehversuchen ist ebenfalls eine Abhängigkeit der Versuchsergebnisse von der Lagerung des oberen Rahmens gegeben. Sie ist jedoch bei weitem nicht so ausgeprägt wie bei Scher- und Reibungsversuchen. Gewisse Tendenzen stehen im Widerspruch zueinander. Die Ursachen hierfür können die vielfältigen Einflüsse beim Herausziehversuch sein.

6 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an bindigem Lockergestein – Versuchsreihe VR-II

6.1 Allgemeines

Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse der Scher-, Reibungs- und Herausziehversuche wurden mit dem in Kapitel 3 beschriebenen Großrahmenschergerät mit integrierter Herauszieheinrichtung (IPG) des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg durchgeführt.

Wesentliche Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen an bindigem Lockergestein (Bindemittel behandelt/unbehandelt) werden am Ende des Kapitels zusammengefasst.

6.2 Einführung

Mit der Entwicklung neuartiger Technologien zur Herstellung von neuen Geokunststoffgenerationen, sowie den Erkenntnissen neuer Forschungsarbeiten und durchgeführten Baumaßnahmen, respektive den anspruchsvollen Anforderungen des neuen Jahrhunderts, die eine konsequente Schonung der vorhandenen Ressourcen verlangt, zeichnet sich eine weltweite Tendenz zum vermehrten Einsatz von Geokunststoffen im innovativen Ingenieurbau ab. Seit den siebziger Jahren ersetzen oder ergänzen Anwendungen mit Geokunststoffen früher übliche Bauweisen. Hierdurch werden mineralische Ressourcen geschont und/oder zum Teil aufwendige Maßnahmen beträchtlich reduziert und somit ein Beitrag zum ökonomischen und ökologischen Bauen geleistet (s. Abschnitt 2.8.1).

In der jetzigen Praxis werden bei der Bewehrung von Erdkörpern mit Geokunststoffen vorzugsweise nichtbindige Reibungsböden als Füllmaterial eingesetzt. Deren mechanische und hydraulische Vorteile sind bekannt. Andererseits erscheint die Verwendung lokal vorhandener bindiger Böden (meist nach Verbesserung/Verfestigung) verlockend, weil dies wirtschaftliche und ökologische Vorteile bringt. Sie sind häufig vor Ort vorhanden, wodurch teure und zeitintensive Transport- und, in ungünstigen Fällen, Deponiekosten vermieden werden. Ferner werden die natürlichen Ressourcen nicht unnötig belastet (s. Abschnitt 2.8.2).

Die Sichtung des einschlägigen Schrifttums zeigt, dass der Herauszieh- und Scherwiderstand von in granularen (nichtbindigen) Reibungsböden eingebetteten Bewehrungselementen von zahlreichen Ingenieuren/Wissenschaftlern im Rahmen von konkreten Bauprojekten/Forschungsarbeiten experimentell untersucht wurden (Abschnitt 2.7). Jedoch finden sich weitaus weniger Untersuchungen zum Verbundverhalten von in bindigen Böden eingebetteten Geokunststoffen und noch seltener in bindemittelbehandelten Böden. Dieses Informationsdefizit spiegelt sich in vielen Bemessungsregelwerken wider, die die Verwendung von bindigem Verfüllboden beim Bau von bewehrten Bodensystemen für Dauereinsätze nicht gestatten. Diese strikte Vorgabe der Normen und Regelwerke haben in Ländern, in denen hochwertige Reibungsböden "teuer" sind, zur Folge, dass die KBE-Bauweise gegenüber konventionellen Bauweisen wirtschaftlich nicht konkurrenzfähig wird.

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse und Erkenntnisse der eigenen experimentellen Untersuchungen zur Eignung bindiger Böden als Füllmaterial vorgestellt. Ferner werden Maßnahmen zur Verbesserung der Verbundwirkung von im bindigen Boden eingelegten Geokunststoffbewehrungen erarbeitet. Einleitend erfolgt eine kurze Darstellung der Ergebnisse der Eignungsprüfungen und Voruntersuchungen für Bodenstabilisierung mit Bindemitteln.

6.3 Baugrundverbesserungsmaßnahmen – Bodenstabilisierung und Geogitterbewehrung

In großen Teilen unserer Erde kommen bindige Böden vor, die durch Witterungsempfindlichkeit, Quellfähigkeit und geringe Tragfähigkeit gekennzeichnet sind. Für die Wirtschaftlichkeit von Baumaßnahmen in solchen Gebieten ist es jedoch unumgänglich, geeignete Baugrundverbesserungsmaßnahmen für standsichere Gründungen/Erdkörper einzusetzen.

Üblicherweise dienen die Methoden der Baugrundverbesserung der Erhöhung der Dichte und der Scherfestigkeit, der Reduzierung der Verformbarkeit sowie der Vergrößerung der Homogenität. Die Erzielung dieser Ergebnisse der Baugrundverbesserung kann je nach vorliegender Bodenart bzw. Beschaffenheit und der zu gründenden Baukonstruktion im weitesten Sinne durch mechanische, physikalische und chemische Methoden erfolgen.

Die Grundprinzipien der Baugrundverbesserung haben sich über Jahrzehnte nicht verändert. Die Methoden jedoch ändern sich mit der Zeit wegen der Entwicklung von neuen Materialien, theoretischen Ansätzen und Analysen mit effizienten numerischen

Algorithmen sowie neuer ausgeklügelter Messsysteme. Die Anwendungen zur Baugrundverbesserung variieren auf Grund der sich ändernden Ansprüche.

Als ein schnelles und einfaches Verfahren zur Verbesserung der physikalischen und chemischen Eigenschaften eines bindigen Bodens wird seit Mitte der 50er Jahre u. a. die Bodenbehandlung mit Bindemitteln angewandt. Durch Beimischen von Kalk, Zement, Flugasche und bituminöse Mittel kann eine *Bodenverbesserung* (diese dient zur Verbesserung der Einbaufähigkeit und Verdichtbarkeit sowie zur Erleichterung der Ausführung von Bauarbeiten) oder eine *Bodenverfestigung* (diese dient der langfristigen Widerstandfähigkeit des Bodens gegen Beanspruchungen aus Lasten und Klima) erreicht werden. Beispielhaft wird durch die Zugabe der richtigen Menge an Zement z. B. der Wassergehalt des Bodens reduziert, folglich werden die Plastizitätseigenschaften verbessert und der Boden wird somit verdichtbar. Durch die Skelettbildung im Porenraum werden die Bodenkörner und Partikelaggregate verkittet, dadurch wird der Boden tragfähig, wasserunempfindlich und frostbeständiger.

Eine weitere effiziente Möglichkeit, eine Verbesserung der mechanischen Eigenschaften des Bodens zu erreichen, ist die Bewehrung des Bodens mit Geokunststoffen. Bei einer geokunststoffbewehrten Erde werden die Zugspannungen und/oder Scherspannungen im Boden von den zugfesten Geokunststoffen, innerhalb ihrer Grenzdehnungen, über Reibung, Verzahnung und/oder Adhäsion aufgenommen und abgetragen. Die Bewehrungsrichtung entspricht dabei, ähnlich dem Stahlbetonbau, der Richtung, in welcher die Zugkräfte auftreten. Dem Boden können somit Zugspannungen zugeordnet werden, die von rolligem Schüttmaterial gar nicht und von bindigem Lockergestein nur in geringem Maße aufgenommen werden können (vgl. Abschnitt 2.4).

In vielen Fällen können zweckmäßigerweise die oben erwähnten, grundsätzlich unterschiedlich wirkenden Verbesserungstechniken kombiniert werden, um ihre Vorteile für kostengünstige und umweltschonende Baumaßnahmen zu vereinigen. Die Prüfung relevanter Literatur zeigt, dass es zahlreiche Informationen zur Baugrundverbesserung und -verfestigung mit Bindemitteln sowie Bodenbewehrung mit Geokunststoffen gibt, jedoch finden sich sehr begrenzte Informationen über ihren kombinierten Einsatz.

6.4 Mechanische Eigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches

Der Schwerpunkt der Studie mit bindigem Lockergestein liegt bei dem Interaktionsverhalten Geogitter - bindemittelstabilisierter Boden, hier mit Zement und Kalk. Die

mechanischen Eigenschaften der Versuchsmaterialien (Boden, Geogitter, Bindemittel) sind in Kapitel 4 beschrieben. In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Eignungsprüfungen und Voruntersuchungen zur Wahl der optimalen Rezeptur des Boden-Zement-Gemisches (*kurz*: BZG) vorgestellt. Für Ergebnisse des Boden-Kalk-Gemisches (*kurz*: BKG) wird auf AYDOGMUS et al. [10] verwiesen.

6.4.1 Wirkung des Bindemittels

Bei der Kalkstabilisierung wird das Lockergestein mit *Kalk* (Weißfeinkalk oder Kalkhydrat) gemischt und beim optimalen Wassergehalt verdichtet. Die stabilisierende Wirkung kommt durch chemische Vorgänge zustande. Mit dem Einmischen des Kalkes in den Boden beginnen die Sofortreaktionen und sind in Abhängigkeit von der Kalk- und Bodenart nach frühestens 4 Stunden und spätestens 72 Stunden abgeschlossen. Sofortreaktionen werden im Boden erkennbar durch die Reduzierung des Wassergehaltes und Krümelbildung (Koagulation) des Bodens. Die Sofortreaktionen zwischen Boden und Kalk haben zur Folge, dass sich die charakteristischen Bodeneigenschaften ändern, insbesondere die Plastizitätsgrenzen, die Verdichtungscharakteristik, die Durchlässigkeit und die Wasserempfindlichkeit. Eine Erhöhung der Festigkeit wird im Soforteffekt dadurch erreicht, dass infolge der veränderten Plastizitätsgrenzen und des verringerten Wassergehaltes der Boden in einen höheren Konsistenzbereich überführt wird (BRANDL [33], LOTTMANN [86]).

Die Stabilisierung von Böden mit *Zement* bedeutet die Mischung und Verdichtung von "pulverisiertem" Lockergestein, Zement und Wasser. Hierdurch entsteht ein neuer Baustoff, der Zementboden, mit günstigen Eigenschaften – große Festigkeit, kleine Deformationsfähigkeit, Widerstände gegen Wasser-, Wärme-, Frosteinwirkungen. Es ist bekannt, dass die Beimischung von geringen Mengen an Zement bis zu 2 [%] die Eigenschaften eines Bodens ändert, während große Mengen gravierende Änderungen in diesen Eigenschaften verursachen. Die Reaktion des Zements im Boden, insbesondere in kohäsiven Böden, ist sehr komplex und unterscheidet sich von der Zementhydratation im Beton. Da die Korngröße des *granularen* Bodens um ein Vielfaches größer als die des Zements ist, werden die einzelnen Körner mit dem Zementleim umhüllt und an ihren Kontaktpunkten fest und dauerhaft miteinander verkittet. Die Partikel des *kohäsiven* Bodens sind dagegen viel kleiner als die des Zements, folglich ist es unmöglich, diese mit Zementleim zu umhüllen. Ferner erlauben die hohen Ton- und Schluffanteile nicht die gleichmäßige Einmischung des Zements. Deswegen werden gemischt- und feinkörnige Böden in der Praxis mit geeigneten Mitteln aufgerissen und erforderlichenfalls so zerkleinert, dass die Bodenklumpen augenscheinlich kleiner als 8 [mm] sind. Diese Bodenklumpen werden

mit dem Zementleim umhüllt und anschließend verdichtet. Die Verfestigung beruht auf den chemischen Kristallisationsvorgang des Zements. Unmittelbar nach dem Mischen von Zement und Wasser beginnt in dem daraus entstandenen Zementleim die chemische Reaktion. Nach etwa 1 bis 3 Stunden geht das Ansteifen des Zementleims in die Erstarrung über. Aus den Zementkörnern wachsen die unterschiedlichen Hydratphasen, die die Zwischenräume zwischen ihnen überbrücken. Die Zeit der Erstarrung dauert ca. 24 Stunden (BELL [25], WITT [126]).

Um den Rahmen dieser Arbeit nicht zu sprengen, wird hier auf weitergehende Kommentare verzichtet. Weitere Besonderheiten zur Wechselwirkung von Lockergestein und Zement bzw. Kalk können u. a. AYDOGMUS et al. [10], BHATTACHAJA et al. [28], KÉZDI [66], WITT [126] entnommen werden.

Die Wahl der "richtigen" Bindemittelart und -menge ist im Wesentlichen abhängig von der Art und Beschaffenheit des Bodens, ferner von den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit sowie die sich aus den Nachweisen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ergebenden Verbesserungserfordernissen. Eine optimale Rezeptur ist stets durch eine Eignungsprüfung zu bestimmen.

6.4.2 Gegenstand und Zweck der Untersuchung des Boden-Bindemittel-Gemisches

Die Untersuchung des Baustoffgemisches wurde mit der Zielsetzung durchgeführt, die erforderliche Bindemittelmenge zu bestimmen, bei der die Bodenprobe optimale Verbesserungs- bzw. Verfestigungsergebnisse liefert. Bekanntlich lassen sich die bodenmechanischen Kennwerte bindemittelverfestigter Böden weder a priori prognostizieren noch durch Schnellversuche testen. Die Art und Beschaffenheit des Lockergesteins (Korngrößenverteilung, Mineralbestand, Konsistenzgrenzen, ...), das Bindemittel (Art, Menge, ...) und die Probenvorbereitung (Durchmischung, Verdichtung, Nachbehandlung, ...) etc. beeinflussen entscheidend die Festigkeit des Endprodukts.

Für die Festlegung der Zusammensetzung des Baustoffgemisches sind die Ergebnisse der Eignungsprüfungen gemäß FGSV, TP BF-StB Teil B 11.1 [N20] maßgebend. Der erforderliche Bindemittelgehalt bei Bodenverfestigung nach ZTVE-StB [41] ist in Abhängigkeit der Bodenart anhand der Druckfestigkeit des Baustoffgemisches und/oder des Frostversuchs zu bestimmen. In dieser Studie werden keine ausdrücklichen Mindestanforderungen an die Eigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches (kurz: BBG) gestellt, weil der Schwerpunkt generell beim Erforschen des Verbundverhaltens mit dem Geogitter liegt. Entsprechend dem beabsichtigten Ver-

wendungszweck der Bodenverfestigung wird die erforderliche Bindemittelmenge, abweichend von den Vorgaben und Empfehlungen der TP BF-StB Teil B 11.1 [N20], durch Rahmenscherversuche festgelegt. Im Rahmen dieser Eignungsprüfung wird von der Frostprüfung abgesehen.

Zwecks der Bestimmung des erforderlichen Bindemittelgehalts einschließlich der Proctordichte und des optimalen Wassergehalts sowie der Scherparameter für die nachfolgende Untersuchung des Interaktionsverhaltens (Abschnitt 6.5) wurden folgende Versuche in Anlehnung an die Empfehlungen der technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau TP BF-StB Teil B 11.1 [N20] durchgeführt:

- Proctorversuch – DIN 18127, Ausgabe: 1997-11 [N4]
- Einaxialer Druckversuch – DIN 18136, Ausgabe: 2003-11 [N5]
- Direkter Scherversuch – DIN 18137-3, Ausgabe: 2002-09 [N7]

In den Prüfungen wurden 3 verschiedene Boden-Bindemittel-Gemische in Zugabemengen von 3 [%], 6 [%] und 9 [%] (bezogen auf 100 [Gew.-%] trockenes Gemisch der Ausgangsstoffe einschließlich Bindemittel) untersucht.

6.4.3 Probenvorbereitung

Die Probenvorbereitung hat auf die Genauigkeit der Ergebnisse einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss. Deshalb erfolgte sie besonders sorgfältig. Zwecks Erstellung homogener Gemische sowie Vergleichbarkeit der Ergebnisse wurden die Probekörper nach den Vorgaben und Empfehlungen der TP BF-StB Teil B 11.1 [N20] vorbereitet.

Aus Vergleichbarkeitsgründen wurde das BZG bei allen Versuchen 90 Sekunden gemischt und nach einer Wartezeit von 60 Minuten, in welcher das Baustoffgemisch ruhig und vor Wasserverlust geschützt gelagert wurde, eingebaut und verdichtet.

6.4.4 Einfluss des Zementgehalts auf die Verdichtung des bindigen Bodens

Um den Effekt der Zementmenge auf die Verdichtung des kohäsiven Bodens zu untersuchen, wurden an dem BZG Proctorversuche in Anlehnung an DIN 18127 [N4] durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt.

Aus den Ergebnissen des Proctorversuchs kann man schließen, dass die Zementmenge merklich den optimalen Wassergehalt reduziert und begrenzt auf die Proctordichte bei gleich bleibender Verdichtungsenergie wirkt.

Tabelle 6.1: Einfluss des Zementgehalts auf die Verdichtung des bindigen Bodens – 1 Stunde nach der Mischung

Zementmenge [Gew.-%]	Proctordichte [g/cm ³]	opt. Wassergehalt [%]
unvergüteter Boden	1,695	18,30
3%	1,661	16,50
6%	1,678	15,00
9%	1,678	16,80

6.4.5 Einaxiale Druckfestigkeit von zylinderförmigen Boden-Zement-Probekörpern

Die Druckfestigkeit wurde jeweils an 3 zylinderförmigen Boden-Zement-Probekörpern mit einem Durchmesser von 100 [mm] und einer Höhe von 120 [mm] nach 7 bzw. 28 Tagen bestimmt. Die Probekörper wurden gemäß den Vorgaben und Empfehlungen der TP BF-StB Teil B 11.1 [N20] vorbereitet, gelagert, behandelt und in Anlehnung an DIN 18136 [N5] mit konstanter Stauchungsgeschwindigkeit und bei unbehinderter Seitenausdehnung geprüft. Der Zusammenhang zwischen dem Höchstwert der einaxialen Druckspannung q_u , der Zementmenge und der Abbindezeit des Zements ist in Abbildung 6.1 dargestellt.

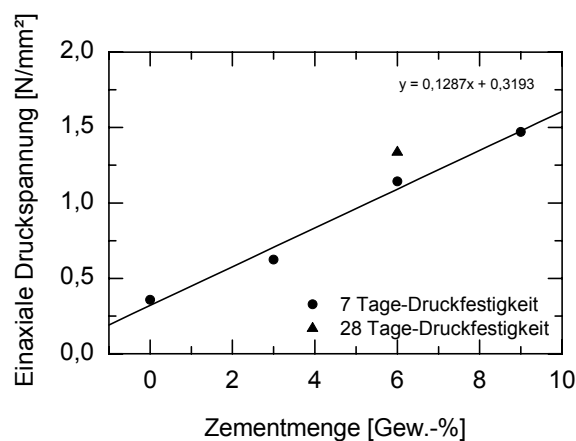


Abbildung 6.1: Zusammenhang zwischen dem Höchstwert der einaxialen Druckspannung q_u , der Zementmenge und der Abbindezeit

Eine Abhängigkeit zwischen der Druckspannung q_u , der Zementmenge und der Abbindezeit des Zements konnte – wie erwartet – nachgewiesen werden. Tendenziell ist feststellbar, dass der Zementgehalt einen nahezu linearen Einfluss auf die Druckfestigkeit des Boden-Zement-Gemisches besitzt. Ebenso ist zu erkennen, dass sich die Druckspannung mit der Abbindezeit des BZG bei 6 [%] Bindemittelgehalt von 1,143 [N/mm²] (7d) auf 1,335 [N/mm²] (28d), bei sonst gleich bleibenden Bedingungen, erhöht (s. Abbildung 6.1).

Der für die geforderte Druckfestigkeit erforderliche Bindemittelgehalt und die dazugehörige Trockendichte kann durch Interpolation gemäß Abbildung 6.2 ermittelt werden (TP BF-StB Teil B 11.1 [N20]).

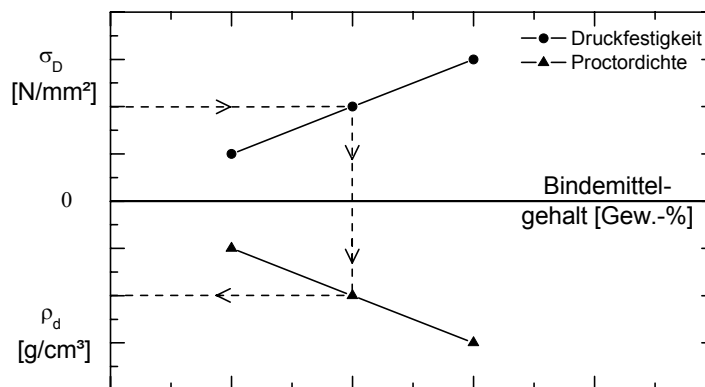


Abbildung 6.2: Ermittlung des erforderlichen Bindemittelgehalts und der dazugehörigen Trockendichte

6.4.6 Scherfestigkeit des zementverfestigten kohäsiven Bodens

Der Schwerpunkt der vorliegenden Studie liegt in der Ermittlung der Verbundparameter des PVA-Geogitters (G.we.750) im bindemittelverbesserten bindigen Boden. Aus diesem Grunde wurden zusätzlich zu den obigen Versuchen direkte Scherversuche an dem BZG in Anlehnung an DIN 18137-3 [N7] durchgeführt.

Für die Voruntersuchung wurde ein Standard-Rahmenschergerät mit kreisförmigem Grundriss, einem Durchmesser von 71 [mm] und einer Höhe von 16 [mm] benutzt. Die Proben wurden nach einer konstanten Konsolidationszeit von 6 Stunden mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,01 [mm/min] unter drei verschiedenen Normalspannungen ($\sigma' = 50, 100, 200$ [kN/m²]) abgeschert. Die Konsolidation und der Abschervorgang der Proben erfolgten stets geflutet.

Die Wirkung der Bindemittelmenge auf die Scherfestigkeit des zementverfestigten kohäsiven Bodens erkennt man an den MOHR-COULOMB'schen Schergraden auf

Abbildung 6.3. Die genauen Werte der effektiven Scherparameter φ' und c' finden sich in Tabelle 6.2.

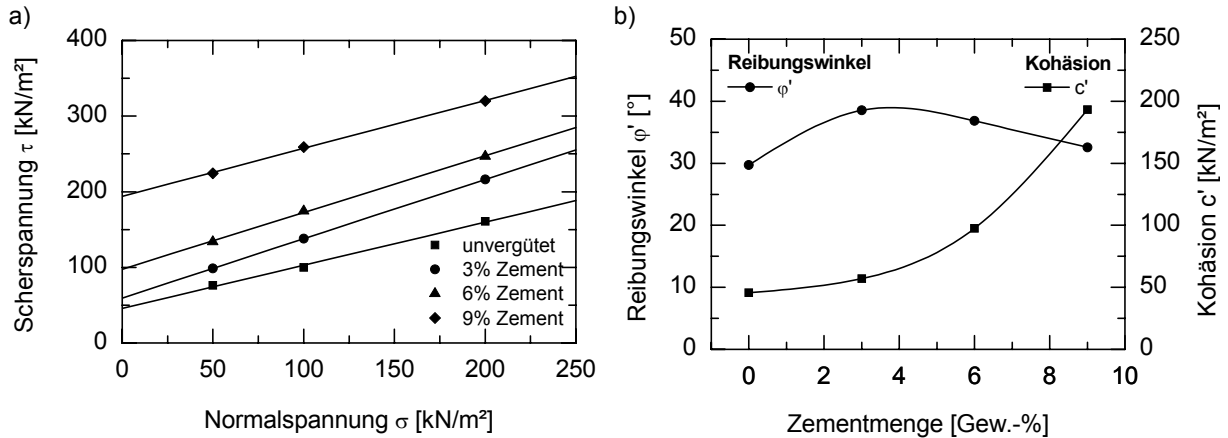


Abbildung 6.3: Scherfestigkeit des zementverfestigten kohäsiven Bodens

- a) MOHR-COULOMB'sche Schergeraden des bindigen Bodens
- b) Scherparameter φ' und c' in Abhängigkeit vom Zementgehalt

Die Ergebnisse der Scherfestigkeitsuntersuchungen zeigen eindeutig die Abhängigkeit der Scherparameter vom Gehalt des eingemischten Zements. Mit der Erhöhung des Zementgehalts ist augenscheinlich ein Anstieg des Reibungswinkels φ' sowie der Kohäsion c' zu verzeichnen (Abbildung 6.3a). Bei einer genaueren Analyse der Scherparameter ist festzustellen, dass die Kohäsion nichtlinear mit dem Zementgehalt ansteigt wohingegen der Reibungswinkel schon bei niedrigem Bindemittelanteil einen Höchstwert aufweist, jedoch bei weiterer Steigerung des Bindemittelgehalts wieder leicht abfällt (Abbildung 6.3b).

Tabelle 6.2: Effektive Scherparameter φ' und c'

Zementmenge [Gew.-%]	Scherparameter	
	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]
unvergüteter Boden	29,7	46
3%	38,5	57
6%	36,8	98
9%	32,5	193

Rahmenschergerät; Durchmesser/Höhe der Probe: 71 [mm]/16 [mm];

Auflast: $\sigma = (50, 100, 200)$ [kN/m²]; Vorschubgeschwindigkeit: 0,01 [mm/min]

Einbaudichte: ρ_{Pr} ; Einbauwassergehalt: w_{opt} ; Einbau: gestört; Konsolidation/Schervorgang: geflutet

6.4.7 Ermittlung des geeigneten Bindemittelgehalts

Die oben beschriebenen bodenmechanischen Versuche wurden mit der Zielstellung der Bestimmung einer optimalen Rezeptur des Boden-Bindemittel-Gemisches durchgeführt. Eine möglichst hohe Verbesserung der Bodenparameter zu erreichen ist nicht beabsichtigt.

Unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse bei gleichzeitiger Erwägung von technischen und ökonomischen Aspekten für reelle Projekte sowie der gängigen Bindemittelgehalte in der Praxis wurde ein Zement- bzw. Kalkgehalt von jeweils 6 [Gew-%] für weiterführende Untersuchungen (Kapitel 6.5) als am besten geeignet angesehen.

6.5 Ergebnisse und Auswertungen der Interaktionsversuche – Hauptversuche

Das Hauptziel der Untersuchungen der Versuchsreihe VR-II ist der Gewinn neuer Erkenntnisse für ein besseres Verständnis des bislang nicht erforschten Verbundverhaltens von bindemittelstabilisierten, bindigen Böden mit PVA-Geogittern (G.we.750).

Geogitter aus PVA (Polyvinylalkohol) bieten hierbei eine besonders effiziente Lösung. Sie vereinen hohe spezifische Festigkeiten, hohe Dehnsteifigkeit (Zugmodule) und eine sehr geringe Kriechneigung mit einer hohen Beständigkeit in alkalischer Umgebung (ALEXIEW et al. [4]). Letzteres ist bei zement- und kalkstabilisierten Böden sehr vorteilhaft insbesondere deswegen, weil andere ansonsten gut geeignete Rohstoffe (z. B. hochfestes Polyester) bei hohen pH-Werten nicht ausreichend beständig sind.

In den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse der Scher-, Reibungs- und Pullout-Versuche an

- unvergütetem Boden (*kurz*: UB),
- zementstabilisiertem Boden (*kurz*: ZSB) und
- kalkstabilisiertem Boden (*kurz*: KSB)

dargestellt und diskutiert.

Bemerkt sei jedoch an dieser Stelle, dass sich die Versuchsergebnisse von zement- bzw. kalkstabilisierten Böden, aufgrund ihrer unterschiedlichen Wirkungsweisen und Reaktionszeiten, nicht unmittelbar vergleichen lassen. Deshalb sieht der Verfasser

vom direkten Vergleich untereinander ab. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die dargestellten Versuchsergebnisse des bindemittelstabilisierten Bodens die Anfangsfestigkeit des Baustoffgemisches nach einer Aushärtungszeit von ca. 14 Stunden repräsentieren. Bei einer längeren Aushärtungszeit, insbesondere beim zementstabilisierten Boden, sind höhere Festigkeiten zu erwarten.

6.5.1 Probenvorbereitung und Versuchsdurchführung

Die Probenvorbereitung erfolgte im Wesentlichen gemäß der im Kapitel 6.4.3 beschriebenen Vorgehensweise. Der einzige Unterschied resultiert aus der Schwierigkeit, eine homogene und isotrope Boden-Bindemittel-Mischung in einer sehr großen Menge, ungefähr 90 [kg] pro Versuch, vorzubereiten. Aus diesem Grund wurden die Bestandteile der Mischung in errechneten Mengen mit einem Labormischer, anstatt der empfohlenen 90 Sekunden, 240 Sekunden gemischt. Mit dem Einbauen und Verdichten des Gemisches im Schergerät wurde nach einer Wartezeit von 60 Minuten nach dem Mischen begonnen. Während dieser Wartezeit war das Baustoffgemisch ruhig und vor Wasserverlust geschützt gelagert. Die Konsolidationsspannung wurde in Stufen aufgebracht. Um Porenwasserüberdrücke zu verhindern, wurde der Scherversuch mit langsamer Abschergeschwindigkeit gefahren. Die Konsolidation und der Abschervorgang erfolgten bei gefluteter Probe.

Jeder Test wurde, nach einer konstanten Konsolidationszeit von etwa 14 Stunden, mit einer konstanten Schergeschwindigkeit von 0,2 [mm/min] bzw. mit einer konstanten Herausziehgeschwindigkeit von 0,5 [mm/min] durchgeführt. Scher-, Reibung- und Pullout-Versuche wurden unter drei verschiedenen Normalspannungen ($\sigma' = 50, 100, 200$ [kN/m²]) ausgeführt. Die Versuchsergebnisse der Versuchsreihe VR-IIa sind vollständig als Anlage B.2 beigefügt.

6.5.2 Scher- und Reibungsversuche

Der Scherspannungsverlauf des bindemittelstabilisierten und geogitterbewehrten Bodens (ZSB+GG, KSB+GG) ist im Vergleich zu dem unbehandelten und unbewehrten/bewehrten Boden (UB, UB+GG) unterschiedlich (Abbildung 6.4). Beim unbehandelten und unbewehrten kohäsiven Boden ist die typische Scherverschiebungslinie für bindige Böden zu erkennen. Die Bruchfestigkeit tritt nach langer Verschiebung allmählich ein und fällt langsam auf die Restscherfestigkeit ab. Der Scherspannungsverlauf der geogitterbewehrten Böden (unbehandelt bzw. bindemittelstabilisiert) ähnelt dem Scherspannungsverlauf für typisch dichtgelagerte nichtbindige bzw. hochvorverdichtete bindige Böden. Ein positiver Verfestigungseffekt zeigt sich bereits im geogitterbewehrten unvergüteten Ton. Sehr hohe Reibungsfestigkeiten bei geringen

Verschiebungen werden bei bindemittelstabilisierten und geogitterbewehrten Boden erreicht.

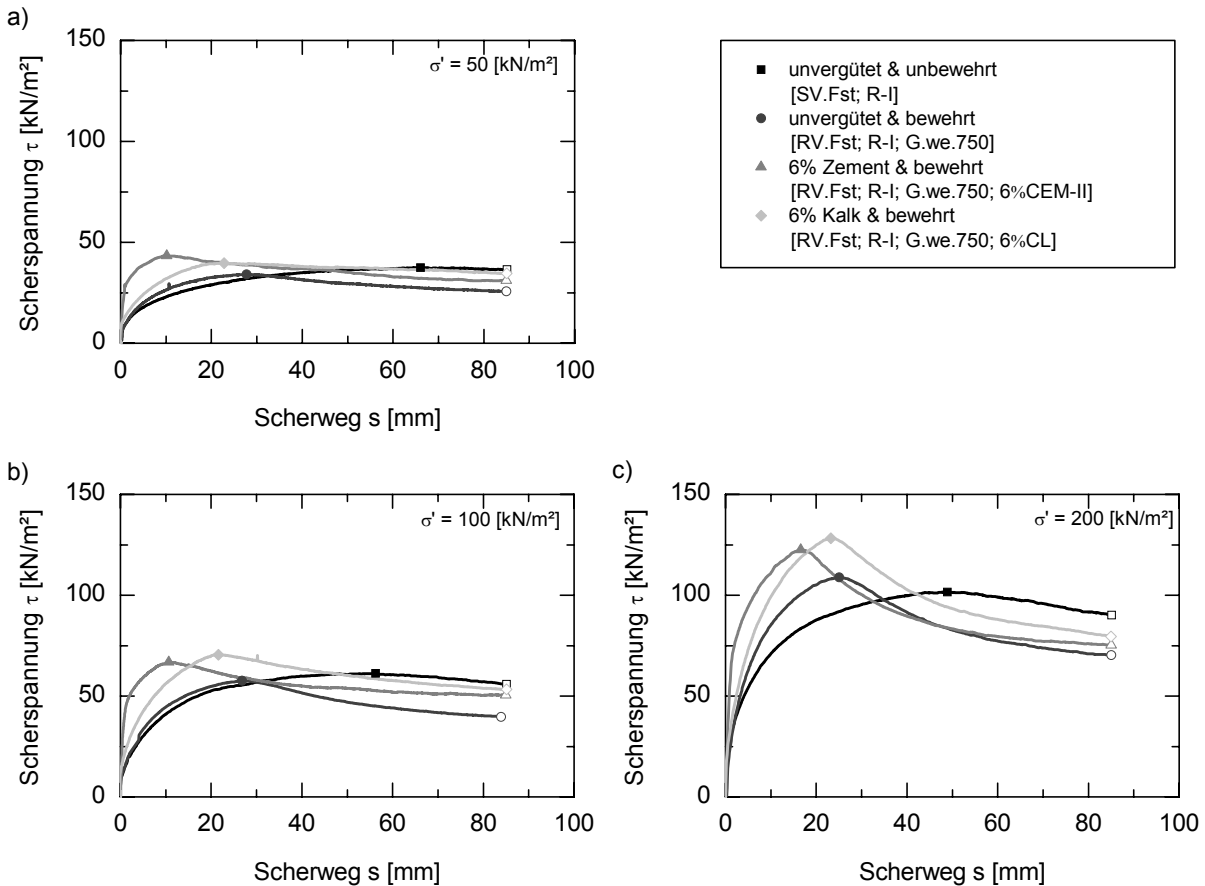


Abbildung 6.4: Scherspannungs-Weg-Diagramme

Eine Verschlechterung der Scherfestigkeit durch die eingebetteten Geogitter tritt nicht auf. Die Versuchsergebnisse zeigen eher einen synergetischen Effekt der Bindemittelstabilisierung und Geogitterbewehrung für die getesteten Materialien in Form einer Festigkeits- und Steifigkeitserhöhung.

Ebenso sind die Höhenänderungsverläufe der verschiedenen Kombinationen unterschiedlich (Abbildung 6.5). Beim unbehandelten und unbewehrten Boden (UB) weist die Höhenänderungslinie eine stetige Zunahme der Setzungen mit zunehmendem Scherweg auf. Beim zementstabilisierten und geogitterbewehrten Boden (ZSB+GG) hingegen ist eine Setzung bis zum Erreichen der Bruchfestigkeit registrierbar, ab danach ist die Kurve nahezu horizontal, d. h. es treten kaum wesentliche Setzungen auf.

Ein analoger positiver synergetischer Effekt kommt für zementstabilisierte und geogitterbewehrte Böden, wie oben bereits erwähnt, voll zur Wirkung und verringert die maximale Setzung bis zu 50 - 70 [%].

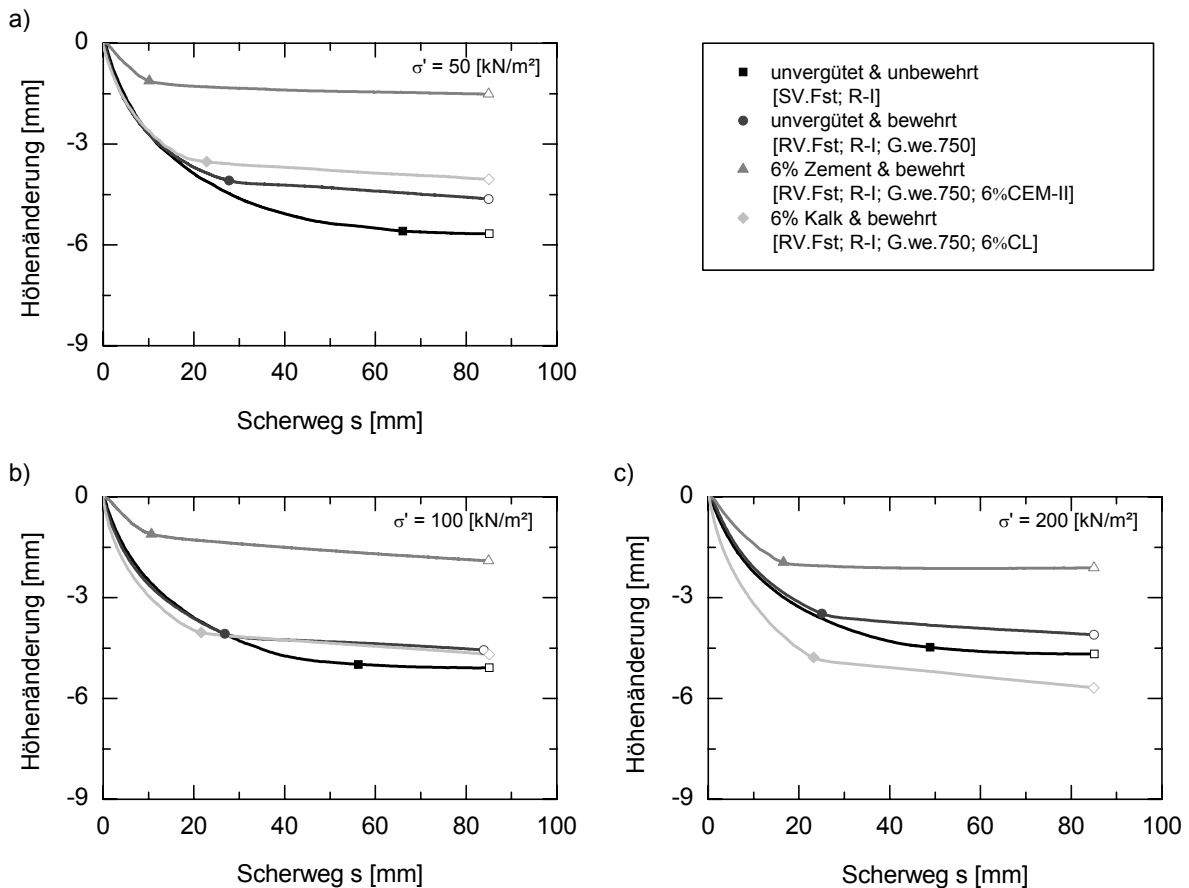


Abbildung 6.5: Höhenänderungs-Scherweg-Diagramme

In Abbildung 6.6 sind die MOHR-COULOMB'schen Schergeraden des geogitterbewehrten sowie Bindemittel behandelten bzw. unbehandelten kohäsiven Bodens dargestellt. Die Bindemittelstabilisierung erhöht, wie bekannt, die Scherfestigkeit des geringtragfähigen kohäsiven Bodens. Eine Verschlechterung der Scherfestigkeit infolge der Geogitter ist nicht zu verzeichnen – vielmehr tritt eine Verbesserung ein. Im Bereich der untersuchten Normalspannungen $\sigma' = (50 \dots 200)$ [kN/m²] verlaufen die MOHR-COULOMB'schen Scherlinien aller untersuchten Kombinationen nahezu linear.

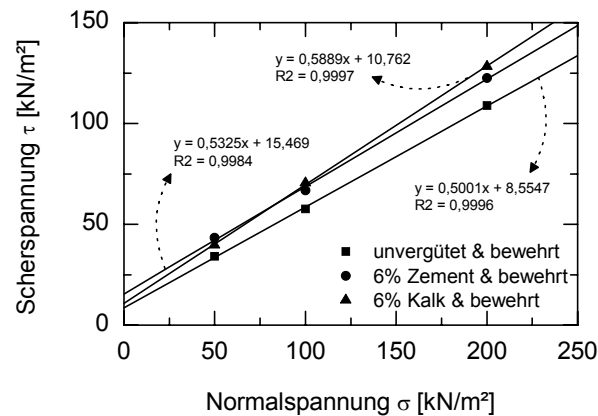


Abbildung 6.6: Schergeraden des geogitterbewehrten und bindemittelstabilisierten bzw. unvergüteten kohäsiven Bodens

Die aus den durchgeführten Versuchen ermittelten Scherparameter φ' und c' für die sechs unterschiedlichen Fälle als Kombinationen von Zement bzw. Kalk vergütetem/ unvergütetem Boden mit oder ohne Geogitterbewehrung sind in Tabelle 6.3 zusammengefasst.

Tabelle 6.3: Scherparameter der untersuchten Kombinationen

Kombinationen	Scherparameter	
	Reibungswinkel φ' [°]	Scheinkohäsion c' [kN/m ²]
unvergütet, unbewehrt (UB)	~23	~17
unvergütet, bewehrt (UB+GG)	~27	~9
vergütet, unbewehrt (ZSB)	~31	~14
vergütet, bewehrt (ZSB+GG)	~28	~15
vergütet, unbewehrt (KSB)	~33	~20
vergütet, bewehrt (KSB+GG)	~30	~11

Das Verbundverhalten Geokunststoff-Lockergestein kann bekanntlich über zwei Wege quantifiziert werden (s. Abschnitt 2.6.1). Beim *ersten* und präzisen Verfahren werden direkt die Höchstscherspannungen GSY-LG mit den Höchstscherspannun-

gen LG-LG verglichen (Gl. (2.8)). Das Verfahren liefert einen Verbundbeiwert, der von der Normalspannung abhängen kann (aber nicht muss). Verbundbeiwerte $\geq 1,0$ bedeuten einen sog. "perfekten Verbund". Beim *zweiten* Verfahren werden die COULOMB'schen Parameter φ und c im Fall mit Geokunststoff mit dem Fall ohne Geokunststoff verglichen. Es liefert zwei Verbundbeiwerte, φ -bezogen und c -bezogen, die nach Gleichung (2.9) bzw. (2.10) berechnet werden.

In Abbildung 6.7 sind die Verbundbeiwerte $f_g(\sigma)$ bei Höchstscherspannungen für geogitterbewehrte Böden mit und ohne Bindemittelstabilisierung dargestellt. In allen Fällen liegt der Wert ungefähr bei 1. Insbesondere bei dem zement- bzw. kalkstabilisierten bindigen Boden, welcher den Hauptschwerpunkt der Versuchsreihe VR-IIa darstellt, ist das Verbundverhältnis für jede in der Prüfung verwendete Normalspannung > 1 ("perfekter Verbund"). Diese Tatsache belegt die ausgezeichnete Eignung der Bewehrung der bindemittelstabilisierten bindigen Böden mit den verwendeten PVA-Geogittern (G.we.750). Positiv ist auch, dass diese hohen Verbundbeiwerte relativ wenig von der Normalspannung abhängig bzw. tendenziell leicht damit ansteigen. Demzufolge sind bei höheren Normalspannungen gleichwertige oder höhere Verbundbeiwerte zu erwarten.

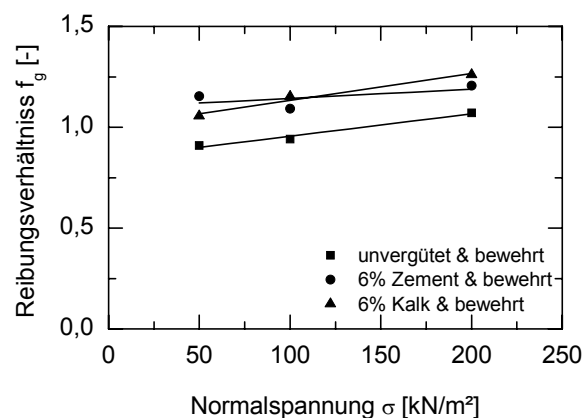


Abbildung 6.7: Verbundbeiwerte bei Höchstscherspannungen

Tabelle 6.4: Verbundbeiwerte bei Höchstscherspannungen $f_g(\sigma)$ des geprüften Geogitters

Kombinationen	Verbundbeiwerte $f_g(\sigma)$ [-]		
	50 [kN/m ²]	100 [kN/m ²]	200 [kN/m ²]
für unvergüteten Ton	0,91	0,94	1,07
für Zement vergüteten Ton	1,15	1,09	1,21
für Kalk vergüteten Ton	1,06	1,15	1,26

Obwohl das normalspannungsabhängige Reibungsverhältnis $f_g(\sigma)$ (Tabelle 6.4) die exakte Verbundfestigkeit wiedergibt, enthält Tabelle 6.5 die Verbundkoeffizienten f_φ und f_c nach der zweiten Möglichkeit für eine grobe Orientierung. Die unstetigen Ergebnisse machen noch einmal die Nachteile des zweiten Auswertungsverfahrens deutlich.

Tabelle 6.5: Verbundkoeffizient des Reibungswinkels f_φ und der Kohäsion f_c des geprüften Geogitters

Kombinationen	Reibungskoeffizient	
	f_φ [-]	f_c [-]
für unvergüteten Ton	~1,16	~0,50
für Zement vergüteten Ton	~0,91	~1,09
für Kalk vergüteten Ton	~0,92	~0,54

6.5.3 Pullout-Versuche

Die Versuchsvorbereitung und -durchführung der Pullout-Versuche entsprach im Allgemeinen der Scher- bzw. Reibungsversuche (s. Abschnitt 4.4). Nennenswerter Unterschied liegt darin, dass bei den PV im vorderen Bereich des unteren Kastens ein abgeschrägtes Normalspannungswiderlager (s. Abbildung 3.11) eingesetzt wurde, das einer Verzerrung der Zugkräfte durch Verhaken und/oder Durchknicken der GG an der vorderen Kante des Auszugschlitzes entgegenwirkt. Ferner erfolgte die Flutung der Wasserwanne bis Unterkante der Geogitterebene.

Repräsentativ für alle durchgeführten Versuchsserien ist in Abbildung 6.8 das Herausziehungskraft-Herausziehungweg-Diagramm und in Abbildung 6.9 das Höhenänderungs-Herausziehungweg-Diagramm für die untersuchten Kombinationen aus vergütetem/unvergütetem bindigen Boden für die Normalspannung $\sigma' = 200$ [kN/m²] dargestellt. Grundsätzlich ist zu erkennen, dass der Herausziehungswiderstand des Geogitters (G.we.750) bei bindemittelstabilisierten Böden (ZSB+GG, KSB+GG) höher ist als bei unvergütetem Boden (UB+GG). Der Verlauf der Herausziehungskräfte entlang des Herausziehungsweges für alle Kombinationen ist untereinander generell ähnlich. Nach einem steilen Anstieg zwischen Versuchsbeginn und etwa 50 [cm] Herausziehungweg folgt ein allmählicher "linearer" Abfall auf einen Restwert. Dieser Verlauf ist typisch für dehnsteife Geokunststoffe. Der Grund dafür ist die Aktivierung einer größeren Scherfläche schon zu Versuchsbeginn (vgl. Abschnitt 7.5.2). Im Unterschied zu den Rei-

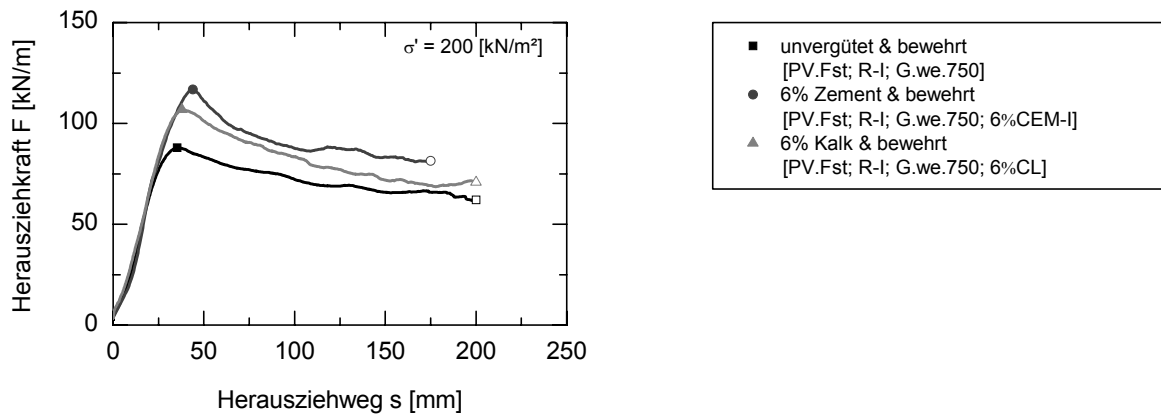


Abbildung 6.8: Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm ($\sigma' = 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$)

Die Ergebnisse der Herausziehversuche werden bei PV in einem engen Band des Verschiebungswegs zwischen $s = (30 \dots 50) \text{ [cm]}$ mobilisiert. Der deckungsgleiche Verlauf im Anfangsbereich weist auf eine starke Verschmelzung von Effekten aus der freien und der eingebetteten Probenlänge hin.

Die aufgezeichneten Höhenänderungs-Herausziehweg-Linien zeigen ähnliche Effekte wie die bei den zuvor beschriebenen Reibungsversuchen (Abschnitt 6.5.2). Auffällig bei den Herausziehversuchen ist jedoch die enorme Verringerung der Setzung bei zementstabilisiertem Boden (Abbildung 6.9).

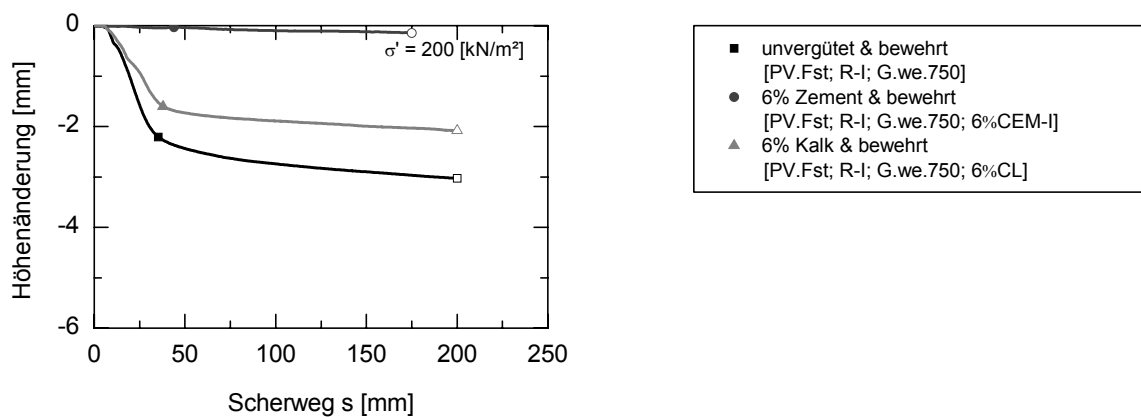


Abbildung 6.9: Höhenänderungs-Herausziehweg-Diagramm ($\sigma' = 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$)

Die Ergebnisse der Herausziehversuche sind zusammenfassend in Abbildung 6.10 dargestellt. Das Herausziehkraft-Normalspannungs-Diagramm zeigt, ähnlich wie bei den Reibungsversuchen, eine Erhöhung der Grenzflächenscherfestigkeit für den bindemittelstabilisierten kohäsiven Boden (Verbundbeiwert > 1 "perfekter Verbund"). Ebenfalls sind die MOHR-COULOMB'schen Scherlinien aller Kombinationen im Bereich

der untersuchten Normalspannungen $\sigma' = (50 \dots 200)$ [kN/m²] nahezu linear (Abbildung 6.10a).

In Abbildung 6.10b sind die normalspannungsabhängigen Verbundbeiwerte $f_g(\sigma)$ bei Höchstscherspannungen für ZSB, KSB und UB dargestellt. Die Ermittlung der Grenzscherspannung für die zugbeanspruchten Geogitter erfolgte nach Gleichung (2.14). Ein positiver Verfestigungseffekt zeigt sich bereits im unvergüteten Boden (UB); die Verbundbeiwerte liegen ungefähr bei 1. Insbesondere bei dem zement- bzw. kalkstabilisierten bindigen Boden ist das Verbundverhältnis für jede in der Prüfung verwendete Normalspannung > 1 . Die hohen Verbundbeiwerte können mit dem günstigen Lastabtragungsmechanismus des verwendeten Geogitters (G.we.750) erklärt werden (Abbildung 6.11).

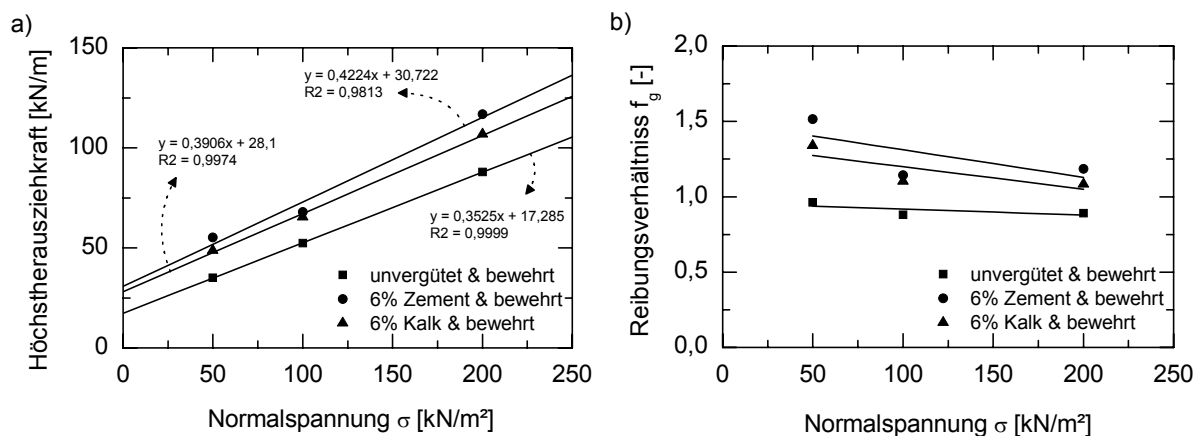


Abbildung 6.10: Zusammenstellung der Ergebnisse der Herausziehversuche (VR-IIa)

- a) Herausziehkraft-Normalspannungs-Diagramm bei Höchsttherausziehkräften
 b) Verbundbeiwerte bei Höchsttherausziehkräften

Die Abbildung 6.11 zeigt Bilder aus der Grenzschicht GG-LG des Versuchs [PV.Fst; G.we.750; R-I] nach dem Versuchsende. Auf dem ersten Blick ist ein interessanter Lastabtragungsmechanismus zu erkennen, der sich von den konventionellen Annahmen für geogitterbewehrte bindige Böden unterscheidet (s. Abschnitt 2.6.2). Er scheint primär aus zwei Komponenten zu bestehen:

- Beidseitige Reibung entlang der Oberfläche der GG-Längselemente;
- Beidseitige Reibung entlang der gewölbartigen Lockergesteinsschichten zwischen den Längselementen.



Abbildung 6.11: Lastabtragungsmechanismus des PVA-Geogitters (G.we.750)

Die Scherfuge ist zum Teil in den Lockergestein verlagert. Die Geometrie des PVA-Geogitters (G.we.750) begünstigt die Ausbildung einer gewölbartigen Bodenschicht in den Zwischenräumen der Längselemente, die sich progressiv und durchgehend in Zugrichtung vor den Querelementen des Geogitters aufbauen. Die guten Verbundbeiwerte werden zudem durch die raue Oberfläche des Geogitters und der damit einhergehenden Vergrößerung der Kontaktfläche begünstigt. Ein Abbild der Struktur der Längselemente ist in der Abbildung 6.11 gut zu erkennen. Ferner haben die geraschelten Geogitter den besonderen Vorteil, dass evtl. entstehende Porenwasserüberdrücke in der Grenzschicht abgebaut bzw. Porenwasser entwässert werden können. Im Rahmen dieser Untersuchungen erfolgte keine direkte Messung der Porenwasserüberdrücke, jedoch konnte qualitativ eine partielle Entwässerung in der Schichtgrenze beobachtet werden.

Die Versuchsergebnisse und der Lastabtragungsmechanismus belegen die ausgezeichnete Eignung der Bewehrung der bindemittelstabilisierten und der unvergüteten bindigen Böden mit den untersuchten PVA-Geogittern (G.we.750). In den Vergleichsversuchen im Abschnitt 6.6 wird sich zeigen, dass bestimmte andere Geogittertypen sich für dieses Anwendungsgebiet nur bedingt eignen.

6.6 Vergleichsversuche

Im Rahmen der Versuchsreihe VR-II wurden neben der zeit- und arbeitsintensiven Hauptversuche (VR-IIa) eine begrenzte Anzahl an Vergleichsversuchen (VR-IIb) durchgeführt. Hierbei wurde zur Charakterisierung des Einflusses des Geogitters (Herstellungsart, Ausgangsrohstoffe, Geometrie etc.) auf das Verbundverhalten ein gelegtes Geogitter aus gestreckten, monolithischen und strukturierten Polyester-Flachstäben mit verschweißten Knoten (G.le.60) gewählt. Mit diesem Geogittertyp wurden lediglich SV, RV und PV an unvergütetem kohäsivem Lockergestein (UB) durchgeführt. Die Versuchsvorbereitung, -durchführung und -auswertung erfolgte analog zu den Versuchen der Hauptserie (VR-IIa).

6.6.1 Scher- und Reibungsversuche

Die Ergebnisse der Scher- und Reibungsversuche der Serie (VR-IIb) sind in Abbildung 6.12 in Form von Schergeraden und Verbundbeiwerten dargestellt. Die detaillierten Versuchsergebnisse finden sich in der Anlage B.3. Im Hinblick auf die geringe Nennzugfestigkeit des gelegten Geogitters (G.le.60) wurden die Vergleichsversuche in einem Normalspannungsbereich bis $\sigma' = 100$ [kN/m²] durchgeführt.

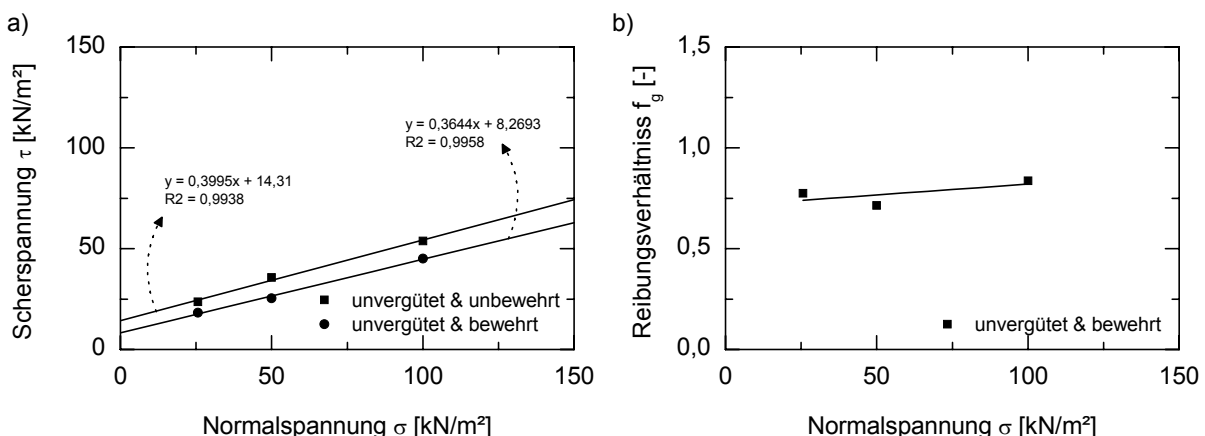


Abbildung 6.12: Zusammenstellung der Ergebnisse der Reibungsversuche (VR-IIb)

- a) Schergeraden
- b) Verbundbeiwerte bei Höchstspannungen

Die Kurvenverläufe der unterschiedlichen Versuchsstadien sowie die Scherparameter der Rotliegenden Böden R-I und R-II sind nahezu identisch (s. Anlage B.2 und B.3). Dies belegt die bodenmechanische Ähnlichkeit der aus zwei unterschiedlichen Lagerstätten gewonnen Böden (s. Abschnitt 4.2.1.2).

Die Verläufe der Scherspannungs-Scherweg-Kurven des Versuchs [RV.Fst; G.le.60; R-II] sind ähnlich wie die des Versuchs [RV.Fst; G.we.750; R-I]. Sie sind durch eine Verfestigung im Vorbruchbereich und eine Entfestigung im Nachbruchbereich charakterisiert. Die Maxima der Scherspannungen liegen beim (G.le.60) bei einem Verschiebungsweg von ca. $s = 18$ [mm] und beim (G.we.750) bei ca. $s = 26$ [mm]. Werden die Bruchwege der jeweiligen Kombinationen aus RV und SV ins Verhältnis gesetzt, so ist bei beiden Geogittertypen eine Verfestigung in gleicher Größenordnung festzustellen. Eine Verschlechterung der Scherfestigkeit durch das eingebettete Geogitter (G.le.60) tritt derart auf, dass der Reibungswinkel geringfügig und die Kohäsion erheblich reduziert wird (Abbildung 6.12a). Dahingegen fand beim gewebten Geogitter aus PVA (G.we.750) eine signifikante Erhöhung des Reibungswinkels statt (Tabelle 6.3). Die Abnahme der Kohäsion lag in gleicher Größenordnung.

Die Verbundbeiwerte $f_g(\sigma)$ des Geogitters (G.le.60) bei Höchstscherspannungen in Kontakt mit dem unvergüteten Rotliegenden R-II sind in Abbildung 6.12b dargestellt. Für das gewählte Normalspannungsniveau $\sigma' = (25...100)$ [kN/m²] liegen die Reibungsverhältnisse in einem Bereich von $f_g = (0,72 - 0,84)$ [-]. Es ist eine Tendenz der Normalspannungsabhängigkeit zu erkennen. Im Vergleich zum gewebten Geogitter (G.we.750) liegen diese Werte jedoch um 10 - 20 [%] niedriger. Dies ist unter dem Aspekt verständlich, dass bei gewebten Geogittern evtl. während der Scherphase entstehende Porenwasserüberdrücke in der Grenzschicht abgebaut werden können. Hierdurch findet eine partielle Verfestigung des umgebenden Bodens statt, die sich in der Verbesserung der Verbundparameter widerspiegelt.

6.6.2 Pullout-Versuche

Der Einfluss der Geogitterbeschaffenheit (Geogitteroberfläche, Drainageverhalten etc.) auf das Verbundverhalten im bindigen Boden lässt sich anhand der Pullout-Versuchsergebnisse in Abbildung 6.13 sehr anschaulich wiedergeben. Sie zeigt die Herausziehungskraft-Herausziehungweg-Kurven des untersuchten Geogitters (G.le.60) für den gewählten Normalspannungsbereich $\sigma' = (16,7...50)$ [kN/m²]. Ferner wird im selben Diagramm das Ergebnis eines Kombinationsgeogitters (G.le.60+Vlies) dargestellt.

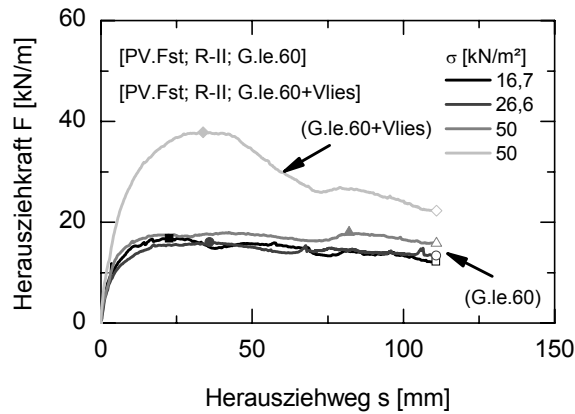


Abbildung 6.13: Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm

Für die drei Einzelversuche mit dem Geogitter (G.le.60) ist die Ausbildung der Kurven annähernd gleich. Der Herauszieh Widerstand steigt mit zunehmendem Herausziehweg bis zu einem Maximalwert an und bleibt anschließend nahezu konstant. Eine signifikante Abhängigkeit des Herauszieh Widerstands von dem gewählten Auflastbereich ist nicht vorhanden. Die erreichten maximalen Herausziehkraft liegen in einem sehr schmalen Wertebereich von $F^{\max} = (16 \dots 18) \text{ [kN/m}^2\text{]}$. Die Auswertung der Regressionsgeraden im Diagramm der Abbildung 6.14a liefert nur sehr geringe Werte für den Verbundreibungswinkel bzw. für die Verbundkohäsion der Geogitter-Boden-Grenzfläche. Ferner fallen die Reibungsverhältnisse bei Höchstherausziehkraften um ein Vielfaches niedriger aus als bei dem gewebten PVA-Geogitter (G.we.750) (Abbildung 6.14b).

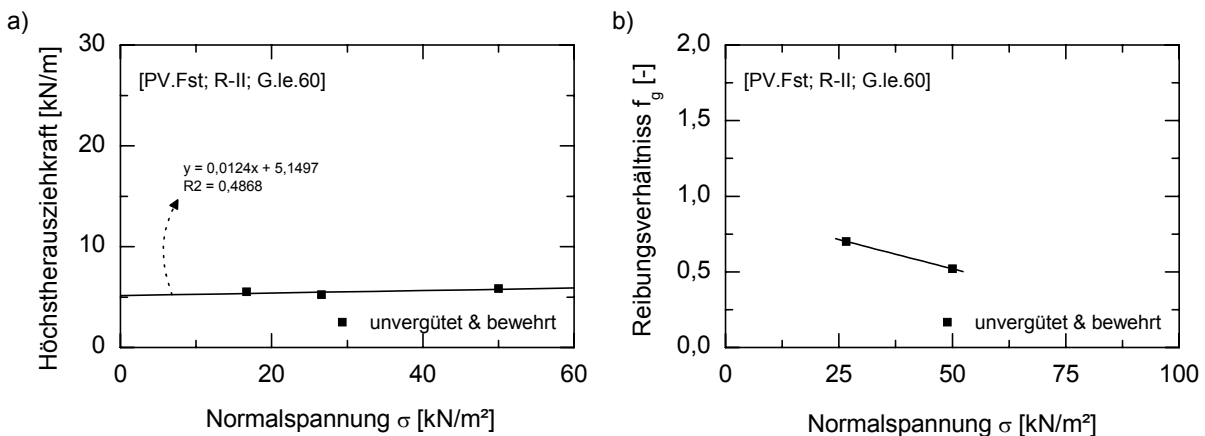


Abbildung 6.14: Zusammenstellung der Ergebnisse der Herausziehversuche (VR-IIb)

- a) Herausziehkraft-Normalspannungs-Diagramm bei Höchstherausziehkraften
- b) Verbundbeiwerte bei Höchstherausziehkraften

Das Verbundverhalten des gelegten GG (G.le.60) in der Grenzfläche bei Herausziehbelastung im bindigen Boden kann als annähernd ideal plastisch betrachtet werden. Der Verbund wird größtenteils durch Kohäsionskräfte und einem geringen Teil an Oberflächenreibung hervorgerufen. Die Ursachen für diese Ergebnisse liegen in der Kombination der bodenphysikalischen Beschaffenheit des Lockergesteins zum einen und der Geogitterstruktur zum anderen. Vor den Geogitterquerstäben können sich nur geringe Tragwiderstände ausbilden. Die Verbundkräfte bzw. Reibungswiderstände auf der Oberfläche der Längsstäbe sind durch deren schmale Breiten und dadurch, dass der Boden gesättigt ist, ebenfalls gering. Die Folge ist, dass das Geogitter über die gesamte Kastenlänge als starre Struktur ohne größere Widerstände aus dem kohäsiven Boden herausgezogen wird. Dieses Phänomen wird durch die Detailaufnahme der Herausziehebene nach dem Versuch visuell bestätigt (Abbildung 6.15). Erwartungsgemäß war keine Beschädigung der Geogitter bzw. Verformung der Querstäbe festzustellen. Das Geogitter-Boden-Interaktionsverhalten ist in diesem Fall nicht durch den sog. „*interlocking*“-Effekt (Verzahnungseffekt) bestimmt. Auf der Bodenoberfläche der Trennfläche ist die Gitterstruktur einschließlich der Textur gut zu erkennen. Vor den Querstäben und in den Geogitteröffnungen ist der Boden weitestgehend eben, dies klärt auch die nahezu konstante Kraft nach Erreichen des Maximums und die niedrigen Verbundbeiwerte von $f_g = (0,5 - 0,7)$ [-].



Abbildung 6.15: Detailaufnahme der Herausziehebene nach dem Versuch

Der Verlauf der Herausziehungskraftlinie des Kombinationsgeogitters (G.le.60+Vlies) unterscheidet sich von der des Geogitters (G.le.60). Es zeigt im Anfangsbereich eine steile Kraftzunahme bis zum Erreichen des Bruchwertes. Daran schließt sich eine abrupte Entfestigung, dessen Restwert dennoch größer ist als die des Geogitters

ohne Vlieseinlage (G.le.60). Dieses einzelne Versuchsergebnis zeigt den Vorteil von Verbundstoffen, die die Anforderungen verschiedener Eigenschaften in einem Produkt vereinen; in diesem Fall die Bewehrungsfunktion, die Filterfunktion und die Dränfunktion. Der Einfluss der Geokunststoffbeschaffenheit wird durch die Struktur der Oberfläche bestimmt. Bei Vliesstoffen ist das Verhältnis zwischen Faserabstand und Korngröße von Bedeutung. Bei der Filterwirkung wird ein geringer Prozentsatz feinsten Bodenteilchen durch das Textil hindurchgespült, während großkörnige Anteile des Bodens in den äußeren Schichten zurückgehalten werden und dadurch die Oberflächenrauigkeit erhöhen. Weiterhin wird das Reibungsverhalten durch die Entwässerungswirkung und Abbau von Porenwasserdrücken über das Vlies gesteigert. Ferner bietet die geschlossene Struktur des Vlieses eine größere Reibungsfläche an. Diese Faktoren wirken sich günstig auf die Zugbeanspruchung des Kombinationsgeogitters (G.le.60+Vlies) aus, so dass ein größerer Herauszieh Widerstand gegenüber dem (G.le.60) bei sonst gleichen Bedingungen erhalten werden konnte.

6.7 Zusammenfassung

Die Zielstellung dieser Versuchsreihe bestand in erster Line darin, das System- und Interaktionsverhalten von bindemittelstabilisierten, bindigen Böden mit PVA-Geogittern (G.we.750) zu erforschen. Zu diesem Zweck wurden umfangreiche bodenmechanische Laborversuche an dem Boden-Bindemittel-Gemisch sowie Interaktionsversuche an dem Boden-Bindemittel-Geokunststoff-Verbundsystem initiiert.

Im Rahmen der Eignungsprüfung wurden in Anlehnung an die Empfehlungen der technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau der FGSV Proctorversuche, einaxiale Druckversuche und direkte Scherversuche an Bodenproben mit Bindemittelzugabemengen von 3 [%], 6 [%] und 9 [%] durchgeführt. Resultierend aus der Auswertung dieser Versuchsserien wurde ein Zement- bzw. Kalkgehalt von 6 [Gew-%] für weiterführende Untersuchungen als geeignet angesehen.

Die Ergebnisse der Scher-, Reibungs- und Herausziehversuche eines typischen "schlechten" kohäsiven Lokalbodens in den Kombinationen mit und ohne Bindemittelstabilisierung bzw. mit und ohne Geogitterbewehrung werden vorgestellt. Das Hauptinteresse der Untersuchungen galt der Verbundwirkung des geogitterbewehrten und bindemittelstabilisierten Bodens, wegen des Mangels an Wissen für solche Kombinationen, die mit Zweifel über die Verbundwirkung behaftet sind. Die Versuchsergebnisse belegen aber einen sog. "perfekten Verbund" und sogar einen synergetischen Effekt der Bindemittelstabilisierung und Geogitterbewehrung für die

getesteten Materialien in Form einer Festigkeits- und Steifigkeitserhöhung. Die Versuchsergebnisse und der Lastabtragungsmechanismus belegen die ausgezeichnete Eignung der Bewehrung der bindemittelstabilisierten bzw. unvergüteten bindigen Böden mit den untersuchten PVA-Geogittern (G.we.750).

In den Vergleichsversuchen konnte gezeigt werden, dass bestimmte andere "gelegte" Geogittertypen sich für dieses Anwendungsgebiet nur bedingt eignen.

Bemerkt sei jedoch an dieser Stelle, dass die in diesem Kapitel dargestellten Ergebnisse und Schlussfolgerungen lediglich für die Kombination der dieser Arbeit zugrunde liegenden bodenphysikalischen Parametern und Geogitter gültig sind. Eine Parameterstudie zur Berücksichtigung der unvermeidbaren Schwankungen bei den maßgebenden Kennwerten wurde nicht durchgeführt. Die Übertragung der Ergebnisse für andere Bindemittel-/gehalt, Bodenart, Bewehrungselement usw. ist nicht ohne weiteres möglich.

7 Numerische Modellierung des Herausziehverhaltens von Geogittern mit FLAC 3D

7.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird die Modellierung der Herausziehversuche mit dem Programmsystem Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensionen (*kurz*: FLAC 3D) erläutert sowie die Berechnungsergebnisse aus der numerischen Simulation dargestellt und diskutiert. Die numerische Modellierung der Pullout-Versuche von in nicht-bindigen Lockergesteinen eingebetteten Geogittern liefern zusätzliche Informationen zu einzelnen versuchsspezifischen und gerätetechnischen Effekten sowie über Spannungen im und am Probekörper. Hierbei stehen die phänomenologischen Aspekte im Vordergrund.

Das von der Itasca Consultants GmbH vertriebene Programm FLAC 3D ist ein dreidimensionales Finite-Differenzen-Programm, das speziell für die Lösung ingenieurwissenschaftlicher Fragestellungen im Boden und Fels entwickelt wurde. Es arbeitet nach dem Kontinuumsmodell und eignet sich besonders für die Modellierung großer Deformationen. Alle Berechnungen wurden mit der Version 2.1 durchgeführt.

Zum besseren Verständnis der durchgeführten Berechnungen werden nach einer kurzen Übersicht über die numerischen Berechnungsverfahren und der dreidimensionalen numerischen Modellierung des mechanischen Verhaltens von Geokunststoffen einige der wichtigsten Grundlagen des neuen Strukturelements GEOGRID im Softwaresystem FLAC 3D erläutert.

7.2 Numerische Berechnungsverfahren

Viele technische und physikalische Prozesse, wie z. B. die Wärmeleitung in festen Körpern, die Deformation von Bauteilen unter vorgegebenen Belastungen, Strömungen von Flüssigkeiten und Gasen sowie elektrische und magnetische Felder können durch gewöhnliche und partielle Differenzialgleichungen bzw. Integralgleichungen beschrieben werden. Die Lösung dieser Gleichungen, d. h. die Bestimmung der unbekanntenen Größen Temperatur, Verschiebung, Strömungsgeschwindigkeit, elektrisches und magnetisches Potential, kann nur in sehr wenigen Spezialfällen auf analy-

tischem Wege erfolgen. Daher ist der Einsatz von Computertechnik unumgänglich [62]. Zu den wichtigsten numerischen Methoden in der Geotechnik werden

- FEM – Finite-Elemente-Methode (Finite Element Method)
- FDM – Finite-Differenzen-Methode (Finite Difference Method)
- BEM – Randelemente-Methode (Boundary Element Method)
- DEM – Diskrete-Elemente-Methode (Distinct Element Method)

gezählt. Mit diesen numerischen Berechnungsverfahren ist es möglich, das Tragverhalten geometrisch komplizierter Bauwerke zu prognostizieren und die Sicherheitsbeurteilung mit adäquaten Konzepten durchzuführen. Eine Übersicht über die verschiedenen numerischen Verfahren wird u. a. in HERTEN [55] und eine Klassifizierung numerischer Rechentechniken u. a. in KONIETZKY [76] gegeben.

Zur physikalischen Beschreibung gehören die Berücksichtigung aller maßgebenden Einwirkungen und Widerstände innerhalb der gewählten mechanischen Formulierung. Bei der mechanischen Formulierung wird zwischen Kontinuumsmechanik und Diskontinuumsmechanik unterschieden (vgl. Abschnitt 2.7.2). In der Kontinuumsmechanik bleibt der Zusammenhalt der Gesamtstruktur bei der Formänderung erhalten. Die Verschiebungskomponenten müssen kontinuierliche Funktionen des Raumes sein. In der Diskontinuumsmechanik wird demgegenüber kein Zusammenhalt der Gesamtstruktur bei der Formänderung vorausgesetzt. Die diskreten Elemente/Körper können sich frei bewegen [123]. In der gegenwärtigen Praxis werden zur Beschreibung des mikromechanischen Verbundverhaltens des Geogitter-Boden-Verbundes diskrete Materialmodelle in DEM-Programmen und zur Beschreibung des makromechanischen Verhaltens kontinuumsmechanische Materialmodelle in FEM- oder FDM-Programmen stark favorisiert.

7.3 Theoretische Grundlagen

FLAC 3D ist ein kommerzielles Finite-Differenzen Programmpaket für die Simulation des mechanischen Verhaltens von Fest- und Lockergesteinen in Dreidimensionen. Die LAGRANGE'sche Beschreibung der Verschiebungen erinnert an klassische Finite-Elemente Programme, aus dem expliziten Lösungsschema ergibt sich jedoch eine höhere numerische Stabilität. Auf diese Weise können größere Verformungsbeträge und nichtlineares Materialverhalten zuverlässig berücksichtigt werden. Die theoretischen Grundlagen der FLAC-Analyse sind in CUNDALL/BOARD [38] bzw. im Handbuch des Programms [40] detailliert beschrieben.

Die Diskretisierung des Boden-Geokunststoff-Verbundsystems beinhaltet bekanntlich drei Elemente: (i) Boden, (ii) Geokunststoff und (iii) Interface (vgl. Abschnitt 2.7.2). Bei der kontinuumsmechanischen Modellierung wird der Boden durch 3D-Volumenelemente und der Geokunststoff durch 2D-Strukturelemente dargestellt (vgl. Abbildung 2.17a). Die Wechselwirkung wird durch Interface-Elemente an beiden Seiten des Geokunststoffs berücksichtigt.

Die Geokunststoffe als Bewehrungselemente unterscheiden sich von den herkömmlichen Bewehrungsmaterialien aufgrund ihrer zweidimensionalen Struktur und ihrer hohen Verformbarkeit. Diese Bewehrungseinlagen sind Elemente mit einer Dehnsteifigkeit, aber ohne Biegesteifigkeit. Daher können sie nur Zugkräfte aufnehmen, keine Biegebeanspruchung.

Die Geokunststoffe bzw. Geogitter lassen sich numerisch durch "eindimensionale" bzw. "zweidimensionale" Strukturelemente idealisieren. Das Programm FLAC 3D bietet in der Version 2.1 insgesamt sechs verschiedene Strukturelemente an, wobei sich hierbei die Kabelelemente (*cable structural element*) und die Schalenelemente (*shell structural element*) für die Modellierung der Geokunststoffeinlagen eignen (s. Abbildung 7.1).

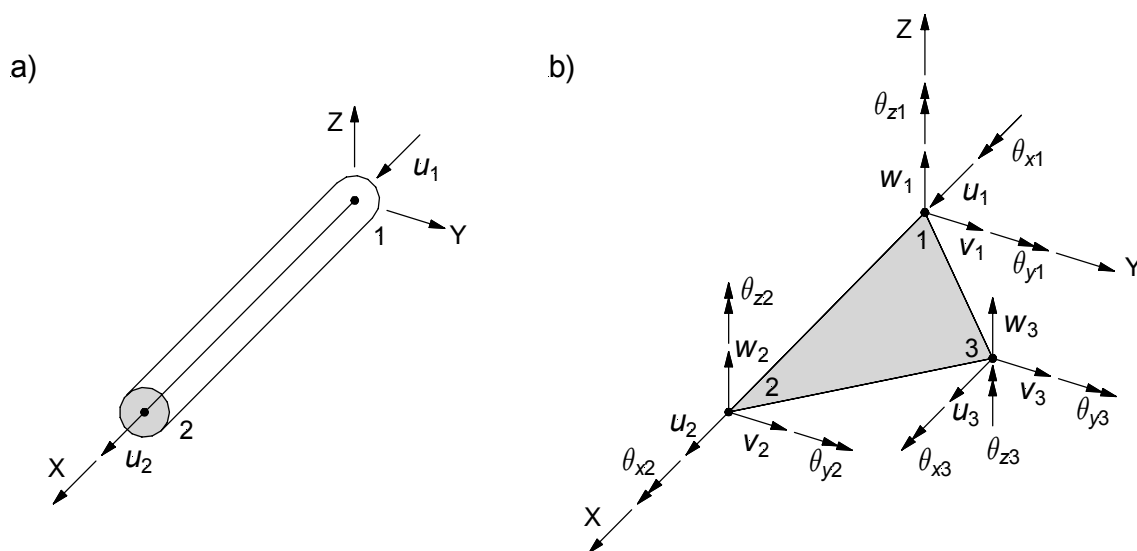


Abbildung 7.1: Strukturelemente des Programms FLAC 3D [40]

- a) Kabelelement (*cable structural element*)
- b) Schalenelement (*shell structural element*)

Die Kabelelemente sind eindimensionale Elemente, bestehend aus zwei Knoten (s. Abbildung 7.1a). Jeder Knoten hat nur einen Freiheitsgrad, nämlich eine Translation entlang der Stabachse. Kabelelemente können infolge Zug oder Druck versagen

jedoch keine Biegemomente aufnehmen, d. h., dass die Kräfte nur eindimensional wirksam werden. Die Kräfte werden durch Reibung entlang der Elementachse mobilisiert.

Die Schalenelemente (*kurz*: SEL) sind ebene dreieckige finite Elemente geringer Dicke. Sie besitzen 6 Freiheitsgrade je Knoten (drei Verschiebungen und drei Verdrehungen). Das in Abbildung 7.1b dargestellte Element besitzt daher 18 Freiheitsgrade. Prinzipiell kann man für Schalenelemente auch Viereckelemente benutzen. Dreieckelemente bieten den Vorteil, dass sie beliebige Randkonturen besser darstellen können als Viereckelemente, die aber ihrerseits ein besseres Konvergenzverhalten haben. Das mechanische Verhalten des Schalenelements wird durch die Spannungsmobilisation hervorgerufen, die auf der Theorie der dünnen Schalen und Platten basiert, in denen die Verschiebungen, die durch Querverzerrungen verursacht werden, vernachlässigt werden.

Eine Übersicht über die Modellierungsmöglichkeiten von flexiblen Geokunststoffen mit den o. g. Strukturelementen des Programms FLAC 3D, Version 2.0, wird in GOTTELAND et al. [46] gegeben.

7.3.1 Grundlagen des Strukturelementes "GEOGRID"

Um das Verhalten von flexiblen Geokunststoffen bzw. von Geogitter zu modellieren wurde von der Firma Itasca Consulting Group, Inc. das Strukturelement GEOGRID für FLAC 3D entwickelt. Dieses Strukturelement steht erst seit der Erscheinung des Programms in der Version 2.1 im Jahre 2002 für die Nutzer zur Verfügung.

Das mechanische Verhalten eines jeden GEOGRID Strukturelementes wird zum einen durch die Strukturreaktion des Geogittermaterials selbst und zum anderen durch das Interaktionsverhalten des GEOGRID Strukturelementes mit dem FLAC 3D-Gitter charakterisiert. Die GEOGRID Strukturelemente werden ebenen Spannungselementen (CST – *plane-stress-element*) zugewiesen. Diese bestehen aus einem Dreiknotenelement mit zwei Translationsfreiheitsgraden pro Knoten. Somit widerstehen diese Elemente einer Membranbelastung, aber keiner Biegebelastung. Eine Membranstruktur kann aus einer Aneinanderreihung von GEOGRID Strukturelementen (*kurz*: geogridSEL) modelliert werden. Das modellierte Geogitter verhält sich als ein isotropes oder orthotropes, linear elastisches Material ohne Versagensgrenze (Bruchkriterium). Eine schergerichtete Reibungsinteraktion findet zwischen dem Geogitter und dem FLAC 3D-Gitter (in der Tangentenebene auf der Geogitteroberfläche) statt (Abbildung 7.3). Das GEOGRID Strukturelement kann als das zweidimensionale Analogon des Kabelelementes (*cable structural element*) verstanden werden.

Ein GEOGRID Element wird innerhalb des FLAC 3D-Gitters eingebettet. Das mechanische Prinzip des Verbundverhaltens in der Grenzfläche zwischen Geogitter und Boden wird in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt. Abbildung 7.2 zeigt die auf das Geogitter (GEOGRID) wirkenden Spannungen. Diese Spannungen bestehen aus der effektiven Normalspannung σ' und der totalen Scherspannung τ . Diese Spannungen werden durch die sich im Geogitter entwickelnde Membrankraft (in Abbildung als \bar{N} bezeichnet) ausgeglichen.

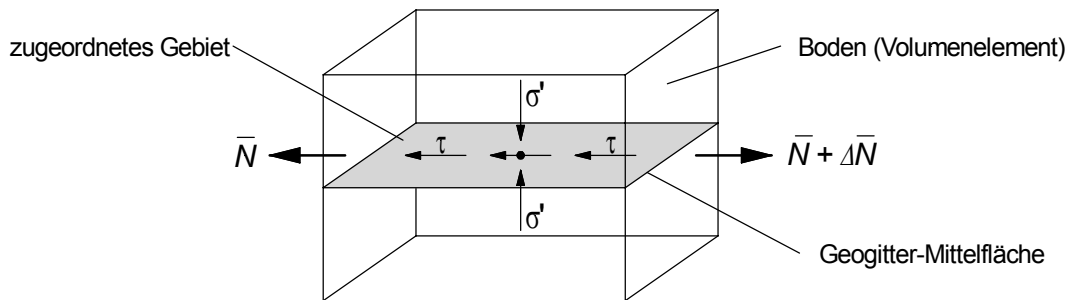


Abbildung 7.2: Spannungsverhältnisse um einen Knoten eines GEOGRID Strukturelementes [40]

Numerisch wird das Trennflächenverhalten an jedem Geogitterknoten durch eine starre Befestigung in der Normalenrichtung und ein Feder-Gleiter-System in der Tangentenebene der Geogitteroberfläche repräsentiert. Die Orientierung des Feder-Gleiters ändert sich als Reaktion der relativen Scherverschiebung Δu_s zwischen dem Geogitter und dem umgebenden Medium (Abbildung 7.3). Da nur ein einziger Feder-Gleiter an jedem Knoten existiert, stellt sich das Geogitterverhalten ähnlich einem groben Netz mit kreuzweise verbundenen Stäben dar (vgl. Abbildung 7.8c). Der Feder-Gleiter überträgt die auftretenden totalen Scherkräfte auf die angrenzenden Gebiete beiderseits der Geogitteroberfläche.

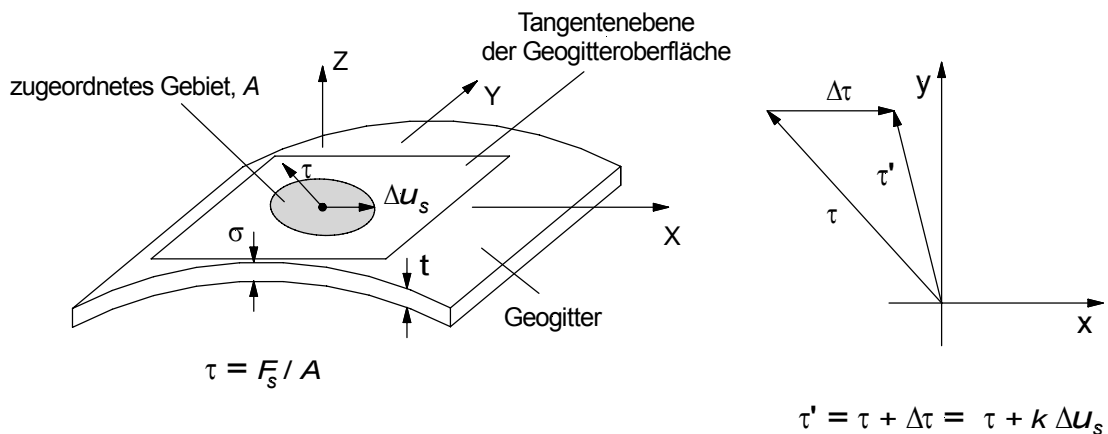


Abbildung 7.3: Idealisierung des Trennflächenverhaltens an einem Geogitterknoten [40]

Die Parameter für das Scherverhalten der Geogitter-Boden-Trennfläche werden bei den GEOGRID Strukturelementen durch "gekoppelte Federeigenschaften" mit der Steifigkeit k_{gg} , der Kohäsion c_{gg} , dem Reibungswinkel φ_{gg} und durch die effektive Normalspannung σ' modelliert (Abbildung 7.4). Die "gekoppelten Federeigenschaften", die mit jedem GEOGRID Strukturelement verbunden sind, werden an den Geogitterknoten gemittelt.

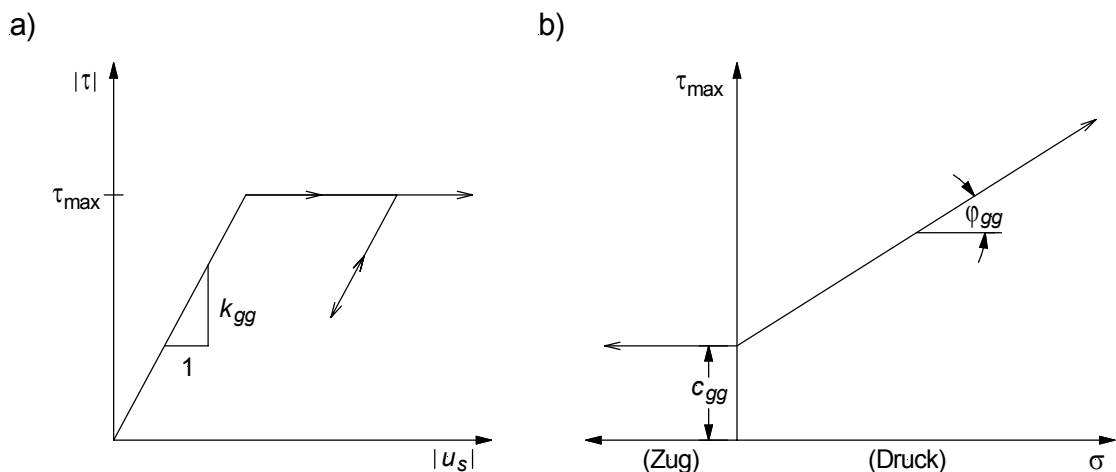


Abbildung 7.4: Trennflächen-Scherverhalten des GEOGRID Strukturelementes [40]

- a) Scherspannungs-Scherweg-Verhalten
- b) Scherspannungs-Kriterium

Die effektive Normalspannung σ' wirkt senkrecht zur Geogitteroberfläche und wird an jedem Geogitterknoten, basierend auf der mit dem Knoten verbundenen Zone wirkenden Spannung, berechnet. Die Normalenrichtung der Geogitteroberfläche ist als z-Richtung deklariert.

Beim Ermitteln der relativen Scherverschiebung Δu_s in der Geogitter-Boden-Trennfläche wird ein Interpolationsschema benutzt, um die Gitterverschiebung über das Verschiebungsfeld der Zone, zu welchem der Knoten verbunden ist, zu berechnen. Das Interpolationsschema benutzt dabei Wichtungsfaktoren, welche durch die Distanz zu jedem der Gitterpunkte der einzelnen Zonen bestimmt werden. Dasselbe Interpolationsschema wird verwendet, um die sich in der Geogitter-Boden-Trennfläche entwickelnden Kräfte auf die Gitterpunkte einer Zone zu übertragen.

An jedem Gitterknoten wird eine interpolierte Gittergeschwindigkeit errechnet. Die Geschwindigkeit senkrecht zur Geogitteroberfläche wird direkt zum Knoten übertragen, das heißt, die Geogitterknotenbewegungen sind mit den FLAC 3D-Gitterbewegung in Normalenrichtung identisch. Der Knoten übt keine Normalkraft auf das

Gitter aus, wenn alle GEOGRID Strukturelemente, die sich an den Knoten anschließen, in einer Ebene liegen. Liegen sie nicht in einer Ebene, wird ein gewisser Anteil ihrer Membrankraft in die Normalenrichtung wirken.

Die GEOGRID Strukturelemente unterstützen '*large-strain*' Gleiten bei Verwendung des *large-strain*-Modus. Dies ermöglicht die Berechnung von sehr großen Dehnungen/Verschiebungen sowie des Nachbruchverhalten. Dabei findet ein beträchtliches Gleiten zwischen den Geogitterknoten des Strukturelementes GEOGRID und den einzelnen Zonen des FLAC 3D-Gitters statt. Wenn sich ein Geogitterknoten aus allen Zonen herausbewegt hat, dann wird eine Verbindung mit den Zonen nicht mehr hergestellt, auch wenn sich der Knoten später in die Zonen zurückbewegt. Ansonsten bleibt die Verbindung intakt, wenn die Geogitterknoten zwischen den Zonen gleiten.

Die folgenden Befehle für die GEOGRID Strukturelemente legen die charakteristischen Eigenschaften für das Geogitter fest:

- (1) *density* Dichte ρ
- (2a) *isotropic* Isotrope Materialeigenschaften: E und ν
- (2b) *orthotropic* Orthotrope Materialeigenschaften: \bar{e}_{11} , \bar{e}_{12} , \bar{e}_{22} , \bar{e}_{33}
- (3) *thexp* thermischer Ausdehnungskoeffizient α_t
- (4) *thickness* Dicke t
- (5) *cs_scoh* Trennflächenkohäsion c_{gg}
- (6) *cs_fric* Trennflächenreibungswinkel φ_{gg}
- (7) *cs_sk* Trennflächensteifigkeit k_{gg}
- (8) *slide* '*large-strain*' Modus
- (9) *slide_tol* Gleittoleranz im '*large-strain*' Modus

Wie aus diesen Eigenschaftsbefehlen ersichtlich ist, können die Geogitter entweder als isotropes (2a) oder als orthotropes (2b) Material beschrieben werden. Das Scherverhalten der Geogitter-Boden-Trennfläche wird durch die drei "gekoppelten Feder-eigenschaften" (5) - (7) modelliert.

7.4 Numerische Simulation von Herausziehversuchen – Parameterstudie mit dem Strukturelement GEOGRID

Zur Untermauerung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen wurde im Rahmen dieser Arbeit eine Reihe von numerischen Simulationen zur vertieften Analyse des Herausziehverhaltens von Geogittern durchgeführt. Hierbei liegt der Schwerpunkt der Parameterstudie, neben der Bestimmung der versuchsspezifischen und gerätetechnischen Effekte, in der Identifizierung wesentlicher Parameter, die sich auf das Herausziehverhalten von in nichtbindigen Lockergesteinen eingebetteten Geogittern auswirken. In diesem Abschnitt werden sowohl die Geometrie des Modells, die verwendeten Stoffparameter, die Berechnungsserien als auch die erzielten Berechnungsergebnisse der 3D-FDM-Analyse vorgestellt und diskutiert.

7.4.1 Verwendetes Stoffgesetz des Lockergesteins

Der Charakterisierung der mechanischen Eigenschaften des Lockergesteins wurde das in numerischen Bemessungsverfahren der Geotechnik oft verwendete und verfügbare MOHR-COULOMB'sche Modell des elasto-plastischen Lockergesteinsverhaltens mit idealer Plastizität zugrunde gelegt. In einer konkreten geotechnischen Anwendung von Lockergesteinen lassen sich rechnerische Bemessungsaufgaben hinsichtlich möglicher Verschiebungen sowie Standsicherheiten von Bauwerken mit Hilfe der Materialkennwerte des MOHR-COULOMB'schen Materialgesetzes lösen.

Das MOHR-COULOMB'sche Materialgesetz stellt eine einfache elasto-plastische Erweiterung der isotropen linearen Elastizität zur Berücksichtigung des realen mechanischen Verhaltens von Lockergesteinen dar (Abbildung 7.5a). Das Verhalten bis zur Fließspannung σ_f wird durch die lineare Elastizität E nach HOOKE beschrieben. Innerhalb der Fließfläche, welche die Grenzbedingung darstellt, verhält sich der Boden elastisch. Bei Spannungszuständen auf der Fließfläche kommt es zu plastischen Verformungen. Diese Grenzbedingung ist in Abbildung 7.5b im dreidimensionalen Spannungsraum dargestellt.

Das MOHR-COULOMB'sche Materialgesetz basiert auf der experimentell vielfach bestätigten Erscheinung, dass ein Scherversagen in einem Lockergesteinselement mit dem größten σ'_1 und kleinsten Wert der Hauptspannungen σ'_3 verbunden ist und der Wert der mittleren Hauptspannung σ'_2 nur eine untergeordnete Rolle spielt mit

$$\sigma'_1 > \sigma'_2 \geq \sigma'_3. \quad \text{Gl. (7.1)}$$

Die Fließbedingung des MOHR-COULOMB'schen Materialgesetzes lautet für das Scherversagen

$$f_s = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' \quad \text{Gl. (7.2)}$$

und für das Zugversagen

$$f_t = \sigma'_3 - \sigma'_t. \quad \text{Gl. (7.3)}$$

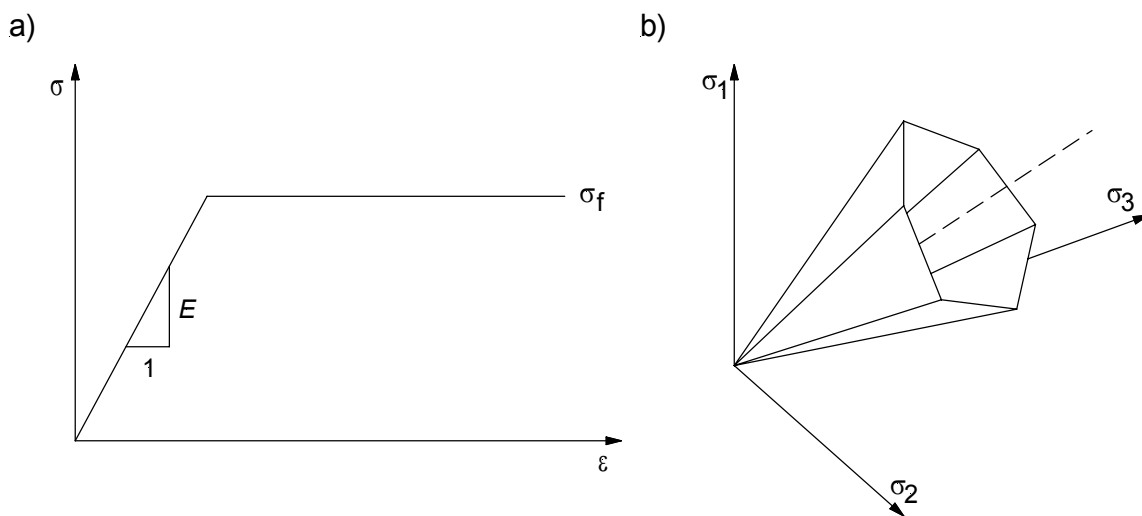


Abbildung 7.5: MOHR-COULOMB Modell (ideal-plastisch)

- a) Grundlagen des linear-elastischen, ideal-plastischen MOHR-COULOMB Modells
 b) Fließfläche im Hauptspannungsraum für kohäsionslosen Boden

Der wirksame Reibungswinkel φ' und die wirksame Kohäsion c' sind die in der Fließbedingung des MOHR-COULOMB'schen Materialgesetzes definierten Kennwerte der Scherfestigkeit. In Abhängigkeit von dem Wert der Fließbedingung f sowie der kleineren Hauptspannung σ'_3 ergeben sich unterschiedliche mechanische Verhalten:

- $f_s < 0$: Erstbelastung, Entlastung oder Wiederbelastung des Lockergesteinselementes ohne Scherversagen.

Das Verformungsverhalten wird durch das isotrop elastische Materialgesetz bestimmt und die Lockergesteinselemente erleiden nur reversible Verformungen. Das isotrop elastische Materialverhalten wird durch zwei mechanische Kennwerte beschrieben. Der Kompressionsmodul K erfasst die Volumendeformation ε_v von Lockergesteinselementen

$$p' = K \cdot \varepsilon_v, \quad \text{Gl. (7.4)}$$

in Abhängigkeit vom isotropen Spannungsanteil p' , der durch den Zusammenhang

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad \text{Gl. (7.5)}$$

definiert ist. Die Scherdeformationen werden durch den Schubmodul G bestimmt, der jeweils die Scherspannungen σ'_{xy} , σ'_{xz} , σ'_{yz} mit den Scherdeformationen ε_{xy} , ε_{xz} , ε_{yz} verbindet

$$\sigma'_{xy} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_{xy}, \quad \sigma'_{xz} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_{xz}, \quad \sigma'_{yz} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_{yz}. \quad \text{Gl. (7.6)}$$

Die weiteren Kennwerte des isotrop-elastischen Materialverhaltens sind der Elastizitätsmodul E , der mit dem Schubmodul G , dem Kompressionsmodul K sowie mit dem Steifemodul E_s durch die Gleichungen

$$E = G \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \quad \text{Gl. (7.7)}$$

$$E = K \cdot 3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \quad \text{Gl. (7.8)}$$

$$E = \frac{E_s \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + \nu)}{(1 - \nu)} \quad \text{Gl. (7.9)}$$

über die Querdehnungszahl ν verbunden ist. Es ist ausreichend, jeweils zwei der vorgestellten Kennwerte des isotrop-elastischen Materialgesetzes zu definieren.

- **$f_s = 0$** : Scherversagen des Lockergesteinselementes mit bleibenden Verformungen.

Die Größe der bleibenden Deformationen wird durch die Fließregel für das Scherversagen

$$g_s = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \cdot \sin \Psi \quad \text{Gl. (7.10)}$$

bestimmt. Die Größe des Dilatanzwinkels Ψ als Materialparameter bestimmt die Entwicklung volumetrischer Dehnungen beim Scherversagen des Lockergesteins.

- $f_t = 0$: Zugversagen des Lockergesteinselementes mit bleibenden Verformungen.

Wenn die kleinere Hauptspannung σ'_3 Werte unterhalb der Zugfestigkeit des Materials σ_t aufnimmt, treten plastische Zugdeformationen im Lockergestein auf, die durch die Fließregel für das Zugversagen

$$g_t = -\sigma'_3 \quad \text{Gl. (7.11)}$$

beschrieben werden können.

Das MOHR-COULOMB-Modell verwendet demnach zur Beschreibung des elastischen (ε^e) und des plastischen (ε^p) Verhaltens 5 Parameter:

- ε^p : Kohäsion c' , Reibungswinkel φ' , Dilatanzwinkel Ψ ;
- ε^e : Elastizitätsmodul E , Querdehnungszahl ν .

Die praktische Anwendung des MOHR-COULOMB'schen Materialgesetzes ist sehr weit verbreitet. Ein großer Vorteil des Materialgesetzes ist der begrenzte experimentelle Aufwand, der zur Bestimmung der Materialkennwerte erforderlich ist. Durch Anwendung des MOHR-COULOMB'schen Materialgesetzes können zuverlässige Standsicherheitsaussagen erarbeitet werden. Ein Nachteil des Materialgesetzes ist, dass die Formulierung der isotrop-linearen Elastizität zwischen Erstbelastung sowie Entlastung und Wiederbelastung nicht unterscheidet, in denen sich das mechanische Lockergesteinsverhalten jedoch grundsätzlich ändert. Diese Eigenschaft muss insbesondere bei der Bewertung der Ergebnisse von Verschiebungsberechnungen für geotechnische Probleme, in denen Entlastungsvorgänge und Wiederbelastungsvorgänge gekoppelt vorkommen, berücksichtigt werden (TAMÁSKOVICS et al. [115]).

Ferner wird beim MOHR-COULOMB'schen Materialgesetz angenommen, dass die Steifigkeit des Untergrunds mit der Tiefe konstant bleibt, was nicht ganz der Realität entspricht. Es muss daher in den jeweiligen Bodenschichten ein mittlerer Steifemodul eingesetzt werden. Durch die Definition von mehreren Schichten kann die Spannungsabhängigkeit jedoch relativ gut berücksichtigt werden.

7.4.2 Berechnungsserien

In dieser Studie wurden drei numerische Berechnungsserien durchgeführt, die Details sind in der Anlage C gegeben. Mit den Berechnungsserien wird zum einen das Ziel verfolgt die Einsatzfähigkeit des Simulationsmodells bzw. des Strukturelementes

GEOGRID hinsichtlich der Simulation eines Herausziehversuchs nachzuweisen (*BI*) und zum anderen im Rahmen einer ausgedehnten Parameterstudie wesentliche Einflussparameter auf den Herausziehwiderstand herauszuarbeiten (*BII* und *BIII*).

- **Berechnungsserie *BI* – Verifikation des Simulationsmodells:**
Verifikation und Studium des numerischen Simulationsmodells. Als Verifikationsversuch wird die Versuchsserie [PV.Fd; G.we.750; KS 0/8] gewählt.
Veränderliche Parameter: Parameter des Simulationsmodells: Herausziehgeschwindigkeit, Anzahl der Volumen- bzw. SEL-Elemente.
- **Berechnungsserie *BII* – Geogitterparameter:**
Studium des Einflusses der Geogitterparameter auf das Verbundverhalten.
Veränderliche Parameter: E-Modul E ; Einbindelänge l ; Geogitterbreite b .
- **Berechnungsserie *BIII* – Geometrie und Randbedingungen:**
Studium des Einflusses der Geometrie und der Randbedingungen des Herausziehkastens auf das Verbundverhalten.
Veränderliche Parameter: Kastenabmessungen B, H, L ; Wandreibung μ .

7.4.3 Materialkennwerte, Modellbildung und Berechnungsablauf

In Tabelle 7.1 sind die für die Verifikation der numerischen Berechnungen verwendeten Stoffparameter des MOHR-COULOMB'schen Materialgesetzes des nichtbindigen Lockergesteins sowie die Stoffparameter des isotropen Geogitters zusammengefasst dargestellt. Als Referenz-Lockergestein wurde (KS 0/8) und als Referenz-Geogitter (G.we.750) gewählt. Die angegebenen bodenmechanischen Parameter stammen aus eigenen Untersuchungen. Die Stoffparameter des Geogitters wurden mit den Daten aus den Produktdatenblättern des Herstellers berechnet.

Der numerischen Simulation liegt die Annahme zugrunde, dass ein plastisches Fließen sowohl in der Geogitter-Boden-Trennfläche und/oder in den Lockergesteinzonen entstehen kann, wohingegen das Geogitter ($E = 5,75$ [GPa], $\nu = 0,3$ [-]) elastisch bleibt (linear-elastisches Materialverhalten ohne Versagensgrenze). Die Trennflächenparameter (k_{gg} , c_{gg} , φ_{gg}) wurden aus der zu verifizierenden Versuchsserie [PV.Fd; G.we.750; KS 0/8] hergeleitet (vgl. Anlage B.1.3). Beispielhaft sei nachfolgend die Bestimmung dieser Parameter für eine Auflastspannung von $\sigma' = 50$ [kN/m²] gezeigt (Abbildung 7.6).

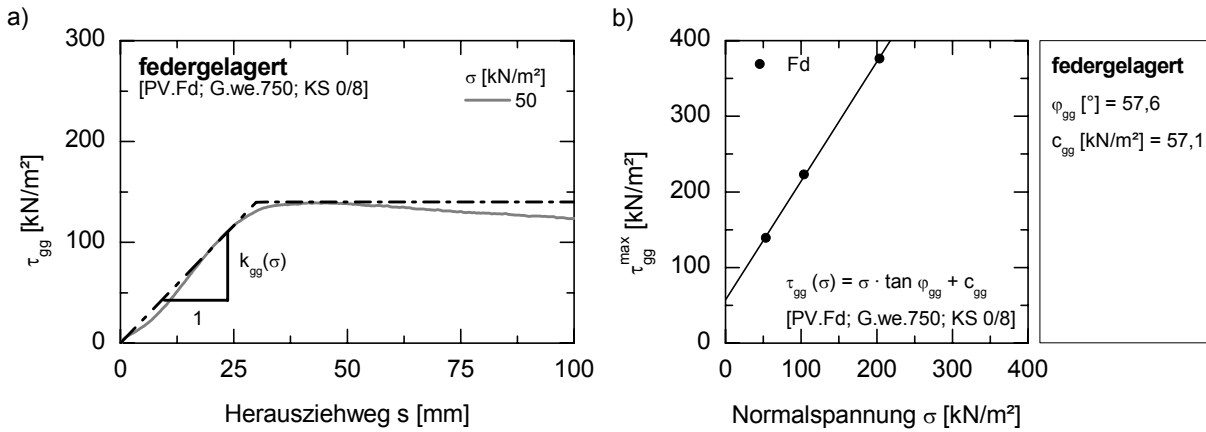


Abbildung 7.6: Trennflächenparameter der Versuchsserie [PV.Fd; G.we.750; KS 0/8] ($\sigma' = 50 \text{ [kN/m}^2\text{])$

- a) Herausziehspannungs-Herausziehweg-Diagramm
- b) Höchsttherausziehspannungs-Normalspannungs-Diagramm

Die Trennflächensteifigkeit k_{gg} entspricht dem Anstieg der Kurve der Herausziehspannung $\tau_{gg}(\sigma' = 50 \text{ [kN/m}^2\text{])}$ (Abbildung 7.6a). Der Steifigkeitswert k_{gg} berechnet sich gemäß Gleichung (7.12).

$$k_{gg}(\sigma) = \frac{\tau_{gg}^{\text{max}}(\sigma)}{\Delta s} \tag{Gl. (7.12)}$$

$$k_{gg}(50) = \frac{140 \text{ [kN/m}^2\text{]}}{27,5 \text{ [mm]}} \cong 5,09 \cdot 10^6 \text{ [N/m}^3\text{]}$$

Hierin bedeuten:

$\tau_{gg}^{\text{max}}(\sigma)$ Höchsttherausziehspannung bei Normalspannung σ ;

$$\tau_{gg}^{\text{max}}(\sigma) = F_p^{\text{max}}(\sigma) / b \cdot L \tag{Gl. (7.13)}$$

Δs Herausziehweg.

Die Werte des Trennflächenreibungswinkels φ_{gg} und der Trennflächenkohäsion c_{gg} können aus dem Höchstherausziehspannungs-Normalspannungs-Diagramm (Abbildung 7.6b) entnommen werden. Dabei entspricht die Steigung der Regressionsgeraden (Reibungsgerade) dem Trennflächenreibungswinkel φ_{gg} . Die Trennflächenkohäsion c_{gg} ist der Abschnitt dieser Linie mit der vertikalen Achse. Die Trennflächenparameter des Verifikationssystems für den untersuchten Normalspannungsbereich $\sigma' = (50 \dots 200)$ [kN/m²] sind angegeben in Tabelle 7.1.

Tabelle 7.1: Basisparameter der numerischen Simulation

Materialeigenschaften des Referenzbodens für das MOHR-COULOMB-Modell						
Bezeichnung	φ' [°]	c' [kN/m ²]	Ψ [°]	E [MN/m ²]	ν [-]	
KS 0/8	38,9	9,4	9,0	13,5	0,33	
KS 0/8:	Kiessand 0/8 mm					
Materialeigenschaften des Referenzgeogitters						
Bezeichnung	E [kN/m ²]	ν [-]	t [m]			
G.we.750	5,75E+06	3,0E-01	2,0E-03			
G.we.750:	Gewebtes Geogitter mit Kunststoff-Ummantelung					
Trennflächeneigenschaften des GEOGIRD-Strukturelementes						
σ [kN/m ²]	k_{gg} [N/m ³]	φ_{gg} [°]	c_{gg} [kN/m ²]			
50	5,09E+06	57,6	57,1			
100	6,76E+06	57,6	57,1			
200	8,55E+06	57,6	57,1			
k_{gg} Trennflächensteifigkeit; φ_{gg} Trennflächenreibungswinkel; c_{gg} Trennflächenkohäsion						
Basisparameter des numerischen Modells						
Bezeichnung	B [m]	b [m]	H [m]	h [m]	L [m]	l [m]
IPG	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50
IPG:	Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg					

Die Geometrie des untersuchten Modell-Herausziehkastens ist in Abbildung 7.7 schematisch dargestellt. Die Basisparameter des Modells wurden in Anlehnung an die Abmessungen des Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät (IPG) des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg gewählt (vgl. Abschnitt 3.2). Diese und weitere konstante Parameter des numerischen Modells sind in Tabelle 7.1 zusammengestellt.

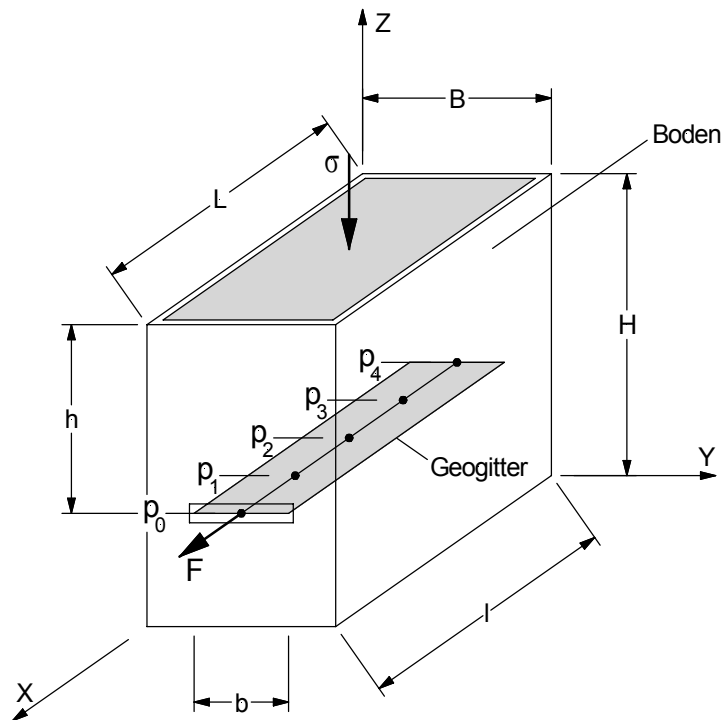


Abbildung 7.7: Versuchsanordnung für die numerischen Herausziehversuche

Das numerische FLAC-3D Modell wurde in mehreren Schritten aufgebaut. Begonnen wurde mit der Generierung des Berechnungsnetzes mit den Dimensionen von 0,5 [m] Länge und $n_1 = 8$ Zonen (X-Richtung), 0,5 [m] Breite und $n_2 = 6$ Zonen (Y-Richtung) sowie 0,2 [m] Höhe und $n_3 = 5$ Zonen (Z-Richtung). Folglich besteht das 3D-Modell aus 240 Volumenelementen, wie Abbildung 7.8a/b zeigt. Das zweidimensionale Geogitter besteht dahingehen aus 64 geogridSEL-Elementen. Abbildung 7.8c zeigt die Knoten- und SEL-Nummern. Der Generierung des Netzes folgt die Anpassung der Zonenbreite auf die Geogitterbreite b , so dass das Geogitter in seiner endgültigen Lage zentrisch im Bodenkörper liegt und der Zonenanstand innerhalb dieser Breite konstant ist. Die Vernetzungsdichte erfolgte zum einen vor dem Hintergrund einer hohen Rechengenauigkeit und zum anderen einer moderaten Berechnungszeit (s. Abschnitt 7.5.1).

Die Verschiebungsrandbedingungen wurden vereinfacht auf der Bodenoberfläche definiert. Die Randbedingungen ähneln einem oben offenen Kasten mit steifen aber reibungsfreien Wänden. Die Normalspannung wurde an der Oberseite des Systems als schlaife Last aufgebracht (Abbildung 7.8a). Dabei wurde das auf dem Geogitter aufliegende Bodeneigengewicht mit berücksichtigt, so dass die Vorgabeauflast der Normalspannung in der Ebene des Geogitters entspricht.

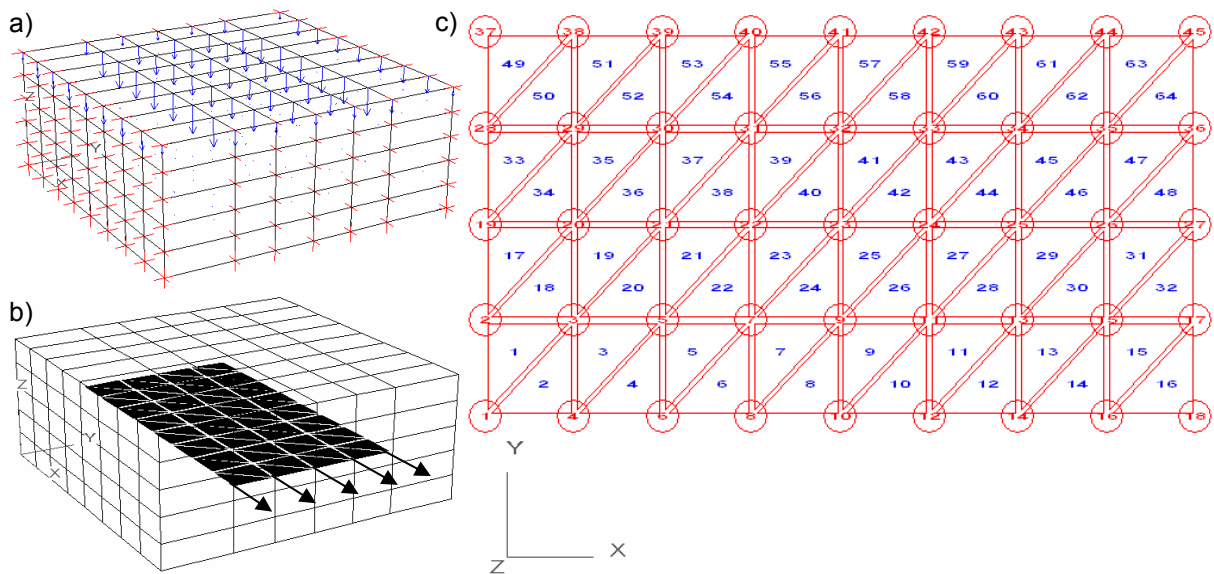


Abbildung 7.8: FLAC 3D Modell der Herausziehversuche

- a) Verschiebungsrandbedingungen und Auflast
- b) Geogitter und Herausziehrichtung
- c) Detail des GEOGRID-Strukturelements mit Knoten- und SEL-Nummern

Das Geogitter wurde an der vordersten Knotenreihe des Strukturelementes (Knoten: 18, 17, 27, 36, 45) mit einer konstanten Herausziehgeschwindigkeit aus dem Bodenverbund herausgezogen. Als Herausziehrichtung wurde die positive X-Richtung festgelegt (Abbildung 7.8b). Während des Tests wurden der Herausziehweg s und die Herausziehkraft F bzw. -spannung τ_{gg} aufgezeichnet. Die Herausziehspannung τ_{gg} entspricht der Summe der Ungleichgewichtskräfte, die auf den Geogitterknoten entlang der Kastenfrontseite wirken, dividiert durch die eingebettete Probenfläche (vgl. Abbildung 7.3a). Die Herausziehkraft F ist die Multiplikation dieser Spannung mit der Einbindelänge L der Geogittermessprobe (vgl. Gleichung (7.13)). Beide Werte wurden mit dem FLAC-internen Programmiersprache FISH berechnet ('*po_stress*' bzw. '*po_force*'). Ferner wurden die Trennflächenspannungen und -verschiebungen entlang der Geogitter-Mittellinie im Intervall von 0,125 [m] an fünf Punkten des Geogitters aufgezeichnet. Die Positionen der Messpunkte entsprechen den Punkten P_i in der Abbildung 7.7.

Weitere Auswertungen erfolgten für spezielle Knoten (*kurz*: ID), geogridSEL-Elemente (*kurz*: CID) oder einen speziellen Schnitt durch das Volumen- bzw. Geogitterelement.

Die Simulation der Pullout-Versuche von in nichtbindigen Lockergesteinen eingebetteten Geogittern erfolgte wirklichkeitsnah in verschiedenen Phasen. Die Eingabe der Geometrie, die Netzgenerierung und die Reihenfolge der Berechnungsschritte aller Serien erfolgten einheitlich. Vor der eigentlichen Berechnung wurde der Ausgangszustand infolge des Eigengewichts des Lockergesteins berechnet. Nach der Konsolidationsphase wurden alle Verschiebungen und Rotationen auf Null gesetzt und das Geogitter gemäß obiger Beschreibung herausgezogen.

7.5 Ergebnisse und deren Diskussion

Einige ausgewählte Ergebnisse der Berechnungsserien werden im Folgenden dargestellt und diskutiert.

7.5.1 Berechnungsserie *BI* – Verifikation des Simulationsmodells

Die Berechnungsserie *BI* dient vorrangig der Verifizierung des Simulationsmodells und dessen Studium. Für letzteres wurden die Basisparameter des numerischen Modells (s. Tabelle 7.1) konstant gehalten und die interessierenden Parameter variiert. Als Verifikationsversuch wurde die Versuchsserie [PV.Fd; G.we.750; KS 0/8] gewählt. Das detaillierte Programm der Berechnungsserie *BI* ist in der Anlage C.1 tabellarisch wiedergegeben.

In Abbildung 7.9 sind die mit FLAC 3D numerisch berechneten Versuchsergebnisse den im IPG gemessenen Herausziehspannungs-Herausziehweg-Linien am Beispiel der Versuchsserie [PV.Fd; G.we.750; KS 0/8] gegenübergestellt. Aus dem Vergleich ist ersichtlich, dass die numerische Simulation die Versuchsergebnisse sehr gut beschreibt. Sowohl die Bruchwerte als auch die zugehörigen Bruchverschiebungen liegen in der gleichen Größenordnung. Die geringfügige Diskrepanz zwischen den berechneten und den gemessenen Herausziehspannungen können die diversen vereinfachenden Annahmen in den Berechnungen (Verschiebungsrandbedingungen, schlaufe Auflast etc.) sowie versuchstechnische Effekte wie Schlupf in der Spannrolle (ausstrecken der Filamente zu Versuchsbeginn), Beschädigung der Oberfläche (Abrasion der Kunststoffummantelung) und Verzahnungseffekte sein. Diese letztgenannten Effekte lassen sich in der kontinuumsmechanischen Simulation nicht nachbilden.

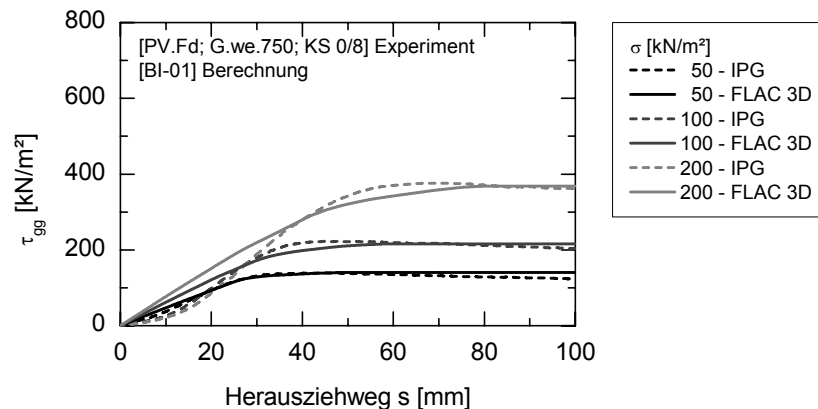


Abbildung 7.9: Vergleich der im IPG gemessenen Herausziehspannungs-Herausziehweg-Linien mit der FLAC 3D Berechnungen am Beispiel der Versuchsserie [PV.Fd; G.we.750; KS 0/8]

Mit diesen sehr gut übereinstimmenden Ergebnissen ist somit der Nachweis der Simulationsfähigkeit eines Herausziehversuchs mit dem entworfenen FLAC 3D Basismodell erbracht. Folglich können mit dem Strukturelement GEOGRID wesentliche Einflussparameter auf den Herausziehwiderstand untersucht werden.

Für die Aufgabenstellung ist es wichtig ein optimales numerisches Modell zu finden, welches den Ansprüchen der Zielsetzung gerecht wird. Hierbei soll eine Optimierung der Genauigkeit der Ergebnisse erzielt werden. Ebenfalls ist es wichtig, eine geringe Rechenzeit für das entsprechende Modell zu erreichen, da der Rechenaufwand bei einer Simulation eines Herausziehversuchs mit hoher Vernetzungsdichte und zu langsamer Herausziehgeschwindigkeit extrem hoch ausfällt.

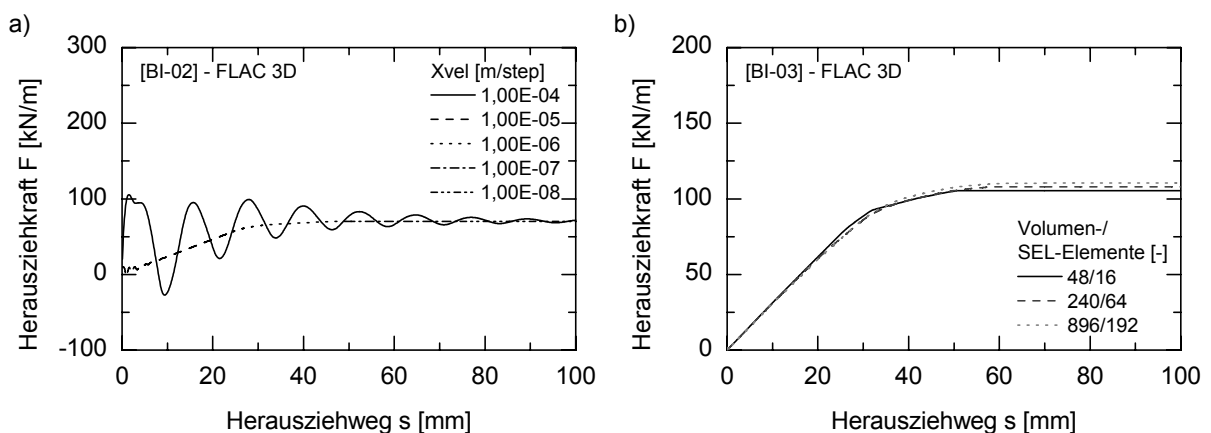


Abbildung 7.10: Einfluss der a) Herausziehgeschwindigkeit und der b) Vernetzungsdichte auf die berechnete Herausziehkraft F

Abbildung 7.10 zeigt den Einfluss der Herausziehgeschwindigkeit $Xvel$ bzw. der Vernetzungsdichte auf die berechnete Herausziehkraft F . Es ist ersichtlich, dass bei einer Herausziehgeschwindigkeit von $Xvel > 1,00E-05$ die Berechnungswerte oszillieren und folglich der tatsächliche Herausziehkraftverlauf nicht wiedergegeben wird (Abbildung 7.10a). Zu niedrige Herausziehgeschwindigkeiten führen zu extrem hohen Berechnungszeiten und stehen in keinem Verhältnis zu der erzielten geringfügigen Rechengenauigkeit. Die Anzahl der Volumen- bzw. SEL-Elemente wirkten sich auf die berechnete Herausziehkraft F kaum aus (Abbildung 7.10b). Für die weiteren Untersuchungen liegt dem Simulationsmodell daher eine Herausziehgeschwindigkeit von $Xvel = 1,00E-06$ zugrunde. Es besteht aus 240 Volumenelementen bzw. aus 64 SEL-Elementen, wie Abbildung 7.8 zeigt.

In Abbildung 7.11 sind die Geogitter X-Verschiebungen u_i in den Messpunkten P_i (vgl. Abbildung 7.7) in Abhängigkeit von der aufgetragenen Horizontalverschiebung $s = P_0$ im Bereich von 60 bis 80 [mm] dargestellt. Es ist das Phänomen der progressiven Verschiebungsaktivierung von der vorderen Einbindelänge in den hinteren Bereich zu beobachten. Die gleichen Steigungen der Verschiebungslinien zeigen an, dass sich alle Punkte mit der gleichen Rate wie der vordere Punkt P_0 bewegen und der Versatz zeigt, dass sich die vorderen Punkte weiter als die rückseitigen Punkte verschoben haben (s. auch Abbildung 7.12a). Die relativ geringen Verschiebungsdifferenzen zwischen den einzelnen Punkten sind mit der relativ hohen Dehnsteifigkeit des Geogitters (G.we.750) – im Vergleich zu der des umgebenden Bodens – zu begründen. Vor dem Erreichen des Gleitzustands entwickeln sich im Geogitter sehr geringe Dehnungen (vgl. Abschnitt 7.5.2). Das Y-Verschiebungsfeld über die gesamte Einbindelänge des Geogitters zeigt das in den experimentellen Versuchen vielfach beobachtete Phänomen des Einschnürens (Abbildung 7.12b).

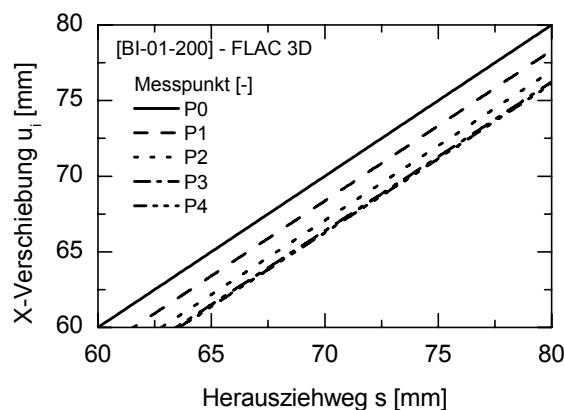


Abbildung 7.11: X-Verschiebungen u_i entlang der Geogitter-Mittellinie in Abhängigkeit von der aufgetragenen Horizontalverschiebung (P_0)

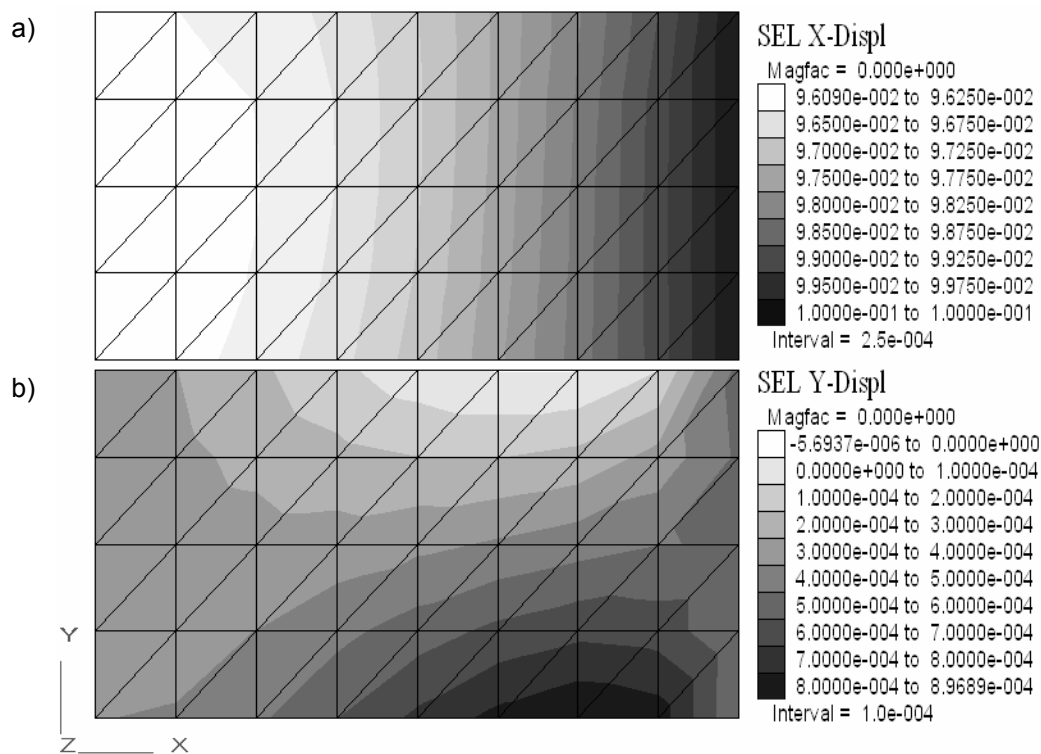


Abbildung 7.12: Verschiebungsfeld des Geogitters bei $P_0 = 100$ [mm] [BI-01-200]

- a) X-Verschiebungen (u_i)
b) Y-Verschiebungen (v_i)

Bei einer Verschiebung von $P_0 = 100$ [mm] wird die infolge der Zugbeanspruchung innerhalb des Geogitters aktivierte Membrankraft N_x (Abbildung 7.13a) und die Membranspannung σ_{xx} (Abbildung 7.13b) untersucht. In diesen beiden Darstellungen ist der Plastifizierungszustand der lokalen Kopplungsfedern überlagert (dargestellt durch Kreise). Auf den ersten Blick fällt auf, dass sich alle Federgleiter im plastischen Verformungszustand befinden.

Die resultierende Membrankraft an der Auszugsseite beträgt ca. 182,98 [kN/m] und korrespondiert mit der im IPG experimentell gemessenen Herausziehkraft von $F^{max} = 188,19$ [kN/m]. Die Kräfte werden erwartungsgemäß vom vorderen Bereich in die hinteren Abschnitte übertragen. Da die Membrankraft entlang der Zugachse konstant ist, lässt sich die Membranspannung σ_{xx} in der Mittelachse abschätzen, indem die Membrankraft N_x durch die Geogitterdicke t dividiert wird.

$$\sigma_{xx} = \frac{N_x}{t} = \frac{182,98 \text{ [N/m]}}{2 \text{ [mm]}} \cong 9,15 \cdot 10^4 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \text{Gl. (7.14)}$$

Der Wert der berechneten Membranspannung σ_{xx} ist in Abbildung 7.13b wieder zu finden.

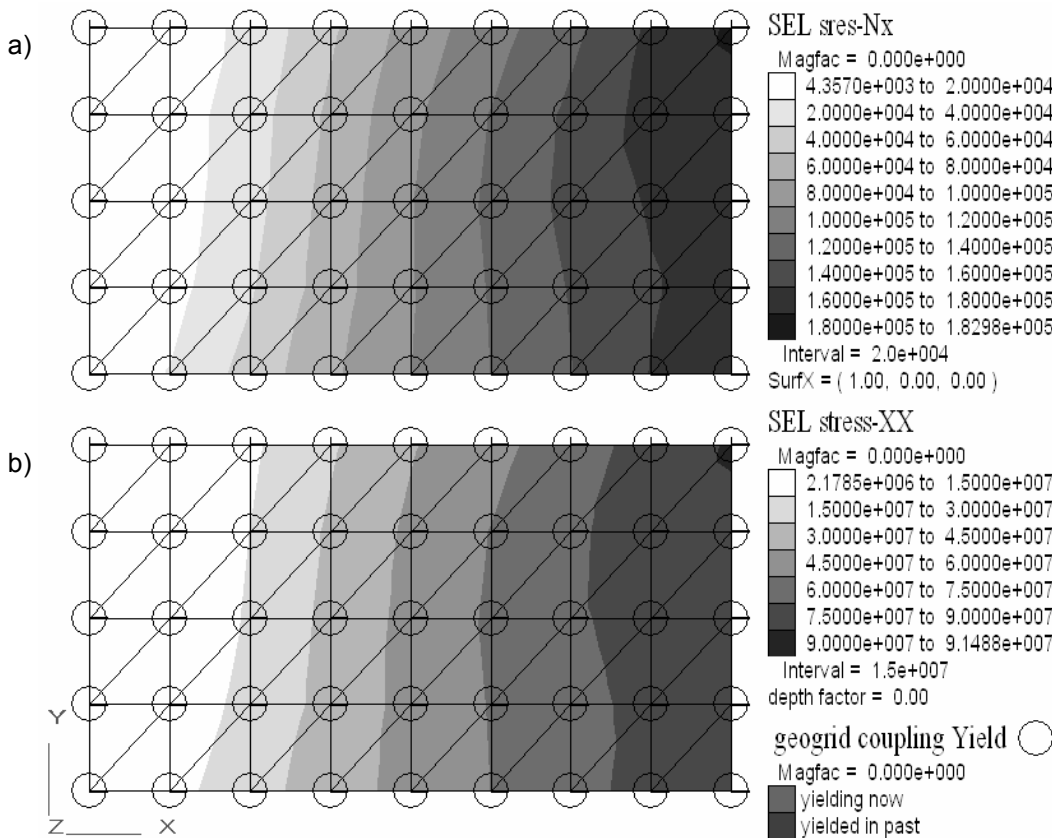


Abbildung 7.13: Auswertung der Berechnung [BI-01-200] bei $P_0 = 100$ [mm]

- a) Membrankraft N_x
 b) Geogitter XX-Spannung (σ_{xx})

7.5.2 Berechnungsserie BII – Geogitterparameter

Die Berechnungsserie *BII* dient dem Studium der Einflussgröße der Geogitterparameter auf das Verbundverhalten. Hierzu wurden ausgewählte Basisparameter des numerischen Modells (s. Tabelle 7.1) konstant gehalten und die interessierenden Parameter variiert. Das detaillierte Programm der Berechnungsserie *BII* ist in der Anlage C.2 tabellarisch wiedergegeben.

Die Auswirkung der Bewehrungssteifigkeit E auf die Herausziehkraft F ist in Abbildung 7.14 dargestellt. Bei identischem Auflastniveau sind sowohl die Verläufe der Herausziehkraft-Herausziehweg-Linien als auch die Werte der maximalen Herausziehkraften F^{max} und der zugehörigen Herausziehwege s_f unterschiedlich. Die dehnsteifen Geogitter erreichen bei sonst gleichen Bedingungen ein Kraftmaximum und weisen bei kürzerem Herausziehweg eine deutlich höhere Herausziehkraft F aus. Bei den dehnweichen Geogittern ist kein ausgeprägtes Maximum zu erkennen.

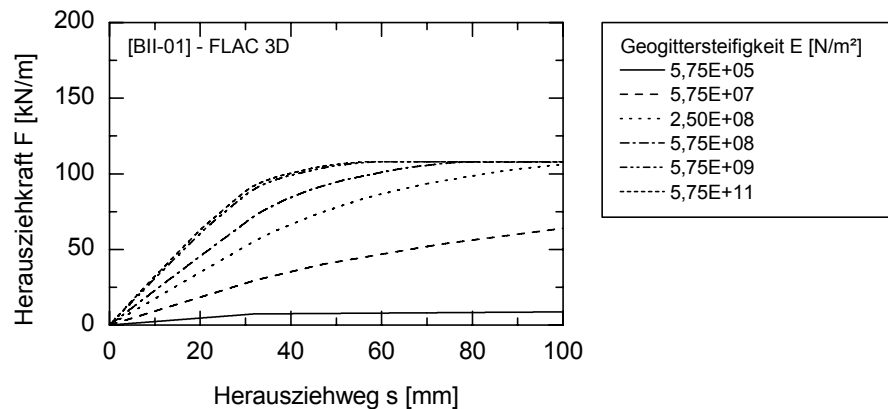


Abbildung 7.14: Einfluss der Bewehrungssteifigkeit auf die Herausziehkraft-Herausziehweg-Linien

Die unterschiedlichen Kurvenverläufe werden im Wesentlichen von der aktivierten Scherfläche und der damit korrespondierenden Kräfteinleitung in den umgebenden Boden beeinflusst, wie es die Diagramme der Abbildung 7.15 zeigen. Die aufgezeichneten X-Verschiebungen u_i entlang der Mittellinie an den Messpunkten P_i veranschaulichen, dass bei Bewehrungselementen mit hoher Dehnsteifigkeit die volle

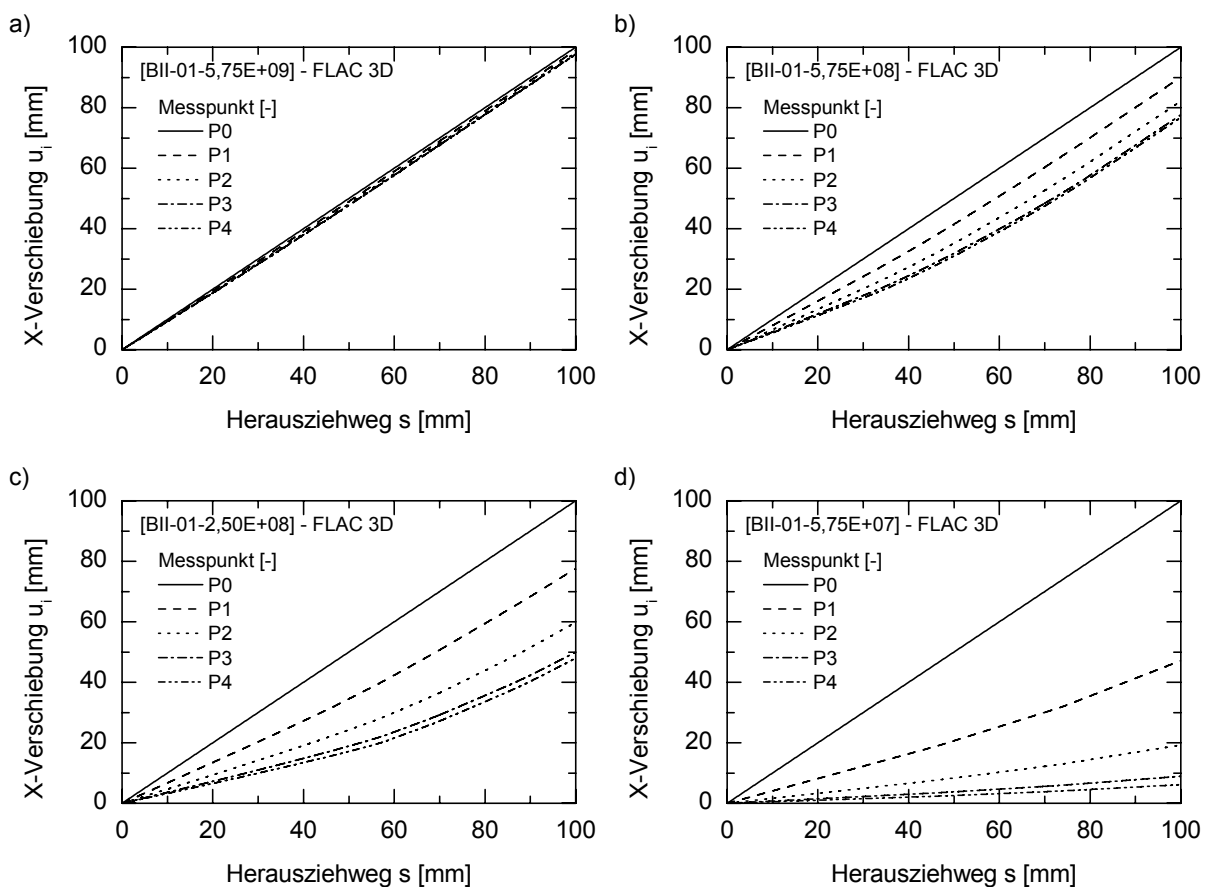


Abbildung 7.15: Einfluss der Bewehrungssteifigkeit auf die Aktivierung des Geogitters

Scherfläche vor Eintritt des Herausziehkraftmaximums F^{max} erreicht wird. Die Verschiebungsdifferenz zwischen dem vordersten (P_0) und dem hintersten Punkt (P_4) ist vernachlässigbar gering, so dass die Scherspannungen in allen Messpunkten gleichzeitig ansteigen. Bei dehnweichen Geogittern setzt die Bewegung der Messpunkte P_i nacheinander ein, d. h. nur Teillängen der Bewehrung werden beansprucht. Im Bereich dieser aktivierten Länge wird die Zugkraft über Reibung in das Lockergestein eingeleitet.

Diesen komplexen Zusammenhang zwischen der Zugbeanspruchung des Geogitters und der Mobilisierung der Reibungskräfte im Lockergestein veranschaulichen die nachfolgenden Sequenzen der Berechnungsserie [BII-01-5,75E+07] in Abbildung

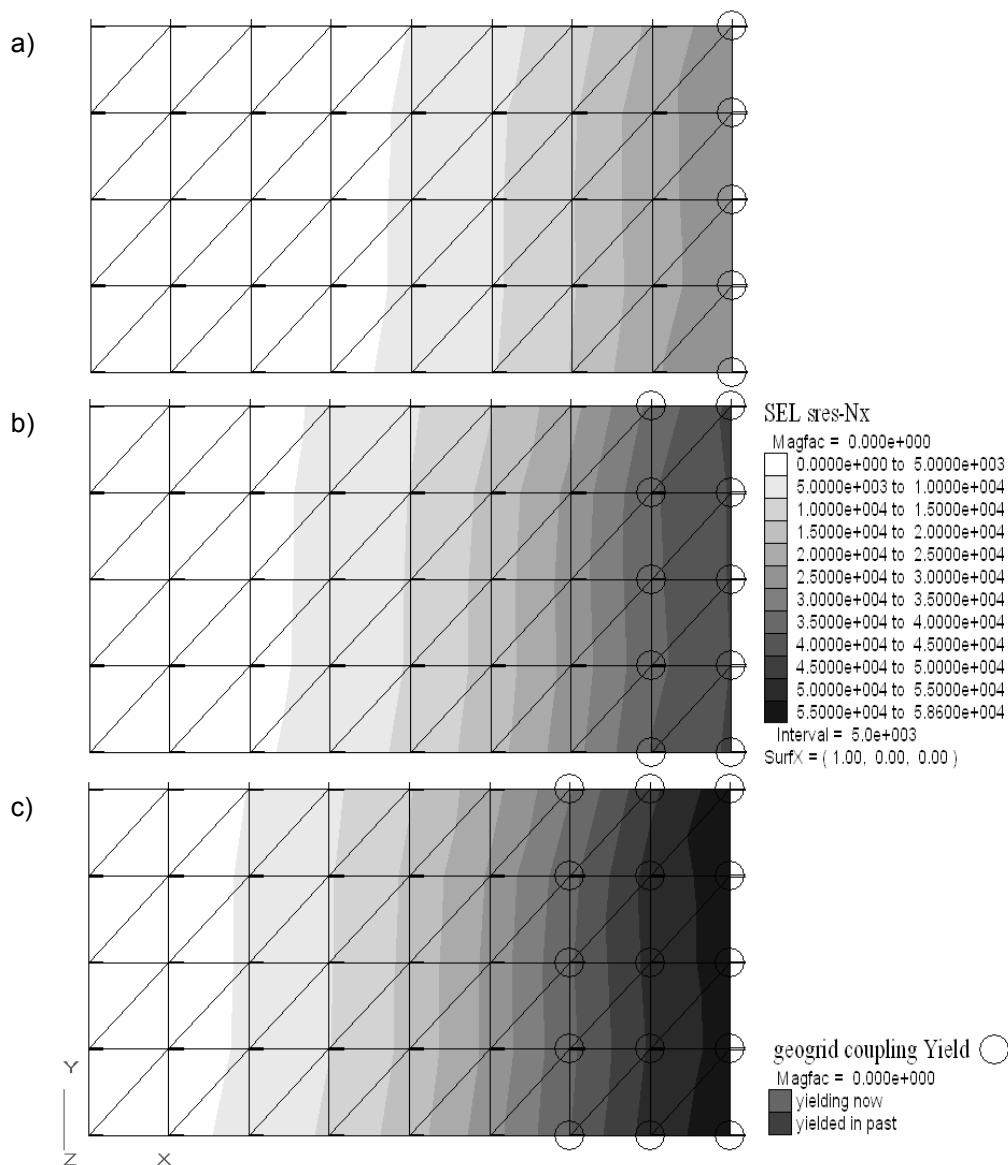


Abbildung 7.16: Verschiebungsabhängige Zugkraftmobilisierung [BII-01-5,75E+07] – Ergebnisse bei a) $P_0 = 40$ [mm], b) $P_0 = 70$ [mm], c) $P_0 = 100$ [mm]

7.16. Die unbeanspruchte Länge ist dadurch gekennzeichnet, dass in diesem Bereich keine Verschiebungen stattfinden und folglich ist das auf Herausziehen beanspruchte Geogitter nicht in voller Länge aktiviert. Auch die Grenzflächenreibung entlang der Bewehrung ist in Abhängigkeit von der mobilisierten Zugkraft in unterschiedlichem Maße mobilisiert. Während im aktivierten Bereich bereits Gleitreibung vorliegt, besteht im unbeanspruchten Bereich noch Haftreibung.

Ein Vergleich der Herausziehungskraft-Herausziehungsweg-Linien für verschiedene Einbindelängen l in Abbildung 7.17 unterstreicht den Einfluss der aktivierten bzw. der vorhandenen Scherfläche auf die Herausziehungskraft F .

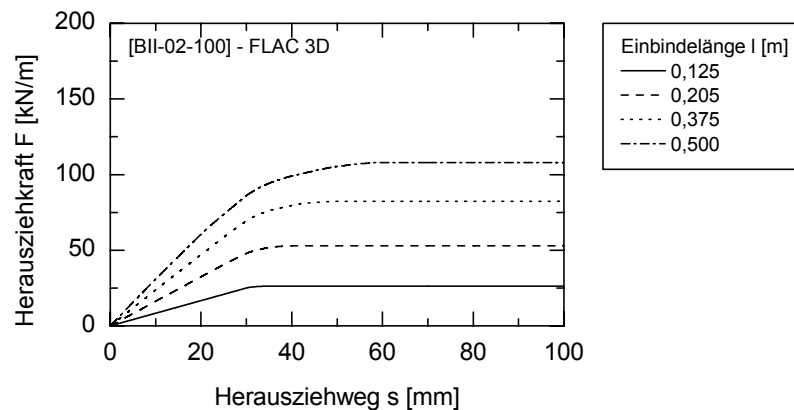


Abbildung 7.17: Herausziehungskraft-Herausziehungsweg-Kurven für verschiedene Einbindelängen im Herausziehversuch

Die Höchstherausziehungskraft F^{max} nimmt bei den hier ausgewählten Kombinationen aus den Geogitterparametern sowie dem Bereich der Einbindelänge und der Auflast nahezu linear mit steigender Einbindelänge l zu (Abbildung 7.18a). Der Anstieg bei

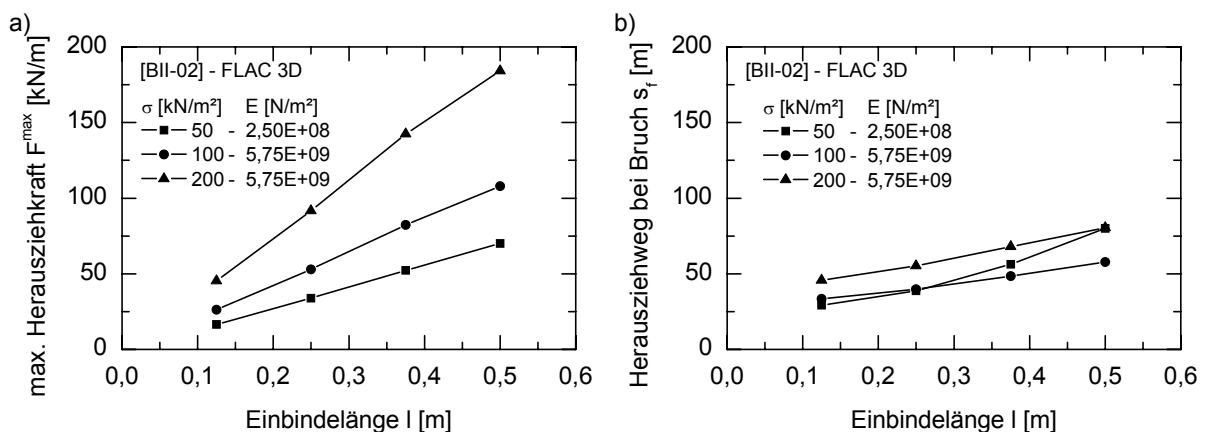


Abbildung 7.18: Einfluss der Einbindelänge auf a) die Höchstherausziehungskraft F^{max} und b) den Herausziehungsweg bei Bruch s_f

höherer Auflast ist steiler als bei niedriger Auflast. Der Verschiebungsweg des ersten Messpunkts P_0 beim Erreichen des Bruchwerts s_f nimmt bei dehnsteifen Geogittern mit steigender Einbindelänge l linear zu. Beim dehnweichen Geogitter deutet sich ein mit steigender Einbindelänge exponentiell erhöhter Verschiebungsweg an. Vergleichbare Erkenntnisse sind ebenfalls von GRETT [47] und MORACI et al. [96] beschrieben worden.

Um den Einfluss der Geogitterbreite b zu dokumentieren, wurden in der Abbildung 7.19 die Herausziehungskraft-Herausziehung-Linien der Berechnungsserie [BII-03] mit unterschiedlichen Geogitterbreiten bei sonst gleichen Versuchsbedingungen aufgetragen. Das Diagramm zeigt erwartungsgemäß, dass bei der vorliegenden idealen Verschiebungsrandbedingung (reibungsfreie Seitenwände), die Breite keinen signifikanten Unterschied im mechanischen Verhalten des Geogitters hervorruft. In dem nachfolgenden Abschnitt 7.5.3 wird auf das Thema der "Geometrie und Randbedingungen" eingegangen.

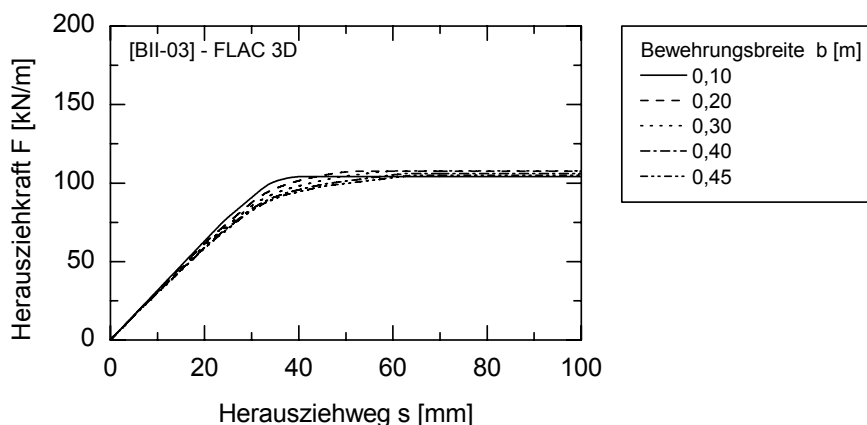


Abbildung 7.19: Einfluss der Bewehrungsbreite b auf die Herausziehungskraft-Herausziehung-Linien bei ideal reibungsfreien Seitenwänden

7.5.3 Berechnungsserie BIII – Geometrie und Randbedingungen

Die Untersuchung des Einflusses der Geometrie und der Randbedingungen des Herausziehungkastens auf das Verbundverhalten war Gegenstand der Berechnungsserie BIII. Analog zu BI und BII wurden hierbei ebenfalls ausgewählte Basisparameter des numerischen Modells (s. Tabelle 7.1) konstant gehalten und die interessierenden Parameter variiert. Das detaillierte Programm der Berechnungsserie BIII ist in der Anlage C.3 tabellarisch wiedergegeben.

Im ersten Berechnungsabschnitt der Berechnungsserie BIII wurde auf die Abmessungen des in der DIN EN 13738 (2005-02 [N10]) empfohlenen Standardkastens einge-

gangen, die in der Geokunststoffprüfpraxis kontrovers diskutiert werden. Wie in Abschnitt 2.6.2 beschrieben sollte der Standardkasten rechteckig geformt und mindestens 1,5 [m] lang, 0,6 [m] breit und 0,3 [m] tief sein. Gemäß DIN EN 13738 [N10] können kleinere Kästen, z. B. ein Scherkasten mit einer wirksamen Scherfläche von mindestens 300 x 300 [mm], ähnlich wie in DIN EN ISO 12957-1 [N13] festgelegt, zur Prüfung der Art des Versagens/Ausfalls verwendet werden.

Im Rahmen dieser Studie wurden Kastenabmessungen von $L = 1,5$ [m] in der Länge, $B = 0,6$ [m] in der Breite und $H = 0,3$ [m] bzw. $H = 0,6$ [m] in der Höhe gewählt. Zu Vergleichszwecken wurden der numerischen Simulation die Geogitterabmessungen des Basismodells ($b = 0,27$ [m]; $l = 0,5$ [m]) zugrunde gelegt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 7.20 dargestellt.

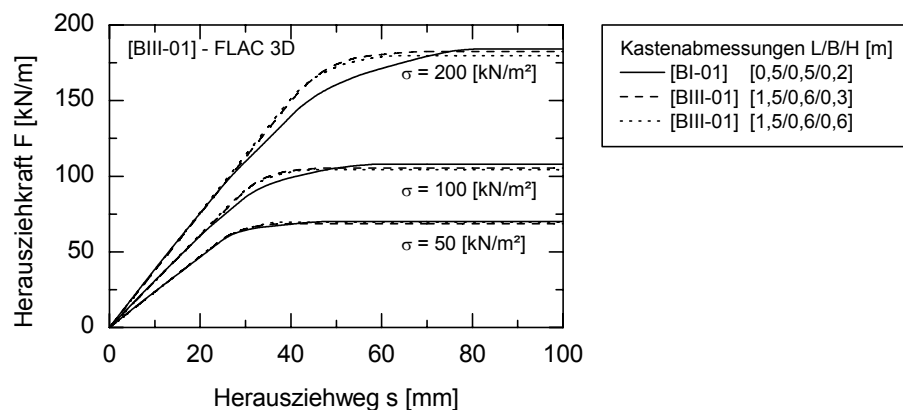


Abbildung 7.20: Einfluss der Kastenabmessungen $L/B/H$ auf die Herausziehkraft-Herausziehweg-Linien bei ideal reibungsfreien Seitenwänden

Aus dem Diagramm geht hervor, dass bei vorliegenden idealen Versuchsrandbedingungen die Kastenabmessungen nur wenig Einfluss auf die Versuchsergebnisse besitzen. Der Verlauf der Herausziehkraft-Herausziehweg-Kurven ist bei gleicher Auflast nur unwesentlich verändert. Auf den Wert der Höchstherausziehkraft F^{max} kann kein Einfluss erkannt werden. Der Verschiebungsweg bei Bruch s_f nimmt tendenziell mit steigender Auflast zu.

In der Abbildung 7.21 sind analog zu Abbildung 7.17 Herausziehkraft-Herausziehweg-Linien für verschiedene Einbindelängen l im Standardkasten dargestellt. Da die maximale Herausziehkraft F^{max} zu dem Zeitpunkt erreicht wird, bei dem das Integral der Lastabtragung über die gesamte Einbindelänge sein Maximum erreicht, fallen die Maximalwerte bei größeren Einbindelängen erwartungsgemäß höher aus als bei kürzeren.

Bei der Prüfung von geringdehnsteifen Geokunststoffen in großen Herausziehkästen ist zu beachten, dass auf Grund der großen Materialdehnung die maximale Herausziehkraft erst nach einem deutlich größeren Verschiebungsweg erreicht wird.

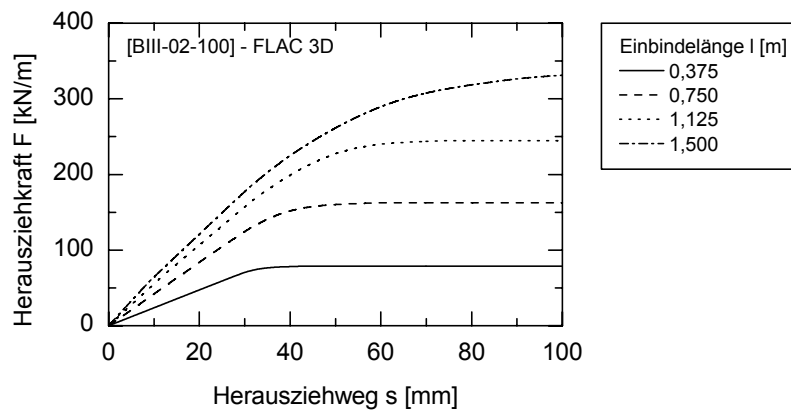


Abbildung 7.21: Herausziehkraft-Herausziehweg-Kurven für verschiedene Einbindelängen im Standardkasten

Gemäß ZANZINGER [128] geht es in praxisrelevanten Fragestellungen in allererster Linie darum, die maximal mögliche Herausziehkraft in Abhängigkeit von der wirkenden Normalspannung zu bestimmen. Wie die Vergleichsberechnungen in Abbildung 7.20 eindrucksvoll dokumentieren, sind für diesen Einsatzzweck kleinere Herausziehkästen genauso gut geeignet, zumal der Zeitaufwand sowie die Kosten für Versuchsdurchführungen im Standardkasten relativ hoch sind.

Die experimentellen Untersuchungen der Versuchsreihe VR-I (Kapitel 5) zeigen, dass die kinematischen Randbedingungen des Prüfgeräts, insbesondere die Mantelreibung des Lockergesteins an den Kastenwänden, eine entscheidende Rolle bei Scher-, Reibungs- und Herausziehversuchen spielen. Sie üben einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Versuchsergebnisse aus. Zur Untermauerung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sind in den nachfolgenden Diagrammen die Ergebnisse der Berechnungsserien [BIII-03] bzw. [BIII-04] denen der Berechnungsserie [BI-01] (Basismodell) gegenübergestellt. Die Modellierung und Analyse der Ergebnisse erfolgte in gleicher Weise. Der alleinige Unterschied liegt in der aktivierten Wandreibung bzw. der veränderten Verschiebungsrandbedingung. Das Simulationsmodell [BIII-03] stellt ein Prüfgerät mit hoher Wandreibung und das Simulationsmodell [BIII-04] ein reibungsfreies Prüfgerät ohne Normalspannungskompensation dar.

Die Ergebnisse der numerischen Simulation mit FLAC 3D unterstreichen nachhaltig die experimentell nachgewiesene Wirkung der Randbedingungen des Versuchsge-

räts auf die Messergebnisse (Abbildung 7.22). An dieser Stelle sei nochmals auf die sehr gute Übereinstimmung der Resultate der Nachrechnung der Versuchsserie [PV.Fd; G.we.750; KS 0/8] mit dem Verifikationsmodell [BI-01] hingewiesen. Die Abweichungen der experimentell ermittelten von den numerisch berechneten Scherparameter sind vernachlässigbar gering.

Beim Simulationsmodell [BIII-03] kommt es auf Grund der hohen Wandreibung an den vertikalen Wänden zu Differenzen zwischen der an der Bodenoberfläche aufgetragenen Auflast und der resultierenden Normalspannung in der Ebene des Geokunststoffs. Dies begründet auch die Abnahme der Herausziehkräfte. Bei den Versuchen mit dem Prüfgerät ohne Normalspannungskompensation [BIII-04] hingegen tritt das Gegenteil ein. Durch die Dilatation des Lockergesteins übersteigt die Normalspannung in der Geokunststoffebene die aufgetragene Auflast. Die Prüfgeräte

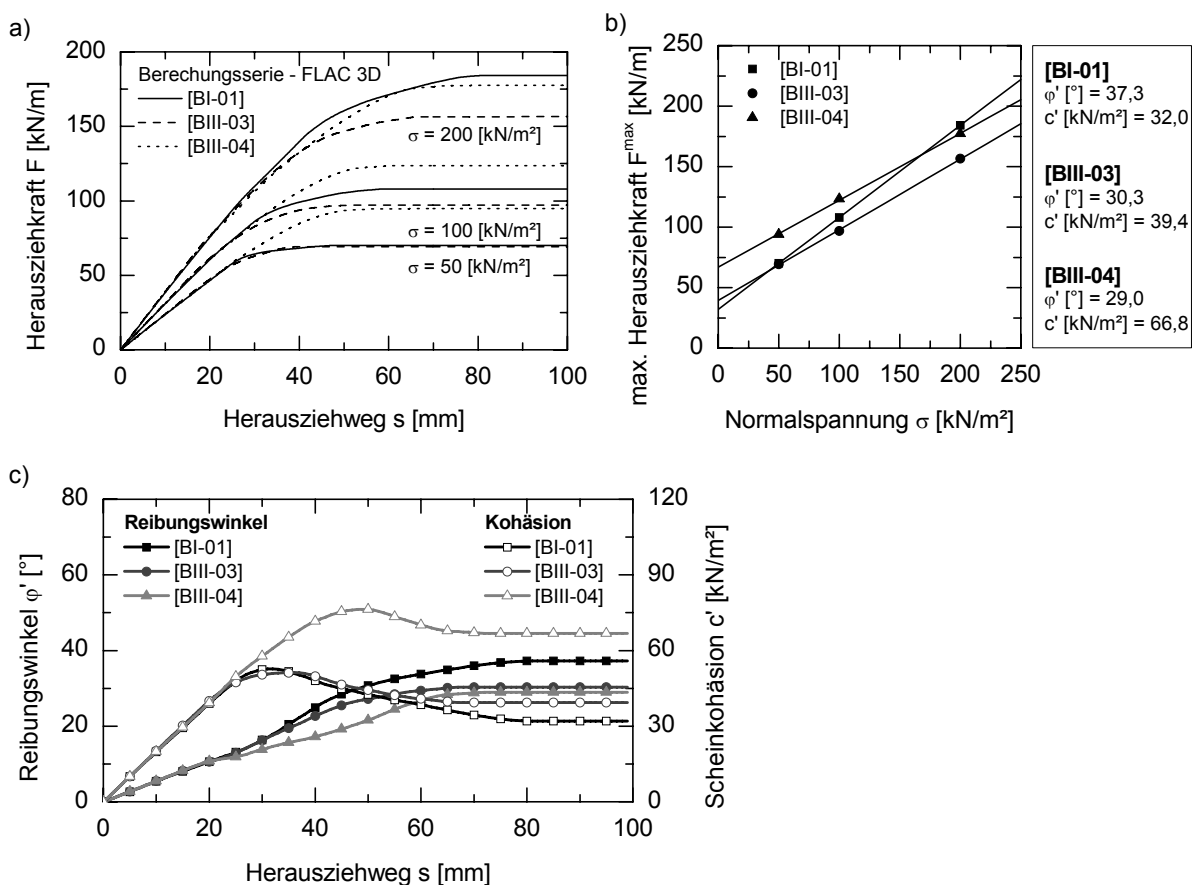


Abbildung 7.22: Einfluss der Randbedingungen des Herausziehkastens auf das Verbundverhalten – Herausziehungskraftlinien und Scherparameter

- Herausziehungskraft-Herausziehungsweg-Diagramm
- Herausziehungskraft-Normalspannungs-Diagramm
- Scherparameter-Weg-Diagramm

mit Wandreibung bzw. ohne Normalspannungskompensation zeigen deutlich größere Abweichungen von den Ergebnissen des Geräts mit federgelagertem Rahmen. Dabei täuschen die derart ermittelten Scherparameter einen deutlich zu hohen Kohäsionsanteil bei zu kleinem Reibungswinkel, verbunden mit einem geringeren Winkel der Gesamtscherfestigkeit, vor. Vergleichbare Erkenntnisse sind ebenfalls von ZANZINGER [128], LINDEMANN [84] und STOEWAHSE [112] dokumentiert worden.

7.6 Zusammenfassung

Im Rahmen der numerischen Berechnungen wurde zur Untermauerung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sowie zur vertieften Analyse des Herausziehverhaltens von in nichtbindigen Lockergesteinen eingebetteten Geogittern eine Reihe von numerischen Simulationen mit dem Programmsystem Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensionen (FLAC 3D) durchgeführt.

Zum besseren Verständnis der durchgeführten Berechnungen wurden nach einer kurzen Übersicht über die numerischen Berechnungsverfahren und der dreidimensionalen numerischen Modellierung des mechanischen Verhaltens von Geokunststoffen einige der wichtigsten Grundlagen des Strukturelements GEOGRID im Softwaresystem FLAC 3D erläutert.

In einem weiteren Abschnitt wurden sowohl die Basisgeometrie des Simulationsmodells, die verwendeten Stoffparameter, die Berechnungsserien als auch die erzielten Berechnungsergebnisse der 3D-Analyse vorgestellt und diskutiert.

Die Einsatzfähigkeit des erstellten Modells bzw. des Strukturelementes GEOGRID hinsichtlich der Simulation eines Herausziehversuchs zur Charakterisierung des sehr komplexen Verbundverhaltens von auf Zug beanspruchten Geogittern konnte nachgewiesen werden. Die Übereinstimmung der numerischen und experimentellen Messergebnisse kann zusammenfassend als sehr gut bewertet werden. Es steht somit ein schnell und einfach zu handhabendes Hilfsmittel zur Analyse der wesentlichen Einflussparameter auf den Herausziehwiderstand sowie zum Studium der einzelnen versuchsspezifischen und gerätetechnischen Effekte zur Verfügung.

Basierend auf den Ergebnissen der durchgeführten numerischen Berechnungen können folgende essenzielle Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Gerätetechnisch bedingte Zwängungskräfte im Prüfgerät üben einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Versuchsergebnisse aus. Die Prüfgeräte mit hoher Wandreibung bzw. ohne Normalspannungskompensation

sation ergeben deutlich größere Abweichungen von den Ergebnissen des Geräts mit federgelagertem Rahmen. Dabei täuschen die derart ermittelten Scherparameter einen deutlich zu hohen Kohäsionsanteil bei zu kleinem Reibungswinkel, verbunden mit einem geringeren Winkel der Gesamtscherfestigkeit, vor.

- Für die Güte der Versuchsergebnisse ist es unabdingbar, nicht nur die aufgebrachte Auflast zu messen, sondern gleichzeitig die tatsächliche Normalspannung in der Ebene des Geokunststoffs während des gesamten Herausziehvorgangs zu erfassen. Eine konstruktive Möglichkeit der indirekten Messung und Steuerung der in der Scherfuge resultierenden Normalspannung wurde im Abschnitt 3.3.2 vorgestellt.
- Unter Beachtung der im Kapitel 3 beschriebenen und im Kapitel 5 empfohlenen kinematischen Randbedingungen des Prüfgeräts sind kleinere Herausziehkästen für die praxisrelevanten Fragestellungen genauso gut geeignet wie der in DIN EN 13738 (2005-02 [N10]) empfohlene Standardkasten. Bei Nichtbeachtung der empfohlenen kinematischen Randbedingungen können sich im Standardkasten auf Grund der großen Abmessungen physikalisch nicht zutreffende Scherparameter ergeben.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung und Bewertung

Vor etwa 35 Jahren nahm die 1. Generation der *Geo-Kunststoffe* ihren Platz im geotechnischen Ingenieurwesen ein. Trotz anfänglicher Nichtanerkennung der Geokunststoffe als vollwertiges Baumaterial haben sie sich heute durch ihre Vielfaltigkeit und auf Grund ihrer spezifischen Eigenschaften einen eigenständigen Platz als Baustoff erobert. In Form von Geotextilien, Geogittern, Geomembranen und verwandten Produkten ermöglichen sie technisch einfache, preisgünstige, alternative Lösungsmöglichkeiten und sind heute aus vielen geotechnischen Anwendungen nicht mehr wegzudenken.

Der Anwendungsbereich, insbesondere bei der Bewehrung des Bodens, vervielfacht sich mit der wachsenden Akzeptanz, so dass die Anwendung von GSY in übersteilen Böschungen, hohen Dämmen und bei der Hohlraumüberbrückung von erdfall- und tagesbruchgefährdeten Gebieten keine Seltenheit mehr ist. Hierbei gehen der Geokunststoff und das Lockergestein einen Verbund ein. Die im Bodenkörper auftretenden Zugspannungen und/oder Scherspannungen werden von den zugfesten Geokunststoffen, innerhalb ihrer Grenzdehnungen, über Reibung, Verzahnung und/oder Adhäsion aufgenommen und abgetragen. Im Rahmen der Standsicherheitsnachweise von Konstruktionen mit Geokunststoffen sind daher gesicherte Kenntnisse über das Interaktionsverhalten zwischen Geokunststoff und Lockergestein unerlässlich.

Zur Einschätzung der Hauptversagensmechanismen eines kunststoffbewehrten Erdkörpers (KBE) werden üblicherweise Scher- und Reibungsversuche sowie nun auch verstärkt Herausziehversuche (Pullout-Versuche) durchgeführt. Trotz vereinheitlichter Prüfmethodik zeigen umfangreiche Studien einer Vielzahl von Autoren deutliche Unterschiede in den Versuchsergebnissen, die zum Teil auf die uneinheitlichen Versuchsrandbedingungen der Prüfgeräte zurückzuführen sind.

In der gegenwärtigen Praxis werden bei der Bewehrung von Erdkörpern mit Geokunststoffen vorzugsweise nichtbindige Reibungsböden als Füllmaterial eingesetzt. Deren mechanische und hydraulische Vorteile sind bekannt. Andererseits erscheint die Verwendung lokal vorhandener bindiger Böden (meist nach Verbesserung/Ver-

festigung) verlockend, weil dies wirtschaftliche und ökologische Vorteile bringt. Sie sind häufig vor Ort vorhanden, wodurch teure und zeitintensive Transport- und, in ungünstigen Fällen, Deponiekosten vermieden werden. Ferner werden die natürlichen Ressourcen nicht unnötig belastet.

Erkenntnisse zum Verbundverhalten von in bindigen Böden eingebetteten Geokunststoffen sind selten und in bindemittelbehandelten Böden kaum vorhanden. Wegen des Mangels an Wissen für solche Kombinationen ist die Verbundwirkung mit Zweifel behaftet. Dieses Informationsdefizit spiegelt sich in vielen Bemessungsregelwerken wider, die die Verwendung von bindigem Verfüllboden beim Bau von bewehrten Bodensystemen für Dauereinsätze nicht gestatten. Diese strikte Vorgabe der Normen und Regelwerke haben in Ländern, in denen hochwertige Reibungsböden "teuer" sind, zur Folge, dass die KBE-Bauweise gegenüber konventionellen Bauweisen wirtschaftlich nicht konkurrenzfähig wird.

Die vorliegende Arbeit liefert einen "*Beitrag zum Interaktionsverhalten von Geokunststoff und Lockergestein*". Das verfolgte Ziel bestand darin, die Mechanismen der Kraftübertragung von in nichtbindigen und bindigen Böden eingebetteten Geokunststoffbewehrungen in unterschiedlichen Versuchsregimen und -randbedingungen zu klären. Zu diesem Zweck wurden experimentelle, analytische und numerische Untersuchungen durchgeführt.

Mit einer umfangreichen Literaturstudie wurde in Kapitel 2 der gegenwärtige Kenntnisstand zum Themenkomplex "Bewehrung und Verstärkung des Lockergesteins mit Geokunststoffen" dargestellt. Dabei stehen die normativen Prüfverfahren zur Bestimmung des Interaktionsverhaltens im Vordergrund. Weiterhin wurden ökonomische/ökologische und technische Aspekte bindiger Böden als Füllmaterialien betrachtet. Abschließend wurden analytische und numerische Methoden zur Untersuchung des komplexen Verbundverhaltens vorgestellt. Die Erkenntnisse der Literaturstudie bilden die Grundlage der Vorgehensweise dieser Arbeit.

Auf der Grundlage der in der Literatur herausgearbeiteten Einflussgrößen sowie den Vorgaben der neuen Normen (z. B. DIN 18137-3: 2002-09, DIN EN 13738: 2005-02) wurde als Ausgangspunkt für die experimentellen Untersuchungen ein multifunktionales Großrahmenschergerät mit integrierter Herausziehversuchseinrichtung entwickelt und gebaut. Der Vorteil des neuen Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgeräts (IPG) liegt darin, dass es viele aus der Literatur bekannte negative Einflüsse auf die Messergebnisse ausschließt.

Die Konstruktion des vollautomatischen Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgeräts ermöglicht die Durchführung von

- direkten Scherversuchen,
(DIN 18137-3, Ausgabe: 2002-09)
- Reibungsversuchen,
(DIN EN ISO 12957-1, Ausgabe: 2005-05)
- Herausziehversuchen – Pullout-Versuchen
(DIN EN 13738, Ausgabe: 2005-02)

sowie

- einer Reihe gegenüber der heutigen Geokunststoff-Prüfpraxis innovativer Scher-, Reibungs- und Pullout-Versuchsarten

mit gut reproduzierbaren – den in-situ Verhältnissen anpassbaren – Randbedingungen.

Im Kapitel 3 wurden die innovativen Konstruktionselemente, die grundlegende Konzeption der Versuchsdurchführung, die relevanten kinematischen Randbedingungen für die Erforschung der Einflüsse der Gerätekonfiguration sowie die Mess- und Auswerteeinrichtung des IPG dargestellt. Das Interaktionsprüfgerät zeichnet sich durch innovative Technik, hohe Zuverlässigkeit und eine gute Reproduzierbarkeit der Messergebnisse aus.

Im Kapitel 4 wurden die Grundlagen der experimentellen Untersuchungen zum Interaktionsprozess zwischen Geokunststoff und Lockergestein vorgestellt. Dies beinhaltet die Beschreibung der Versuchsmaterialien sowie die Vorstellung des Versuchsprogramms. Ebenfalls wurden die Versuchsrandbedingungen sowie die Versuchsdurchführung und -auswertung umfassend beschrieben.

Der experimentelle Teil der Arbeit ist in zwei Kapitel gegliedert. Der erste Teil beschäftigt sich im Wesentlichen mit den Versuchen an nichtbindigem Lockergestein (VR-I) und der zweite Teil mit den Versuchen an bindigem Lockergestein (VR-II).

Die Versuche der Versuchsreihe VR-I (Kapitel 5) zielten darauf ab, durch die systematische Variation der Versuchsrandbedingungen und der Materialeigenschaften der Verbundkomponenten die Einflussfaktoren zu ermitteln, die das Verbundverhalten von Geokunststoff und Lockergestein maßgeblich beeinflussen. Dabei konnten ver-

schiedene in der Literatur beschriebene Einflussgrößen und deren Einwirkung auf die Messergebnisse bestätigt bzw. neue Erkenntnisse gewonnen werden.

Die wesentlichen Ergebnisse der VR-I sind:

- Die erzielten Resultate zeigen eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse mit dem neu entwickelten Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät und bestätigen dessen praktische Einsatzfähigkeit.
- Bei Scher- und Reibungsversuchen zeigt sich mit Zunahme der Freiheitsgrade der Lagerung des oberen Scherrahmens eine Abnahme der Bruchscherfestigkeit τ_f . Dies wirkt sich auf die Scherparameter in folgender Weise aus: Die im Gerät mit feststehendem Rahmen ermittelten Parameter sind immer größer als jene bei schwebender oder federgelagerter Lagerung des oberen Scherrahmens. Die Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion sind bei den federgelagerten Versuchen am geringsten.
- Die hohen Kohäsionswerte im Gerät mit feststehendem Rahmen sind für die untersuchten nichtbindigen Lockergesteine nicht begründet. Diese fiktiven Kohäsionswerte werden durch gerätetechnisch bedingte, unkontrollierbare Zwängungsspannungen im Rahmenschergerät mit feststehendem Rahmen hervorgerufen.
- Bei Herausziehversuchen ist ebenfalls eine Abhängigkeit der Versuchsergebnisse von der Lagerung des oberen Rahmens gegeben. Sie ist jedoch bei weitem nicht so ausgeprägt wie bei Scher- und Reibungsversuchen. Gewisse Tendenzen stehen im Widerspruch zueinander. Die Ursachen hierfür können die vielfältigen Einflüsse beim Herausziehversuch sein.

Im Kapitel 6 wurden die Ergebnisse und Erkenntnisse der Scher-, Reibungs- und Herausziehversuche eines typischen "schlechten" kohäsiven Lokalbodens in den Kombinationen mit und ohne Bindemittelstabilisierung bzw. mit und ohne Geogitterbewehrung vorgestellt. Das Hauptinteresse der Untersuchungen galt der Verbundwirkung des geogitterbewehrten und bindemittelstabilisierten Bodens wegen des Mangels an Wissen für solche Kombinationen, die mit Zweifel über die Verbundwirkung behaftet sind.

Die wesentlichen Ergebnisse der VR-II sind:

- Die Versuchsergebnisse belegen einen sog. "perfekten Verbund" und sogar einen synergetischen Effekt der Bindemittelstabilisierung und Geogitterbewehrung für die getesteten Materialien in Form einer Festigkeits- und Steifigkeitserhöhung. Die Versuchsergebnisse und der Lastabtragungsmechanismus belegen die ausgezeichnete Eignung der Bewehrung der bindemittelstabilisierten bzw. unvergüteten bindigen Böden mit den untersuchten PVA-Geogittern (G.we.750).
- In einer begrenzten Anzahl an Vergleichsversuchen konnte gezeigt werden, dass bestimmte andere "gelegte" Geogittertypen (G.le.60) sich für dieses Anwendungsgebiet nur bedingt eignen. Eine signifikante Verbesserung des Verbundverhaltens von gelegten Geogittern wird durch deren Kombination mit einem Vlies (G.le.60+Vlies) erzielt.

Im Kapitel 7 wurde zur Untermauerung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen eine Reihe von numerischen Simulationen mit dem Programmsystem FLAC 3D durchgeführt. Hierbei lag der Schwerpunkt der Parameterstudie, neben der Bestimmung der versuchsspezifischen und gerätetechnischen Effekte, in der Ausarbeitung wesentlicher Parameter, die sich auf das Herausziehverhalten von in nicht-bindigen Lockergesteinen eingebetteten Geogittern auswirken. In diesem Kapitel wurden sowohl die Grundlagen der numerischen Berechnung, die Geometrie des Modells, die verwendeten Stoffparameter, die Berechnungsserien als auch die erzielten Berechnungsergebnisse der 3D-Analyse vorgestellt und diskutiert.

Die Einsatzfähigkeit des erstellten Modells bzw. des Strukturelementes GEOGRID hinsichtlich der Simulation eines Herausziehversuchs zur Charakterisierung des sehr komplexen Verbundverhaltens von auf Zug beanspruchten Geogittern konnte nachgewiesen werden.

Basierend auf den Ergebnissen der durchgeführten numerischen Berechnungen können folgende essenzielle Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Übereinstimmung der numerischen und experimentellen Messergebnisse kann zusammenfassend als sehr gut bewertet werden. Es steht somit ein schnell und einfach zu handhabendes Hilfsmittel zur Analyse der wesentlichen Einflussparameter auf den Herauszieh Widerstand sowie zum Studium der einzelnen versuchsspezifischen und gerätetechnischen Effekte zur Verfügung.

- Gerätetechnisch bedingte Zwängungskräfte im Prüfgerät üben einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Versuchsergebnisse aus. Die Prüfgeräte mit hoher Wandreibung bzw. ohne Normalspannungskompensation ergeben deutlich größere Abweichungen von den Ergebnissen des Geräts mit federgelagertem Rahmen. Dabei täuschen die derart ermittelten Scherparameter einen deutlich zu hohen Kohäsionsanteil bei zu kleinem Reibungswinkel vor.
- Für die Güte der Versuchsergebnisse ist es unabdingbar, nicht nur die aufgebrachte Auflast zu messen, sondern gleichzeitig die tatsächliche Normalspannung in der Ebene des Geokunststoffs während des gesamten Herausziehvorgangs zu erfassen. Eine konstruktive Möglichkeit der indirekten Messung und Steuerung der in der Scherfuge resultierenden Normalspannung wird im Abschnitt 3.3.2 beschrieben.
- Unter Beachtung der im Kapitel 3 beschriebenen und im Kapitel 5 empfohlenen kinematischen Randbedingungen des Prüfgeräts sind kleinere Herausziehkästen für die praxisrelevanten Fragestellungen genauso gut geeignet wie der in DIN EN 13738 (2005-02) empfohlene Standardkasten. Bei Nichtbeachtung der empfohlenen kinematischen Randbedingungen können sich im Standardkasten auf Grund der großen Abmessungen physikalisch nicht zutreffende Scherparameter ergeben.

Mit der vorliegenden Arbeit wird auf der Grundlage der experimentellen, analytischen und numerischen Untersuchungen ein Prüfgerät mit vertikal geführtem, federgelagertem oberen Rahmen zur Bestimmung der Verbundparameter unter mechanisch klar definierten Randbedingungen empfohlen. Ferner wurden Grundlagen für die zukünftige Nutzung geringtragfähiger bindiger Lockergesteine als vollwertige Füllböden in geokunststoffbewehrten Konstruktionen gelegt.

8.2 Ausblick

Solange gebaut und geforscht wird, solange gibt es auch das Streben nach einer Steigerung der Effizienz der verwendeten Materialien und Materialkombinationen. Verglichen mit den herkömmlichen Baumaterialien wie Holz, Beton und Stahl mit teilweise jahrtausendealten Erfahrungen stellen die Geokunststoffe mit Abstand die jüngste Baustoff-Familie im Bauwesen dar, so dass im Bereich der Verbundbauweise "Geokunststoff - Lockergestein" noch ein hoher Forschungsbedarf besteht.

Auf der Grundlage der vorgestellten Arbeit und unter dem Gesichtspunkt des komplexen Zusammenwirkens von Geokunststoff und Lockergestein ergeben sich einige Ansätze für zukünftige Untersuchungen:

- Reibungs- und Herausziehversuche mit anderen schwachbindigen und bindigen Lockergesteinen (in den Kombinationen mit und ohne Bindemittelstabilisierung) und verschiedenen Geokunststoffen können zur Präzisierung bzw. auch zur Erweiterung der Kriterien für kohäsive Lockergesteine als zulässige Füllböden in KBE-Konstruktionen beitragen.
- Im Rahmen dieser Arbeit wurden statische Reibungs- und Herausziehversuche durchgeführt. Studien einer begrenzten Anzahl von Autoren weisen auf den Einfluss von dynamischen Lasten auf die Verbundwirkung bei nichtbindigen Lockergesteinen hin. Diese Versuche sollten mit bindigen Lockergesteinen fortgesetzt werden.
- An KBE-Versuchsbauwerken konnte gezeigt werden, dass die tatsächliche Sicherheit gegen Geländebruch bei weitem größer ist als der rechnerisch bestimmte Wert [35]. Diese Beobachtungen lassen auf einen geringen Ausnutzungsgrad der Bewehrungselemente im Gebrauchszustand schließen. In diesem Zusammenhang sollten diskontinuumsmechanische numerische Programme zur detaillierten Analyse des mikromechanischen Verhaltens der Boden-Geogitter-Interaktion eingesetzt werden.

9 Literaturverzeichnis

9.1 Normen und andere Vorschriften

- [N1] BS 8006 (1995): **Code of Practice for strengthened/reinforced soils and other fills.** *British Standards.*
- [N2] DIN 1054 (2005-01): **Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N3] DIN 18123 (1996-11): **Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korngrößenverteilung.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N4] DIN 18127 (1997-11): **Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Proctorversuch.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N5] DIN 18136 (2003-11): **Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Einaxialer Druckversuch.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N6] DIN 18137-1 (1990-08): **Baugrund – Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N7] DIN 18137-3 (2002-09): **Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 3: Direkter Scherversuch.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N8] DIN 18196 (1988-10): **Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N9] DIN 4022-1 (1987-09): **Baugrund und Grundwasser – Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben im Boden und im Fels.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N10] DIN EN 13738 (2005-02): **Geotextilien und geotextilverwandte Produkte – Bestimmung des Herausziehwiderstandes aus dem Boden.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N11] DIN EN 196-1 (2005-05): **Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit.** *Deutsche Fassung EN 196-1:2005, Beuth Verlag GmbH, Berlin.*

- [N12] DIN EN ISO 10319 (1996-06): **Geotextilien – Zugversuch am breiten Streifen.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N13] DIN EN ISO 12957-1 (2005-05): **Geokunststoffe – Bestimmung der Reibungseigenschaften – Teil 1: Scherkastenversuch.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N14] DIN EN ISO 12957-2 (2005-05): **Geokunststoffe – Bestimmung der Reibungseigenschaften – Teil 2: Schiefe-Ebene-Versuch.** *Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N15] E DIN EN ISO 10318 (2001-02): **Geokunststoffe – Geotextilien, geotextilverwandte Produkte, Dichtungsbahnen und geosynthetische Tondichtungsbahnen: Begriffe und ihre Definitionen (ISO/DIS 10318:2000).** *Dreisprachige Fassung prEN ISO 10318:2000. Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N16] E DIN EN ISO 14040 (2005-06): **Umweltmanagement – Ökobilanz – Grundsätze und Rahmenbedingungen (ISO/DIS 14040:2005).** *Deutsche und Englische Fassung prEN ISO 14040:2005, Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N17] E DIN EN ISO 14044 (2005-06): **Umweltmanagement – Ökobilanz – Anforderungen und Anleitungen (ISO/DIS 14044:2005).** *Deutsche und Englische Fassung prEN ISO 14044:2005, Beuth Verlag GmbH, Berlin.*
- [N18] EAU (1990): **Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen Häfen und Wasserstraßen EAU.** *8. Auflage, Berlin, Ernst & Sohn.*
- [N19] EBGEO (1997): **Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen.** *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn, pp. 174, Berlin.*
- [N20] FGSV, TP BF-STB, TEIL B 11.1 (2003): **Tragschichten und Bodenverfestigung mit hydraulischen Bindemitteln.** *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.*
- [N21] GRI SPEC. GG6 (2005): **GRI Test Methods and Standards – Grip Types for Use in Wide Width Testing of Geotextiles and Geogrids.** *Geosynthetic Research Institute, GRI Specification GG6, Drexel, USA.*
- [N22] GRI SPEC. GT9 (2005): **GRI Test Methods and Standards – Grip Types for Use in the Wide Width Testing of Geotextiles and Geogrids.** *Geosynthetic Research Institute, GRI Specification GT9, Drexel, USA.*

9.2 Literatur

- [1] ABRAMENTO, M.; WHITTLE, J.A. (1995): **Analysis of Pullout Tests for Planar Reinforcements in Soil**. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 6, pp. 476-485.*
- [2] ADANUR, S.; MALLIK, S.; ZHAI, H. (1996): **Analysis of geotextile-soil interaction in pull-out tests**. *Proc. International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan, 12-14 November, Vol. 1, pp. 3-8, refs. 7, Rotterdam, Balkema.*
- [3] ALEXIEW, D. (2004): **Geogitterbewehrte Dämme auf pfahlähnlichen Elementen: Grundlagen und Projekte**. *Bautechnik, 81. Jahrgang, September 2004, Heft 9, pp. 710-716, refs. 23, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.*
- [4] ALEXIEW, D.; SOBOLEWSKI, J.; POHLMANN, H. (2000): **Projects and optimized engineering with geogrids from "non-usual" polymers**. *Proc. 2nd European Geosynthetics Conference, Bologna, pp. 239-244.*
- [5] ALFARO, M.C.; MIURA, N.; BERGADO, D.T. (1995): **Soil-Geogrid Reinforcement Interaction by Pullout and Direct Shear Tests**. *Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, No. 2.*
- [6] AYDOGMUS, T. (2004): **Geräteinflüsse bei der Ermittlung des Interaktionsverhaltens von Geokunststoffen und Geomaterialien**. *28. Baugrundtagung, 22.-24. September 2004, "Forum für junge Geotechnik-Ingenieure", Leipzig, pp. 2, refs. 1.*
- [7] AYDOGMUS, T. (2004): **Grundlagen der Sicherheitsphilosophie in der Geotechnik – Europaweite Harmonisierung der Normen**. *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Heft 2004-1, pp. 83-99, refs. 25, Freiberg.*
- [8] AYDOGMUS, T. (2004): **Numerical investigation of the effects of geosynthetic reinforcement under spread foundations – appropriate design**. *Proc. International Conference on The Use of Geosynthetics in Soil Reinforcement and Dynamics, Schloss Pillnitz, Dresden, Germany, 5.-8. September 2004. Eds.: H. Klapperich, D. Cazzuffi, R.M. Koerner, L. Vollrath. ISBN 3-7739-6003-4, VGE - Essen, 2005, pp. 181-194, refs. 5.*
- [9] AYDOGMUS, T.; ALEXIEW, D.; KLAPPERICH, H. (2005): **Über das Verbundverhalten von zementstabilisiertem bindigem Boden mit PVA Geogittern im Schermodus**. *Proc. 9. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", Geotechnik Sonderheft, Hrsg. R. Floss, pp. 123-130, refs. 13, München.*

- [10] AYDOGMUS, T.; AMPERA, B. (2005): **Recent Experiences with Cement and Lime – Stabilization of local typical poor cohesive soil.** *Innovative Bodenverbesserung & Verbundbauwerke – Injektion, Rüttler, Geokunststoff & mehr, TU Bergakademie Freiberg, 11. März 2005. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Heft 2005-2, pp. 121-144., refs. 49, Freiberg.*
- [11] AYDOGMUS, T.; DOHMELE, D.; SCHÜMMANN, C. (2004): **Zum Einsatz von Geokunststoffen bei der Flachgründung von Windenergieanlagen.** *Bautechnik 81, Heft 9, September 2004, pp. 717-724, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.*
- [12] AYDOGMUS, T.; GÜLER, E.; KLAPPERICH, H. (2006): **Stabilize Edilmiş Kohezyonlu Zeminlerdeki PVA Geogridlerin Etkileşim Özelliklerinin Değerlendirilmesi: Kesme ve Çekme Deneyleri.** *İkinci Ulusal Geosentetikler Konferansı / Second National Conference on Geosynthetics, 16-17 November 2006, Boğaziçi University, Istanbul, Turkey, pp.10, refs. 7.*
- [13] AYDOGMUS, T.; HEROLD, A. (2002): **Innovatives Bauen mit Geosynthetics.** *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Heft 2002-2, pp. 99-113, refs. 11, Freiberg.*
- [14] AYDOGMUS, T.; HEROLD, A.; INCECIK, M.; KLAPPERICH, H. (2004): **Geosentetik donatili yapılarda sekil degistirme ölçümleri ve sekil degistirmelerin önceden tahmini / Deformation Measurements in Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls and their Prediction.** *Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı / First National Conference on Geosynthetics, 21-22 October 2004, Boğaziçi University, Istanbul, Turkey, pp. 11-30, refs. 10.*
- [15] AYDOGMUS, T.; KLAPPERICH, H. (2003): **Geokunststoffbewehrte Böschungen und Stützkonstruktionen – EBGeo (neu).** *Weiterbildungsseminar DIN 1054 (neu): Praktische Beispiele – Vergleiche – Erfahrungen. Fortsetzung des Einführungsseminars vom 4. April 2003. 2. April 2004, pp. 23, refs. 21, Freiberg.*
- [16] AYDOGMUS, T.; KLAPPERICH, H. (2003): **Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät zur Experimentellen Veranschaulichung der Interaktion von Boden-Geosynthetik-Verbundsystemen – Erste Ergebnisse.** *Proc. 8. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", Hrsg. R. Floss, Geotechnik Sonderheft, pp. 67-68, refs. 5, München.*
- [17] AYDOGMUS, T.; KLAPPERICH, H. (2004): **Innovation zur Bestimmung der Erdstoff-Geokunststoff Wechselwirkung – Pullout-, Scher- und Reibungsversuche.** *Bautechnik, 81. Jahrgang, September 2004, Heft 9, pp. 684-689, refs. 7, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.*

- [18] AYDOGMUS, T.; KLAPPERICH, H. (2005): **Geokunststoff: Innovatives Baumaterial – Geotechnik: Neues zur Bodenbewehrung & Dynamik.** *Proc. 5. Österreichische Geotechniktagung, Wien, pp. 57-86, refs. 76.*
- [19] AYDOGMUS, T.; KLAPPERICH, H.; ALEXIEW, D. (2006): **Beitrag zum Verbundverhalten von bindemittelvergütetem bindigen Boden mit Polyvinylalkohol-Geogittern.** *Bautechnik, September 2006, Heft 9, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.*
- [20] AYDOGMUS, T.; TAMASKOVICS, N.; KLAPPERICH, H. (2002): **Enhanced shear-pullout-testing device for the examination of the interaction behaviour of soil-geosynthetic-compound-systems.** *Proc. 7. icg - Seventh International Conference on Geosynthetics, 22.-27. September 2002, Nice, France, pp. 1305-1308, refs. 12.*
- [21] AYDOGMUS, T.; TAMASKOVICS, N.; KLAPPERICH, H.; SCHICK, R. (MÄRZ 2001): **Geosynthetik-Geomaterial-Prüfgerät.** *Anmeldung auf Erteilung eines Patents, Deutsches Patent- und Markenamt, 15. März 2001, Aktenzeichen: 10112986.6. Patentschrift. (unpubl.)*
- [22] AYDOGMUS, T.; TONDERA, D.; KLAPPERICH, H.; ALEXIEW, D. (2003): **Einsatzmöglichkeiten von Geokunststoffen bei der Sanierung von Schäden durch den Altbergbau.** *Proc. 3. Altbergbau-Kolloquium, 6.-8. November 2003, Freiberg, Verlag Glückauf GmbH – Essen, pp. 302-319, refs. 23.*
- [23] Ay-f0518-LB2 (2005): **Laborprüfbericht – Eignungsprüfung für Bodenverfestigung mit Zement.** *Stand: 19. Mai 2005, TU Bergakademie Freiberg, IFGT. (unpubl.)*
- [24] BAUER, A. (1997): **Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen.** *Dissertationsschrift, TU München, Heft 26, pp. 137.*
- [25] BELL, F.G. (1993): **Engineering treatment of soils.** *Published by E & FN Spon, London, UK, 1st ed., pp. 302.*
- [26] BELL, J.R.; STEWARD, H. (1977): **Construction and Observation of Fabric Retained Soil Walls.** *Proc. International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, April 20-22, Paris, France, Vol. 1, pp. 123-128.*
- [27] BERTHEL, H. (1991): **Der Alte Orient – Geschichte & Kultur des alten Vorderasiens.** *C. Bertelsmann Verlag GmbH.*
- [28] BHATTACHAJA, S.; BHATTY, J.I.; TODRES, H.A. (2003): **Stabilization of Clay Soils by Portland cement or Lime – A Critical Review of Literature.** *PCA R&D Serial No. 2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, pp. 60.*

- [29] BLIVET, J.P.; GOURC, P.; VILLARD, H. (2002): **Design method for geosynthetic as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence.** *Proc. 7. icg - Seventh International Conference on Geosynthetics, 22.-27. September 2002, Nice, France, pp. 341-344, refs. 12.*
- [30] BLOVSKY, S. (2002): **Bewehrungsmöglichkeiten mit Geokunststoffen.** *Dissertationsschrift, TU Wien, pp. 224.*
- [31] BOLT A.F., DUSZINSKA A. (2000): **Pull-out testing of geogrid reinforcements.** *Proc. 2nd European Geosynthetics Conference, Bologna, pp. 939-947, refs. 4.*
- [32] BONGARTZ, W. (1976): **Bewehrte Erde – Bericht über die erste deutsche Stützwand.** *Straße und Autobahn, 5/76.*
- [33] BRANDL, H. (1999): **Long Term Behaviour of Soils Stabilised with Lime and with Cement.** *Proc. 12 African Regional Conference on SMGE Durban, South Africa, pp. 219-232, Balkema, Rotterdam.*
- [34] BRANDL, H.; ADAM, D. (2000): **Special Application of Geosynthetics in Geotechnical Engineering.** *Proc. 2nd European Conference on Geosynthetics, Bologna, pp. 65.*
- [35] BRÄU, G.; BAUER, G. (2001): **Versuche im Boden mit Gering Dehnbaren Geogittern.** *Proc. 7. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", Geotechnik Sonderheft, Hrsg. R. Floss, pp. 139-146, refs. 13, München.*
- [36] CORINO, C. (1995): **Ökobilanzen: Entwurf und Beurteilung einer allgemeinen Regelung, Düsseldorf 1995.** *Umwelttechnische Studien, Band 19, Werner Verlag, Düsseldorf.*
- [37] CRILEY, K.R.; JOHN, D.S. (1997): **Variability analysis of soil v. s. geosynthetic interface friction characteristics by multiple direct shear testing.** *Proc. Geosynthetics'97 Conference, pp. 885-897.*
- [38] CUNDALL, P.; BOARD, M. (1988): **A microcomputer program for modelling large-strain plasticity problems.** *Proc. of 6th Intl. Conference in Numerical methods in Geomechanics, Vol. 3, pp. 2101-2108, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.*
- [39] DEYER, M.R. (1985): **Observation of the Stress Distribution in Crushed Glass with Application to Soil Reinforcement.** *PhD. Thesis, University of Oxford.*

- [40] FLAC 3D (2005): **Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions - Manual**. *ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA*.
- [41] FLOSS, R. (1997): **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau ZTVE-StB 94, Fassung 1997, Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau**. *Kirschbaum Verlag Bonn, pp. 543*.
- [42] FLOSS, R.; THAMM, R. (1977): **Entwurf und Ausführung von Stützkonstruktionen aus bewehrter Erde**. *Tiefbau – Ingenieurbau – Straßenbau, 02/1982, 36. Jahrgang, pp. 119-126*.
- [43] FÖRSTER, W. (1996): **Mechanische Eigenschaften der Lockergesteine**. *B. G. Teubner, Stuttgart, pp. 228*.
- [44] GIROUD, J.P. (1986): **From Geotextiles to Geosynthetics: A Revolution in Geotechnical Engineering**. *Proceeding IIIrd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, Austria, pp. 1-18*.
- [45] GIROUD, J.P.; BONAPARTE, R.; BEECH, J.F. (1990): **Design of Soil Layer – Geosynthetic Systems overlying Voids**. *Geotextiles and Geomembranes, 9. Jg., Heft 1, pp. 11-50*.
- [46] GOTTELAND, PH.; BENEITO, C.; GOURC, J.P. (2002): **Suitability of a 3D numerical code to soil reinforced by geosynthetics applications**. *Proc. 7. icg - Seventh International Conference on Geosynthetics, 22.-27. September 2002, Nice, France, pp. 193-196, refs. 7*.
- [47] GRETT, H.D. (1984): **Das Reibungsverhalten von Geotextilien in bindigem und nichtbindigem Boden**. *Dissertationsschrift, Franzius Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover*.
- [48] GRUBER, J.; MANNSBART, G. (2005): **Geokunststoffbewehrte Erdstützkonstruktionen – Technische und wirtschaftliche Gesichtspunkte der Bauweise**. *Proc. 5. Österreichische Geotechniktagung, Wien, pp. 107-119, refs. 4*.
- [49] GÜLER, E. (2001): **Zentrifugenmodelle und masstäbliche Modelle sowie drei Fallstudien von geokunststoffbewehrten Stützmauern in der Türkei**. *Proc. 7. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", München, Hrsg. R. Floss, Geotechnik Sonderheft, pp. 133-138, refs. 13*.
- [50] GÜLER, E.; AYDOGAN, N.Ö. (2005): **Einflussgrößen auf den Reibungswinkel zwischen gewebten Geotextilien und Boden**. *Proc. 9. Informations- und*

Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", München, Hrsg. R. Floss, *Geotechnik Sonderheft*, pp. 117-121, refs. 10.

- [51] GÜLER, E.; GOODINGS D.J. (1992): **Centrifuge Models of Clay Lime Reinforced Walls**. *A.S.C.E. Geotechnical Special Publication, No: 30, Vol. 2*, pp. 1249-1260.
- [52] GURUNG, N. (2001): **1-D Analytical Solution for Extensible and Inextensible Soil/Rock Reinforcement in Pull-Out Tests**. *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 19*, pp. 195-212.
- [53] GURUNG, N.; IWAO, Y. (1999): **Pullout Test Analysis for Geo-reinforcement**. *Geotextiles and Geomembranes, Elsevier Science, Vol. 17, No. 3*, pp. 157-170.
- [54] GURUNG, N.; IWAO, Y.; MADHAV, M.R. (1999): **Pullout Test Model for Extensible Reinforcement**. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 23*, pp. 1337-1348.
- [55] HERTEN, M. (1999): **Räumlicher Erddruck auf Schachtbauwerke in Abhängigkeit von der Wandverformung**. *Dissertationsschrift, Bergische Universität GH Wuppertal*.
- [56] HUFENUS, R. (2002): **Eigenschaften der Geokunststoffe: Prüfung und Qualitätskontrolle**. *Fachtagung des SVG zum Thema "Bauen mit Geokunststoffen", 1. März 2002, Empa-Dübendorf*.
- [57] IVG (2005): **Interessenverband Geokunststoffe eV**. <http://www.ivgeokunststoffe.com> (Stand: 12/2005).
- [58] JEWELL, R.A. (1985): **Material properties for the design of geotextile reinforced slopes**. *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 2*, pp. 83-109.
- [59] JEWELL, R.A. (1996): **Soil reinforcement with geotextiles**. *CIRIA, Special publication 123*, pp. 332.
- [60] JONES, C.J.F.P. (1996): **Earth Reinforcement and Soil Structures**. *ASCE Press, New York, U.S.A*, pp. 379.
- [61] JONES, D.R.V. (1999): **The Stability of Geosynthetics in Landfill Lining Systems**. *PhD Thesis, Nottingham Trent University*.
- [62] JUNG, M.; LANGER, U. (2001): **Methode der Finiten Elemente für Ingenieure. Eine Einführung in die numerischen Grundlagen und Computersimulation**. *B.G. Teubner GmbH, Stuttgart, Leipzig, Wiesbaden*.

- [63] JURAN, I.; KNOCHENMUS, G.; ACAR, Y.B.; ARMAN, A. (1988): **Pull-out response of geotextiles and geogrids**. *Geosynthetics for soil improvement, ASCE Geotechnical Special Publication*, pp. 92-111.
- [64] KASEM, G. (1989): **Beitrag zur Bemessung von Bauwerken aus bewehrter Erde**. *Dissertationsschrift, TU Bergakademie Freiberg*.
- [65] KEMPFERT, H.G.; STADEL, M.; ZAESKE, D. (1997): **Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen**. *Bautechnik Jahrgang 75, Heft 12*, pp. 818-825.
- [66] KÉZDI, A. (1973): **Stabilisierte Erdstraßen**, VEB Verlag für Bauwesen Berlin. *Verlag der Ungarischen Akademie der Wissenschaften, Budapest*.
- [67] KLAPPERICH, H.; AYDOGMUS, T. (2004): **Geosynthetics - An Innovative Tool**. *Proc. International Conference on The Use of Geosynthetics in Soil Reinforcement and Dynamics, Schloss Pillnitz, Dresden, Germany, 5.-8. September 2004*. Eds.: H. Klapperich, D. Cazzuffi, R.M. Koerner, L. Vollrath. ISBN 3-7739-6003-4, VGE - Essen, 2005, pp. 13-37, refs. 77.
- [68] KLAPPERICH, H.; AYDOGMUS, T. (2004): **Geosynthetics – Dynamic loading**. *EuroGeo3 2004 – Workshop C-6, Geotechnical engineering with geosynthetics. Proc. of the third European Geosynthetics Conference, Munich, Germany, 1.-3. March 2004*.
- [69] KLAPPERICH, H.; AYDOGMUS, T. (2006): **Brownfields redevelopment - securing systems & interdisciplinary approach**. *Geo-environmental Engineering 2006, 3.-4. April 2006, Kyoto University, Japan*, pp. 147-154, refs. 11.
- [70] KLAPPERICH, H.; AYDOGMUS, T. (2006): **Neue Forschungsergebnisse zur Bewehrung mit Geokunststoffen**. *Proc. 7. Sächsisches Bautextilien-Symposium "Bautex 2006 – Bewehrungen mit Geokunststoffen", Chemnitz*, pp. 11, refs. 10.
- [71] KOERNER, J.; SOONG, T.Y.; KOERNER, R.M. (1998): **Earth Retaining Wall Coasts in the USA**. *Geosynthetic Research Institute – GRI, Drexel, USA*.
- [72] KOERNER, R.M. (2000): **Emerging and Future Developments of Selected Geosynthetics Application**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, April 2000*, pp. 291-306.
- [73] KOERNER, R.M. (2005): **Designing with Geosynthetics**. *5th Edition, Prentice Hall*, pp. 796.
- [74] KOERNER, R.M.; SOONG, T.Y. (1997): **The Evolution of Geosynthetics**. *Civil Engineering, ASCE, Vol. 67, No. 7, July 1997*, pp. 62-64.

- [75] KÖHLER, ULF (1989): **Beitrag zum Einsatz von Sekundärrohstoffen als Bewehrungsmaterialien für Bauwerke aus bewehrter Erde sowie zur Grenzflächenscherfestigkeit zwischen Bewehrung und Lockergestein.** *Dissertationsschrift, Wilhelm Pieck-Universität Rostock.*
- [76] KONIETZKY, H. (2001): **Numerische Simulation in der Geomechanik mittels expliziter Verfahren.** *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Heft 2001-2, pp. 358, Freiberg.*
- [77] KONIETZKY, H. (2004): **Numerical Modelling of Soil – Geosynthetic Systems.** *Proc. International Conference on The Use of Geosynthetics in Soil Reinforcement and Dynamics, Schloss Pillnitz, Dresden, Germany, 5.-8. September 2004. Eds.: H. Klapperich, D. Cazzuffi, R.M. Koerner, L. Vollrath. ISBN 3-7739-6003-4, VGE - Essen, 2005, pp. 303-312.*
- [78] KONIETZKY, H. (2006): **Neue Erkenntnisse zur Wirkungsweise von Geogittern.** *Proc. Symposium "Bauen in Boden und Fels", TAE Esslingen, 24./25.01.2006, pp. 559-566.*
- [79] KONIETZKY, H.; TE KAMP, L.; GRÖGER, T.; JENNER, C. (2004): **Use of DEM to model the interlocking effect of geogrids under static and cyclic loading.** *In: Shimuzi, Y. et al. (ed.): "Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods", A.A. Balkema, 2004, pp. 3-12.*
- [80] KRÜGER, M. (2004): **Vorgespannter textildewehrter Beton.** *Dissertations-schrift, Universität Stuttgart.*
- [81] LABA, I.T.; KENNEDY, J.; SEYMOUR, P. (1984): **Reinforced earth retaining wall under vertical and horizontal strip loading.** *Canadian Geotechnical Journal, Volume 21, No. 3, pp. 407-418.*
- [82] LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1969): **Soil Mechanics.** *John Wiley & Sons, pp. 576.*
- [83] LIEBERENZ, K. (2006): **Geokunststoffbewehrte Steilböschungen – Wirtschaftliche und ökologische Vorteile der Bauweise.** *Proc. 7. Sächsisches Bautextilien-Symposium, Bautex 2006 – Bewehrungen mit Geokunststoffen, pp. 1-7, refs. 6.*
- [84] LINDEMANN, M. (2003): **Vergleichsversuche mit Rahmenschergeräten unterschiedlicher Bauart.** *Geotechnik 26, Nr. 1, pp. 27-32.*
- [85] LOPES, M.L.; LADEIRA, M. (1997): **Role of Specimen Geometry, Soil Height and Sleeve Length on the Pull-Out Behaviour of Geogrids.** *Geosynthetics International, Vol. 3, No. 6, pp. 701-719, refs. 7.*

- [86] LOTTOMANN, A. (2003): **Tragfähigkeit und Frostempfindlichkeit von kalk-behandelten bindigen Böden im Planumbereich von Verkehrsflächen.** *Dissertationsschrift, Brandenburgische Techn. Univ., Cottbus, pp. 174.*
- [87] MADHAV, M.R.; GURUNG, N.; IWAO, Y. (1998): **A Theoretical Model for Pullout Response of Extensible Reinforcements.** *Geosynthetics International, Vol.5, No.4, pp. 399-424.*
- [88] MÄGEL, M. (2005): **Normen und Richtlinien für Geokunststoffe.** *Proc. 9. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", Geotechnik Sonderheft, Hrsg. R. Floss, pp. 245-249, München.*
- [89] MARTIN, J.P.; KOERNER, R.M.; WHITTY, J.E. (1984): **Experimental Friction Evaluation of Slippage between Geomembranes, Geotextiles and Soil.** *Proc. of the Int. Conf. on Geomembranes, June 20.-24. 1984, Industrial Fabrics Association International, pp. 191-196.*
- [90] MATYS, M. (2004): **Study of Interlocking Effect by the Push Test.** *Proc. GeoAsia 2004, Seoul, Korean Geosynthetics Society, pp. 341-348, refs. 5.*
- [91] MCDOWELL, G.R.; HARIRECHE, O.; KONIETZKY, H.; BROWN, S.F.; THOM, N.H. (2006): **Discrete element modeling of geogrid-reinforced aggregates.** *Geotechnical Engineering 159, Issue GEI, 2006, pp. 35-48.*
- [92] MCGOWN, A.; ANDRAWES, Z.; KABIR, M.H. (1982): **Load-Extension Testing of Geotextiles Confined In-Soil.** *Proc. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, NV, USA, Vol. 3, pp. 793-798.*
- [93] MILLIGAN, G.W.E.; JEWELL, R.A.; HOULSBY, G.T.; BURD, H.J. (1989): **A New Approach to the Design of Unpaved Roads: Part II, Ground Engineering,** *22(8), pp. 37-42.*
- [94] MITCHELL, J.K.; VILLET, W.C.B. (1987): **Reinforcement of Earth Slope and Embankments.** *National Cooperative Highway Research Program, Rep. 290, Washington D.C.*
- [95] MORACI, N.; RECALCATI, P. (2005): **Factors Affecting the Pullout Behaviour of Extruded Geogrids Embedded in a Compacted Granular Soil.** *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, Issue 24, pp. 220-242.*
- [96] MORACI, N.; ROMANO, G.; MONTANELLI, F. (2004): **Factors affecting the interface apparent coefficient of friction mobilised in pullout conditions.** *Proc. 3rd European Conference on Geosynthetics, Munich 2004, pp. 313-318.*
- [97] MÜLLER-ROCHHOLZ, J.F.W. (2005): **Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau.** *Werner Verlag, pp. 403.*

- [98] MYLES, B.; CARSWELL, I.G. (1986): **Tensile Testing of Geotextiles**. *3rd International Conference on Geotextiles, 1986, Vienna, Austria*, pp. 713-718.
- [99] NEUMEUER, H. (1960): **Erddruck und Erdwiderstand**. *Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Hamburg*.
- [100] NIMMESGERN, M. (1999): **Geokunststoffbewehrte Bauwerke – steil, sicher und grün (Anmerkungen aus ökologischer Sicht)**. *Proc. Geokunststoff-Kolloquium 1999, Espelkamp*, pp.201-216, refs. 10.
- [101] PALMEIRA, E.M. (1987): **The Study of Soil Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests**. *PhD. Thesis, University of Oxford*.
- [102] PAUL, A., AYDOGMUS, T. (2004): **Geosynthetic Bridging systems in Areas Prone To Subsidence - A State Report of the German Standardization**. *Proc. International Conference on The Use of Geosynthetics in Soil Reinforcement and Dynamics, Schloss Pillnitz, Dresden, Germany, 5.-8. September 2004*. Eds.: H. Klapperich, D. Cazzuffi, R.M. Koerner, L. Vollrath. ISBN 3-7739-6003-4, VGE - Essen, 2005, pp. 325-336, refs. 14.
- [103] PFC 2D (2005): **Particle Flow Code in 2 Dimensions - Manual**. *ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA*.
- [104] PFC 3D (2005): **Particle Flow Code in 3 Dimensions - Manual**. *ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA*.
- [105] PÖTTLER, R., VON WOLFFERSDORFF, P.A. (2004): **Bridging of Karst Structures with Geosynthetics and Concrete Slabs**. *Proc. International Conference on The Use of Geosynthetics in Soil Reinforcement and Dynamics, Schloss Pillnitz, Dresden, Germany, 5.-8. September 2004*. Eds.: H. Klapperich, D. Cazzuffi, R.M. Koerner, L. Vollrath. ISBN 3-7739-6003-4, VGE - Essen, 2005, pp. 169-174, refs. 8.
- [106] PUIG, J.; BLIVET, J.C. (1973): **Remblai à Talus Vertical Armé avec un Textile Synthétique**. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol. 64, Paris, France*, pp. 85-90.
- [107] RÜEGGER, R.; HUFENUS, R. (HRSG.) (2003): **Bauen mit Geokunststoffen – Ein Handbuch für den Geokunststoff-Anwender**. Schweizerischer Verband für Geokunststoffe, pp.191.
- [108] SAWICKI, A. (2000): **Mechanics of Reinforced Soil**. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 196.
- [109] SCHLOSSER, F.; GUILLOUX, A. (1982): **Prinzipien und Theorie der bewehrten Erde. Sonderbauwerke aus Lockergesteinen I, bewehrte Erde und**

- Gabions.** *Mitt. Schweiz. Ges. für Boden- und Felsmechanik* 103, pp. 65-84, Zürich.
- [110] SCHWERDT, S.; MEYER, N.; PAUL, A. (2004): **Die Bemessung von Geokunststoffbewehrungen zur Überbrückung von Erdeinbrüchen (BGE-Verfahren).** *Bauingenieur*, Band 79, Heft 9, S. 391 – 399.
- [111] SOBHI, S.; WU, J.T.H. (1996): **An Interface Pullout Formula for Extensible Sheet Reinforcement.** *Geosynthetics International*, Vol.3, No.5, pp. 565-581.
- [112] STOEWAHSE, C. (2001): **Ermittlung des Reibungsverhaltens von Geokunststoffen und Erdstoffen im Rahmenschergerät.** *Dissertationsschrift, Universität Hannover.*
- [113] STOEWAHSE, C.; BLÜMEL, W. (2001): **Geräteinflüsse bei der Ermittlung des Reibungsverhaltens von Geokunststoffen und Erdstoffen im Rahmenschergerät.** *Proc. 7. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", Geotechnik Sonderheft, Hrsg. R. Floss, pp. 181-187, refs. 4, München.*
- [114] TAKASUMI, D.L.; GREEN, K.R.; HOLTZ, R.D. (1991): **Soil-Geosynthetics Interface Strength Characteristics: A Review of State-of-the-Art Testing Procedures.** *Proc. Geosynthetics'91 Conference, Atlanta, USA, pp. 87-100.*
- [115] TAMÁSKOVICS, N.; TONDERA, D.; AYDOGMUS, T.; SCHMIDT, E. (2006): **Blähschiefer - ein innovatives geotechnisches Material.** *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Heft 2006-1, pp. 269-295, refs. 2.*
- [116] TATSUOKA, F. (1992): **Roles of facing rigidity in soil reinforcing.** *Earth Reinforcement Practice, Eds. Ochiai, Hayashi & Otani, pp. 831-870.*
- [117] TATSUOKA, F.; MURATA, O.; TATEYAMA, M. (1992): **Permanent geosynthetic-reinforced soil retaining walls used for railway embankments in Japan.** *Geosynthetic-reinforced soil retaining walls, Ed. Wu, Balkema, pp. 101-130.*
- [118] TATSUOKA, F.; TATEYAMA, M.; KOSEKI, J. (1995): **Performance of geogrid-reinforced soil retaining walls during the great Hanshin-Awaji earthquake.** *1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, IS-Tokyo.*
- [119] VAN SANTVOORT, G. (1995): **Geosynthetics in Civil Engineering.** A. A. Balkema, Rotterdam.
- [120] VIDAL, H. (1966): **La Terre Armée.** *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics. Paris, pp. 887-938.*

- [121] VIDAL, H. (1969): **The Principal Reinforced Earth**. *Highway Research Record*.
- [122] VON WOLFFERSDORFF, P.A. (2002): **Sicherungsmaßnahmen gegen Erdfallgefährdung**. *Vortrag Geotechnikseminar Weimar*.
- [123] WILL, J. (2004): **Beitrag zur Standsicherheitsberechnung im geklüfteten Fels in der Kontinuums- und Diskontinuumsmechanik unter Verwendung impliziter und expliziter Berechnungsstrategien**. *Dissertationschrift, Bauhaus-Universität Weimar, pp. 143*.
- [124] WILMERS, W. (2000): **Bauweisen mit Geotextilien – Beitrag zum ökologischen Straßenbau**. *Bauen mit Textilien, Heft 4, Juni 2000*.
- [125] WILMERS, W.; BRÄU, G. (2003): **Die neuen Regelwerke für Geokunststoffe im Erdbau des Straßenbaus**. *Proc. 8. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", Geotechnik Sonderheft, Hrsg. R. Floss, pp. 153-160, München*.
- [126] WITT, K.J. (2002): **Zement – Kalk – Stabilisierung von Böden**. *Geotechnikseminar Weimar 2002, In Schanz, Witt (Hrsg.): Schriftenreihe Geotechnik, Heft 7, pp.12, refs. 12*.
- [127] ZAESKE, D.; KEMPFERT, H.G. (2002): **Berechnung und Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten auf punkt- und linienförmigen Traggliedern**. *Bauingenieur, Band 77, Februar 2002*.
- [128] ZANZINGER, H. (2001): **Interaktion Boden-Geokunststoff – Scher- und Herausziehversuche**. *Geotextil – Fachtagung in Dübendorf, Schweiz, Januar 2001*.
- [129] ZANZINGER, H. (2003): **Stand der europäischen Normung und Regulierung von Geokunststoffen**. *19. Fachtagung „Die sichere Deponie“ am 13./14. Februar 2003 in Würzburg*.

10 Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

Auf Grund unterschiedlicher Quellen sind Mehrfachdeutungen von Abkürzungen nicht vermeidbar und daher getrennt angegeben.

10.1 Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	Bedeutung
<i>abh.</i>	abhängig
<i>AR</i>	Geokunststoff Rohstoff: Aramid
<i>bB</i>	bindiger Boden
<i>BBG</i>	Boden - Bindemittel - Gemisch
<i>BEM</i>	Randelemente-Methode
<i>BGV</i>	Boden - Geokunststoff - Verbundkonstruktion
<i>BI</i>	Berechnungsserie BI – Verifikation des Simulationsmodells
<i>BII</i>	Berechnungsserie BII – Geogitterparameter
<i>BIII</i>	Berechnungsserie BIII – Geometrie und Randbedingungen
<i>BKG</i>	Boden - Kalk - Gemisch
<i>BS</i>	British Standards (eng.), Britische Norm
<i>BZG</i>	Boden - Zement - Gemisch
<i>bzw.</i>	beziehungsweise
<i>ca.</i>	circa (lat.), ungefähr
<i>CEM-I</i>	Bindemittel: Portlandzement "CEM I 32,5 R"
<i>CEM-II</i>	Bindemittel: Portlandkalksteinzement "CEM II/A-LL 32,5 R"
<i>CEN 0/2</i>	Untersuchungsmaterial: CEN-Normsand 0/2 mm
<i>CID</i>	Identifizierungsnummer des Strukturelements
<i>CL</i>	Bindemittel: Weißkalk – Kalkhydrat "CL 90 S"
<i>d. h.</i>	das heißt
<i>DEM</i>	Diskrete - Elemente - Methode
<i>DIN</i>	Deutsche Industrie Norm

Abkürzung	Bedeutung
<i>E</i>	Entwurf
<i>EAU</i>	Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen Häfen und Wasserstraßen
<i>EBGEO</i>	Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen
<i>EN</i>	Europäische Norm
<i>et al.</i>	et alii (lat.), und andere
<i>etc.</i>	et cetera (lat.), und so weiter
<i>evtl.</i>	eventuell
<i>ex</i>	Extrudiertes und biaxial gerecktes Geogitter
<i>Fd</i>	Lagerung des oberen Rahmens: federgelagert
<i>FDM</i>	Finite - Differenzen - Methode
<i>FEM</i>	Finite - Elemente - Methode
<i>FISH</i>	FLAC-interne Programmiersprache
<i>FLAC 2D</i>	Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2 Dimensionen
<i>FLAC 3D</i>	Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensionen
<i>Fst</i>	Lagerung des oberen Rahmens: fest
<i>GEOGRID</i>	Strukturelement im Programmsystem FLAC 3D, ver. 2.1
<i>geogridSEL</i>	Schalenelement des Strukturelements GEOGRID
<i>GG</i>	Geogitter
<i>ggf.</i>	gegebenenfalls
<i>GSY</i>	Geokunststoff
<i>GTP</i>	geotextilverwandte Produkte
<i>GTX</i>	Geotextilien
<i>GTX-W</i>	gewebte Geotextilien
<i>GZ 1</i>	Grenzzustand der Tragfähigkeit
<i>GZ 2</i>	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
<i>i. d. R.</i>	in der Regel
<i>ID</i>	Identifizierungsnummer der Knotenelemente
<i>IPG</i>	Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät
<i>ISO</i>	Internationale Organisation für Standardisierung
<i>KBE</i>	Geokunststoffbewehrte Erde
<i>kK</i>	Einspannsystem: Keilklemme

Abkürzung	Bedeutung
<i>KS 0/32</i>	Untersuchungsmaterial: Kiessand 0/32 mm
<i>KS 0/8</i>	Untersuchungsmaterial: Kiessand 0/8 mm
<i>KSB</i>	kalkstabilisierter Boden
<i>LCA</i>	Life Cycle Assessment (eng.), Ökobilanz
<i>le</i>	Geogitter aus gelegten und verschweißten Stäben
<i>LG</i>	Lockergestein
<i>max.</i>	Maximum
<i>md</i>	machine direction (eng.), Produktionsrichtung
<i>mE</i>	Einspannsystem: Einspannklemme
<i>MS 0/2</i>	Untersuchungsmaterial: Mittelsand 0/8 mm
<i>nbB</i>	nichtbindiger Boden
<i>o. g.</i>	oben genannt
<i>PA</i>	Geokunststoff Rohstoff: Polyamid
<i>PE</i>	Geokunststoff Rohstoff: Polyethylen
<i>PEHD</i>	Geokunststoff Rohstoff: Polyethylen hoher Dichte
<i>PET/PES</i>	Geokunststoff Rohstoff: Polyester
<i>PFC 2D</i>	Particle Flow Code in 2 Dimensionen
<i>PFC 3D</i>	Particle Flow Code in 3 Dimensionen
<i>PP</i>	Geokunststoff Rohstoff: Polypropylen
<i>PV</i>	Versuchsmodus: Herausziehversuch – Pullout-Versuch
<i>PVA</i>	Geokunststoff Rohstoff: Polyvinylalkohol
<i>PVC</i>	Geokunststoff Rohstoff: Polyvinylchlorid
<i>R-I</i>	Untersuchungsmaterial: Rotliegender Ton I
<i>R-II</i>	Untersuchungsmaterial: Rotliegender Ton II
<i>RV</i>	Versuchsmodus: Reibungsversuch
<i>s.</i>	siehe
<i>SEL</i>	Schalenelement
<i>sog.</i>	so genannt
<i>sR</i>	Einspannsystem: Spannrolle
<i>SV</i>	Versuchsmodus: Scherversuch
<i>Sw</i>	Lagerung des oberen Rahmens: schwebend
<i>u. a.</i>	unter anderem

Abkürzung	Bedeutung
<i>u. v. a. m.</i>	und vieles anderer mehr
<i>UB</i>	unvergüteter Boden
<i>UV</i>	ultraviolett
<i>ÜV</i>	Versuchsmodus: Überlappungsversuch
<i>vgl.</i>	vergleiche
<i>VR-I</i>	Versuchsreihe nichtbindiger Boden
<i>VR-II</i>	Versuchsreihe bindiger Boden
<i>we</i>	Geogittergewebe mit Kunststoff-Ummantelung
<i>X_{vel}</i>	Herausziehgeschwindigkeit
<i>z. B.</i>	zum Beispiel
<i>z. T.</i>	zum Teil
<i>ZSB</i>	zementstabilisierter Boden
<i>ZV</i>	Versuchsmodus: Zugversuch

10.2 Große lateinische Buchstaben

Symbol	Einheit	Bedeutung
<i>A</i>	[-]	Bruchgerade des unbewehrten Bodens
<i>A</i>	[m ²]	zugeordnetes Gebiet; Schnittfläche; Scherfläche
<i>A</i>	[kN]	Auflagerkraft
<i>B</i>	[-]	Bruchgerade des bewehrten Bodens
<i>B</i>	[m]	Breite des Herausziehkastens
<i>C</i>	[-]	Bruchgerade des bewehrten Bodens
<i>D</i>	[-]	Lagerungsdichte
<i>D_{Pr}</i>	[%]	Verdichtungsgrad
<i>E</i>	[kN/m ²]	Elastizitätsmodul des Geogitters/Lockergesteins
<i>E_s</i>	[kN/m ²]	Steifemodul
\bar{E}	[kN/m]	Steifigkeit des Geokunststoffs
$\bar{\bar{E}}$	[kN/m]	Steifigkeit des Lockergesteins

Symbol	Einheit	Bedeutung
F	[kN]	Federkraft
F_p	[kN]	Herausziehkraft
F	[kN/m]	Herausziehkraft pro Längeneinheit
G	[kN]	Eigengewichtskraft
G	[kN/m ²]	Schubmodul
\tilde{G}	[m ² /kN]	Hilfsgröße
H	[m]	Höhe des Herausziehkastens bzw. der Stützkonstruktion
H	[kN]	Horizontalkraft
I_p	[%]	Plastizitätszahl
K	[kN/m ²]	Kompressionsmodul
L	[m]	Länge des Herausziehkastens, des Geokunststoffs, der Bauwerksbreite
L_a	[m]	Länge des Geokunststoffs in der aktiven Zone
L_p	[m]	Länge des Geokunststoffs in der passiven Zone
N	[kN/m]	Membrankraft bzw. Normalkraft pro Längeneinheit
N_{gg}	[-]	Anzahl der gezogenen Zugelemente einer Geogittermessprobe
P	[kN]	Normalkraft; Auflastkraft
P_i	[-]	Messpunkte entlang der Geogittermittellinie
Q	[kN]	Gleitflächenresultierende
R	[kN]	resultierende Kraft
S	[kN]	Scherkraft
T	[kN]	Scherkraft; Reibungskraft
U	[-]	Ungleichförmigkeitszahl
V	[kN]	Vertikalkraft
W	[kN]	Wandreibungskraft
X	[-]	X-Achse
Y	[-]	Y-Achse
Z	[-]	Z-Achse
Z, \bar{Z}	[kN/m]	Zugkraft im Geokunststoff pro Längeneinheit
$\bar{\bar{Z}}$	[kN/m]	Zugkraft in der Lockergesteinsschicht

Symbol	Einheit	Bedeutung
Z_p	[kN/m]	Zugkraft im Geokunststoff im Bereich des Verbunds in der passiven Zone
$Z_{\sigma,\alpha}$	[kN]	senkrechte Komponente der Zugkraft des Geokunststoffs in der Schnittebene
$Z_{\tau,\alpha}$	[kN]	tangentiale Komponente der Zugkraft des Geokunststoffs in der Schnittebene

10.3 Kleine lateinische Buchstaben

Symbol	Einheit	Bedeutung
b	[m]	Breite des Geogitters; Fundamentbreite bzw. -durchmesser
c'	[kN/m ²]	effektive Kohäsion
c_{gg}	[N/m ²]	Trennflächenkohäsion
c_{GSY}	[kN/m ²]	Kohäsion des bewehrten Bodens (Scheinkohäsion)
c_s	[kN/m ²]	Kohäsion zwischen LG-LG
c_{sg}	[kN/m ²]	Scheinkohäsion zwischen GSY-LG
d	[1/m]	Messproben-Breitenfaktor
d	[m]	Gründungstiefe
e	[-]	Porenzahl
\bar{e}_{ii}	[kN/m ²]	elastische Konstanten des orthotropen Materials
f_c	[-]	Verbundkoeffizient der Kohäsion
f_g	[-]	Reibungsverhältnis zwischen GSY-LG
f_s	[kN/m ²]	Fließbedingung
f_t	[kN/m ²]	Zugversagen
f_φ	[-]	Verbundkoeffizient des Reibungswinkels
h	[m]	Höhenlage des Geogitters im Herausziehkasten
h_{sp}	[m]	Scherspalthöhe
k	[-]	Horizontallastverhältnis
k_0	[-]	Erdruchdruckbeiwert

Symbol	Einheit	Bedeutung
k_{gg}	[N/m ³]	Trennflächensteifigkeit
k_x	[N/mm]	Federkonstante
l	[m]	Einbindelänge des Geogitters
$l_{ü,b}$	[m]	Verankerungslänge des Geogitters
n	[-]	Porenanteil; Hilfsgröße
n_{gg}	[-]	Mindestanzahl von Zuelementen innerhalb 1 m Breite des geprüften Geogitters
n_i	[-]	Anzahl der Volumenelemente bzw. der Bewehrungslagen
q_u	[N/mm ²]	einaxialen Druckspannung
s	[mm]	Scherweg; Herausziehweg
s_f	[mm]	Scherweg- bzw. Herausziehweg bei Bruch
t	[m]	Geogitterdicke
u	[m]	Abstand der ersten Bewehrungslage zu der Aufstandsebene des Fundamentes
u_i	[m]	Geogitterverschiebung in X-Richtung
\bar{u}	[m]	Verschiebung des Geokunststoffs
$\bar{\bar{u}}$	[m]	Verschiebung des Lockergesteins
v_i	[m]	Geogitterverschiebung in Y-Richtung
w	[%]	Wassergehalt
w_i	[m]	Geogitterverschiebung in Z-Richtung
w_L	[%]	Fließgrenze
w_{opt}	[%]	optimaler Wassergehalt
w_P	[%]	Ausrollgrenze

10.4 Große griechische Buchstaben

Symbol	Einheit	Bedeutung
Ψ	[°]	Dilatanzwinkel
Δh	[m]	Schichtmächtigkeit; Vertikaler Abstand der Bewehrungslagen; Höhenänderung
Δu	[m]	Relativverschiebung zwischen Lockergestein und Geokunststoff
Δu_f	[m]	Relativverschiebung bei der Verbundbruchfestigkeit des Verbundsystems
Δu_R	[m]	Relativverschiebung bei Erreichen der Gleitfestigkeit des Verbundsystems
ΔZ	[kN/m]	Zugkraftdifferenz pro Längeneinheit
$\Delta \sigma_h$	[kN/m ²]	horizontale Stützkraft/-Spannung inf. GSY

10.5 Kleine griechische Buchstaben

Symbol	Einheit	Bedeutung
α	[°]	Neigung der Schnittfläche; Schwenkwinkel des Einspannsystems
α_t	[1/K]	thermischer Ausdehnungskoeffizient
δ	[°]	Reibungswinkel zwischen zwei Materialien
ε	[%]	Verkipfung
$\bar{\varepsilon}$	[-]	Verformung des Geokunststoffs
$\bar{\bar{\varepsilon}}$	[-]	Verformung des Lockergesteins
ε_h	[-]	Horizontale Deformation des Lockergesteinselementes
ε_v	[-]	Volumendeformation von Lockergesteinselementen
μ	[-]	Wandreibung
ν	[-]	Querdehnungszahl des Lockergesteins bzw. des Geogitters

Symbol	Einheit	Bedeutung
ρ	[kg/cm ³]	Dichte des Lockergesteins bzw. des Geogitters
ρ_s	[g/cm ³]	Korndichte
ρ_d	[g/cm ³]	Proctordichte
σ'	[kN/m ²]	effektiven Normalspannung
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	[kN/m ²]	Hauptspannungen
σ_α	[kN/m ²]	Normalspannung auf der Schnittebene
σ_D	[kN/m ²]	Druckfestigkeit
σ_f	[kN/m ²]	Fließspannung
σ_h	[kN/m ²]	Horizontalspannung
σ_m	[kN/m ²]	Mittelpunkt des MOHRschen Spannungskreises
σ_r	[kN/m ²]	Radius des MOHRschen Spannungskreises
σ_t	[kN/m ²]	Zugspannung
σ_v	[kN/m ²]	Vertikalspannung; Normalspannung
σ_{xx}	[kN/m ²]	Membranspannung
τ	[kN/m ²]	Scherspannung
τ_α	[kN/m ²]	Scherspannung auf der Schnittebene
τ_f	[kN/m ²]	Bruchfestigkeit; größte Scherfestigkeit
τ_{gg}	[kN/m ²]	Herausziehspannung
τ_R	[kN/m ²]	Gleitfestigkeit; Restscherfestigkeit
τ^s	[kN/m ²]	Scherfestigkeit bei einem definierten Scherweg s
τ_s	[kN/m ²]	Scherspannung, die während einer LG-LG Scherprüfung entsteht
τ_{sg}	[kN/m ²]	Scherspannung, die während einer GSY-LG Scherprüfung entsteht
φ^*	[°]	Winkel der Gesamtscherfestigkeit
φ'	[°]	effektiver innerer Reibungswinkel
φ_{gg}	[°]	Trennflächenreibungswinkel
φ_s	[°]	Reibungswinkel zwischen LG-LG
φ_{sg}	[°]	Reibungswinkel zwischen GSY-LG
φ_{sm}	[°]	Reibungswinkel zwischen GSY-Edelstahl
φ_{soil}	[°]	Reibungswinkel des Bodens

10.6 Indizes

Symbol	Einheit	Bedeutung
$\Delta (...)$		Finites Inkrement
<i>gg</i>	[...]	Materialparameter des GEOGRID Strukturelements
<i>GG</i>	[...]	Geogitterrelevante Parameter
<i>max</i>	[...]	Maximum einer Größe
<i>f</i>	[...]	Bruchwert einer Größe
<i>R</i>	[...]	Restwert einer Größe
<i>h</i>	[-]	horizontale Komponente einer Größe
<i>v</i>	[-]	vertikale Komponente einer Größe

Verzeichnis der Anhänge

A	MANOMETER-KONTROLLMESSUNGEN AN DER PNEUMATISCHEN AUFLASTVORRICHTUNG.....	A.1
B	VERSUCHSERGEBNISSE	B.1
B.1	VERSUCHSREIHE VR-IB.....	B.1
B.1.1	SV – Scherversuche.....	B.1
B.1.2	RV – Reibungsversuche.....	B.4
B.1.3	PV – Pullout-Versuche	B.7
B.2	VERSUCHSREIHE VR-IIA.....	B.9
B.2.1	SV – Scherversuche.....	B.9
B.2.2	RV – Reibungsversuche.....	B.12
B.2.3	PV – Pullout-Versuche	B.15
B.3	VERSUCHSREIHE VR-IIb.....	B.18
B.3.1	SV – Scherversuche.....	B.18
B.3.2	RV – Reibungsversuche.....	B.19
B.3.3	PV – Pullout-Versuche	B.20
C	NUMERISCHE BERECHUNGSSERIEN.....	C.1
C.1	BERECHUNGSSERIE <i>BI</i>	C.1
C.2	BERECHUNGSSERIE <i>BII</i>	C.2
C.3	BERECHUNGSSERIE <i>BIII</i>	C.3
D	VERSUCHSVARIANTEN IM DETAIL	D.1

A Manometer-Kontrollmessungen an der pneumatischen Auflastvorrichtung

Tab. A.1: Manometermessung

soll [kN/m ²]	50	100	150	200	250	300	350	400
Manometer ist [kN/m ²]	77	147	218	288	357	428	498	567
soll/ist	0,649	0,680	0,688	0,694	0,700	0,701	0,703	0,705

Tab. A.2: Messungen am Kraftmessbügel

soll [kN/m ²]	50	100	150	200	250	300	350	400
a	3,12	6,31	9,39	12,51	15,66	18,8	21,89	24,89
b	3,09	6,22	9,25	12,35	15,48	18,6	21,68	24,79
c	3,15	6,32	9,37	12,51	15,67	18,84	21,95	25,1
d	3,06	6,25	9,33	12,46	15,62	18,76	21,85	24,96
SUM	12,42	25,1	37,34	49,83	62,43	75	87,37	99,74
ist (SUMx4) [kN/m²]	49,68	100,40	149,36	199,32	249,72	300,00	349,48	398,96

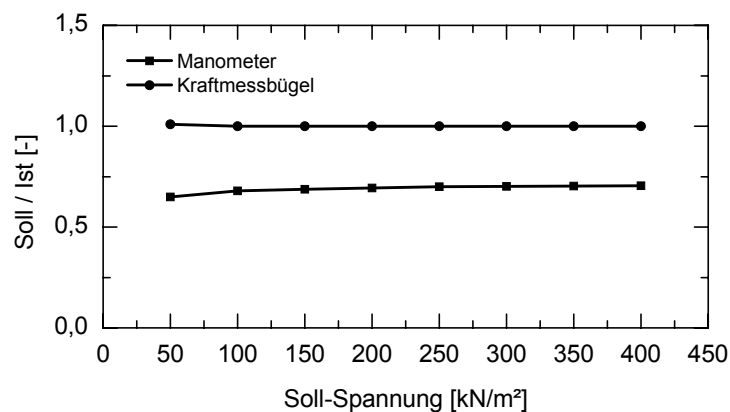


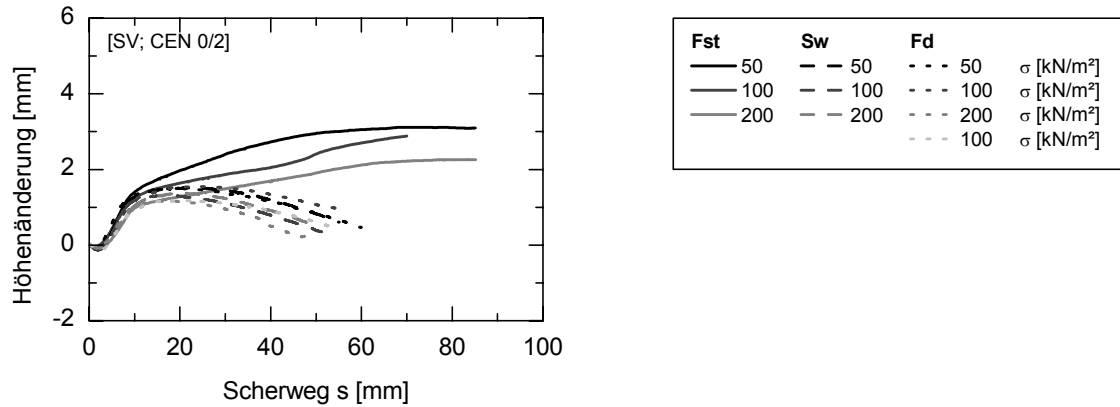
Abb. A.1: Manometer- Kontrollmessungen an der pneumatischen geregelten Auflastvorrichtung

B Versuchsergebnisse

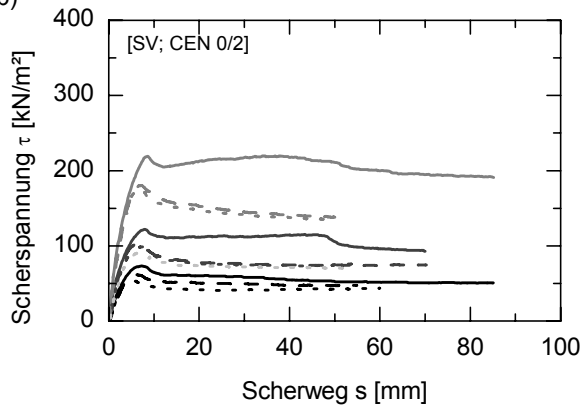
B.1 Versuchsreihe VR-Ib

B.1.1 SV – Scherversuche

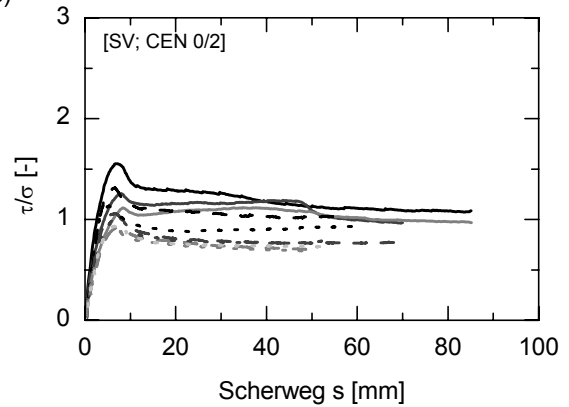
a)



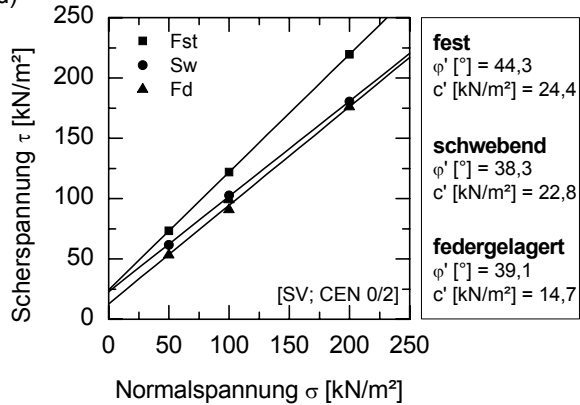
b)



c)



d)



e)

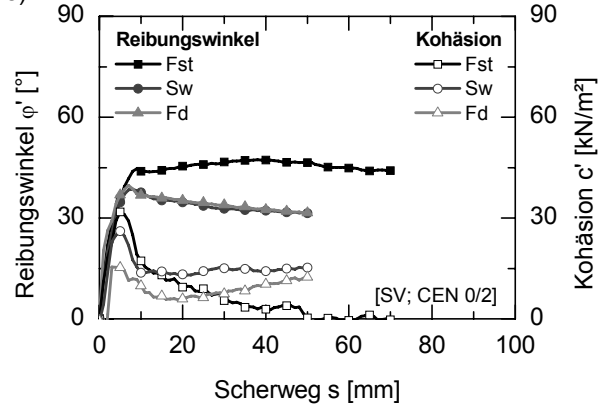


Abb. B.1: Versuchsreihe VR-I [SV; CEN 0/2]

- a) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- b) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- d) Schergeraden
- e) Scherparameter-Weg-Diagramm

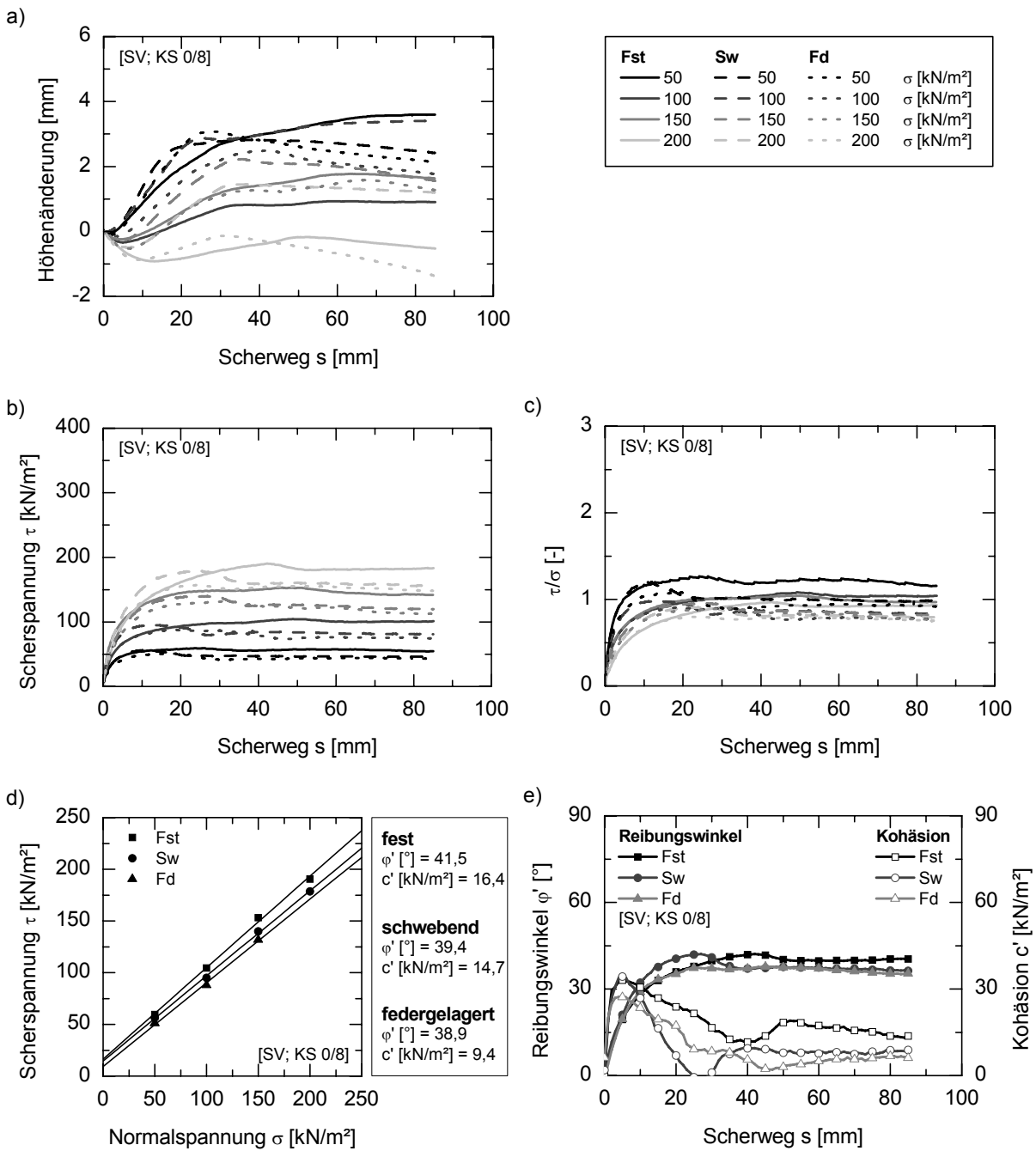


Abb. B.2: Versuchsreihe VR-I [SV; KS 0/8]

- a) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- b) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- d) Schergeraden
- e) Scherparameter-Weg-Diagramm

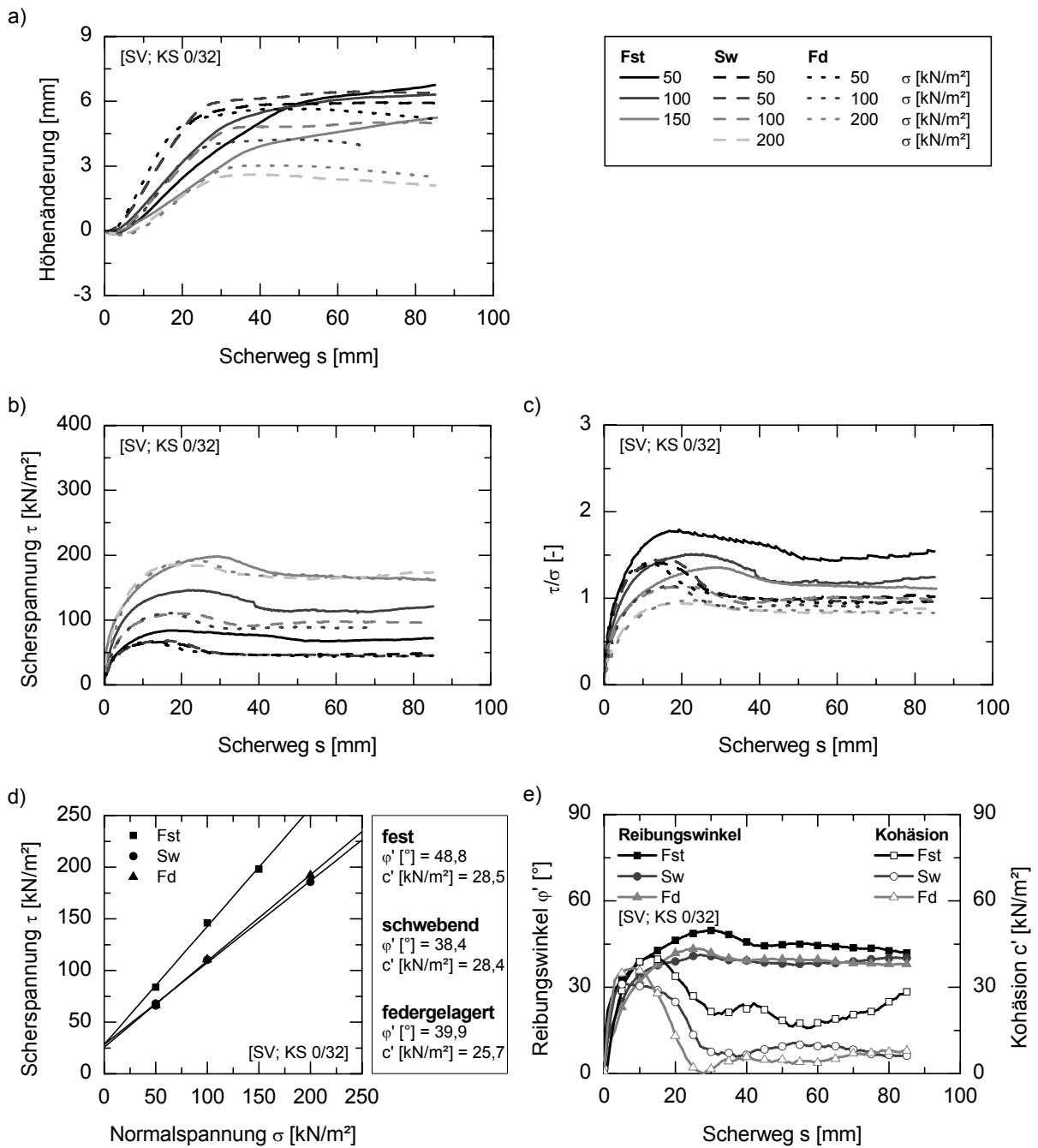


Abb. B.3: Versuchsreihe VR-I [SV; KS 0/32]

- a) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- b) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- d) Schergeraden
- e) Scherparameter-Weg-Diagramm

B.1.2 RV – Reibungsversuche

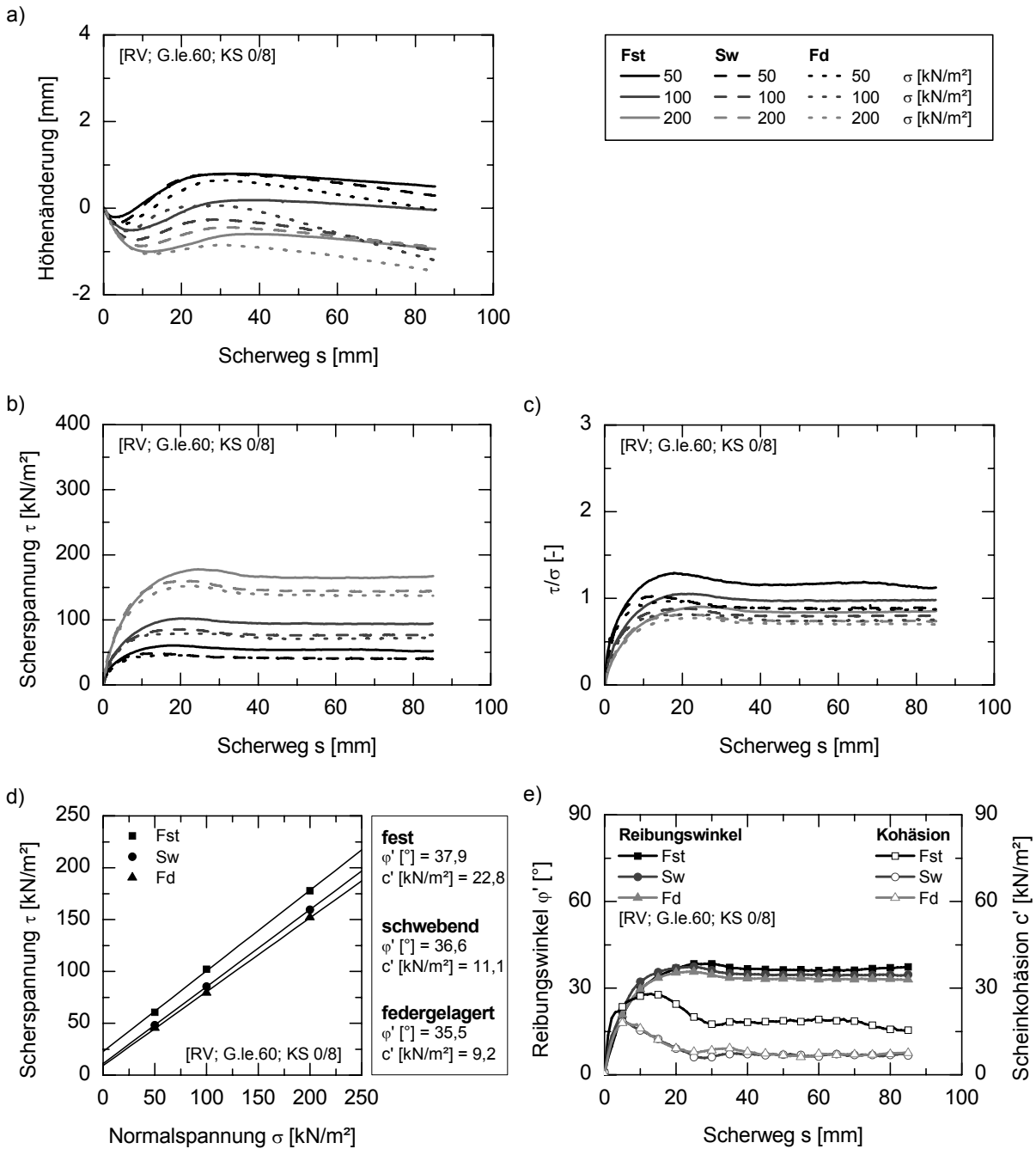


Abb. B.4: Versuchsreihe VR-I [RV; G.le.60; KS 0/8]

- a) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- b) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- d) Schergeraden
- e) Scherparameter-Weg-Diagramm

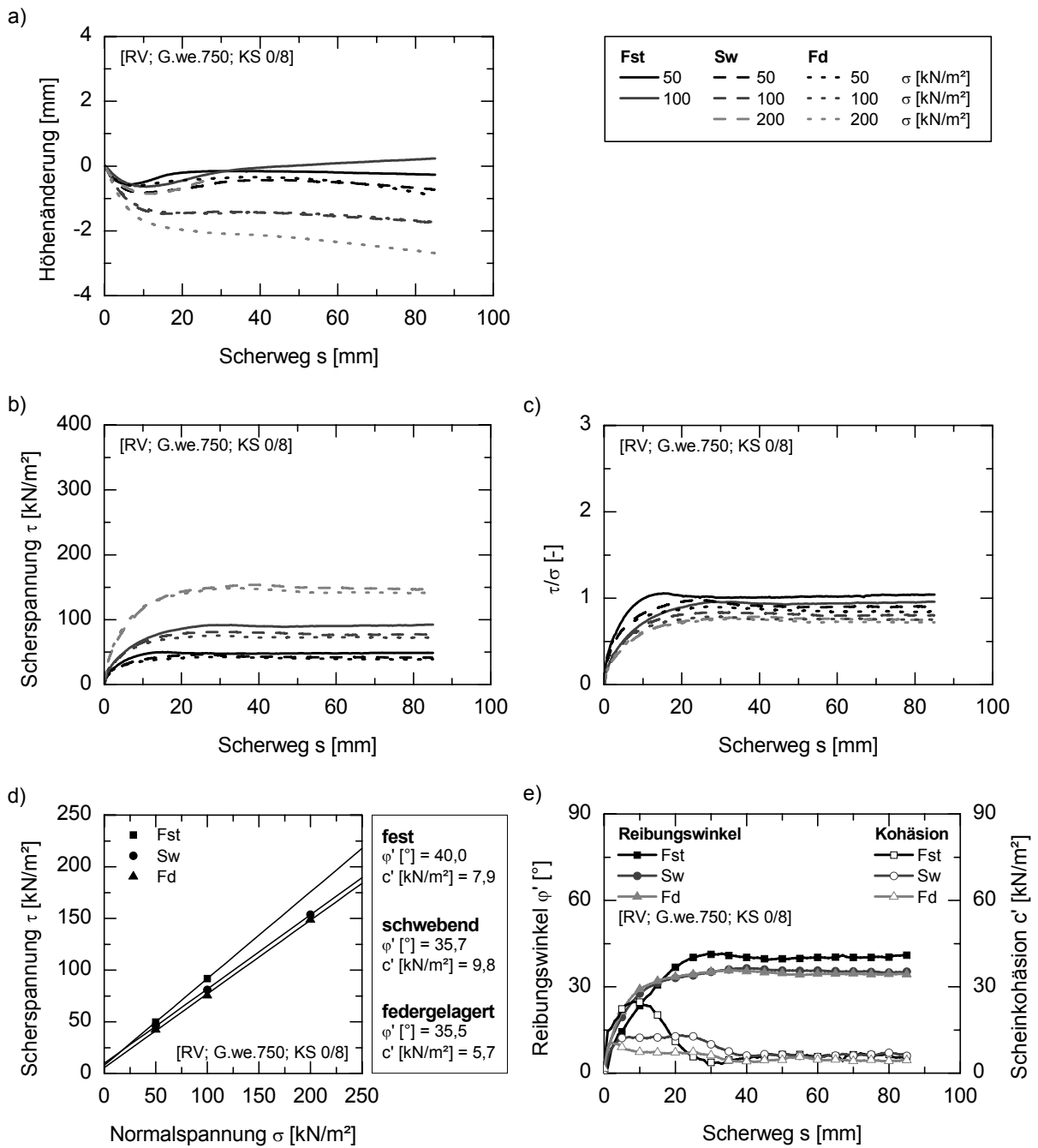


Abb. B.5: Versuchsreihe VR-I [RV; G.we.750; KS 0/8]

- a) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- b) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- d) Schergeraden
- e) Scherparameter-Weg-Diagramm

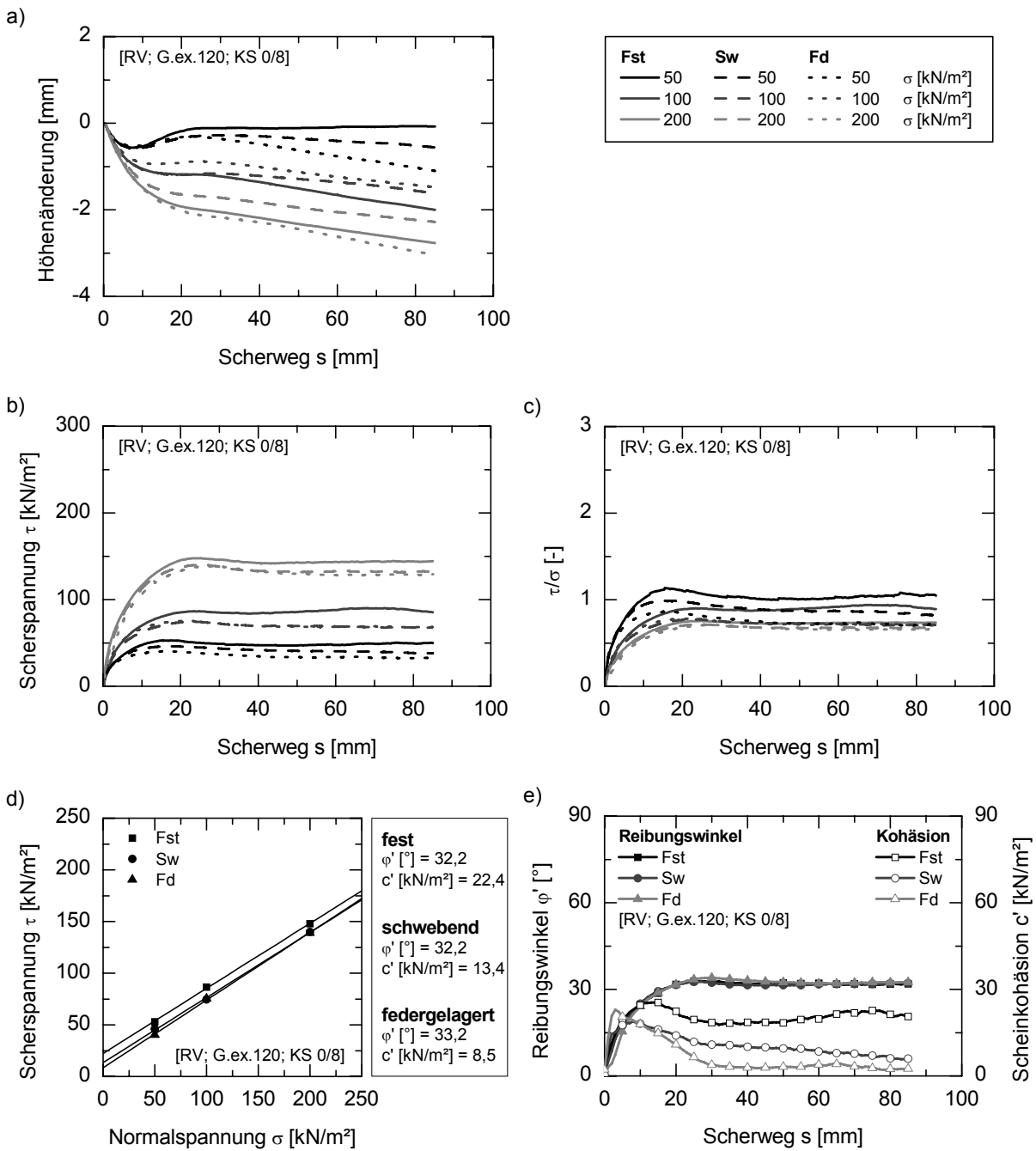


Abb. B.6: Versuchsreihe VR-I [RV; G.ex.120; KS 0/8]

- a) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- b) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- d) Schergeraden
- e) Scherparameter-Weg-Diagramm

B.1.3 PV – Pullout-Versuche

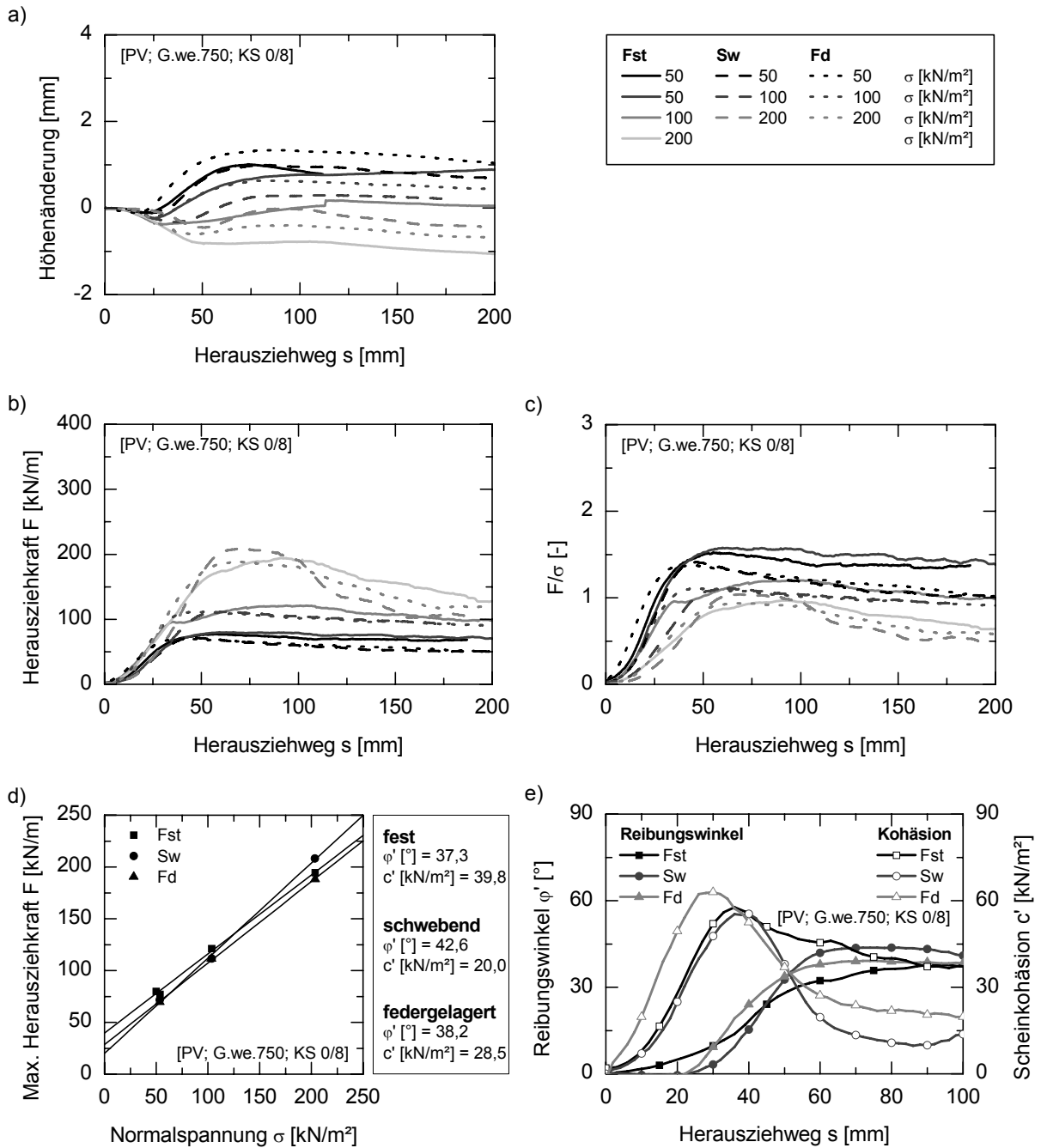


Abb. B.7: Versuchsreihe VR-I [PV; G.we.750; KS 0/8]

- a) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- b) Herausziehungskraft-Herausziehweg-Diagramm
- c) Herausziehungskraft-Herausziehweg-Diagramm (normiert)
- d) Herausziehungskraft-Normalspannungs-Diagramm
- e) Scherparameter-Weg-Diagramm

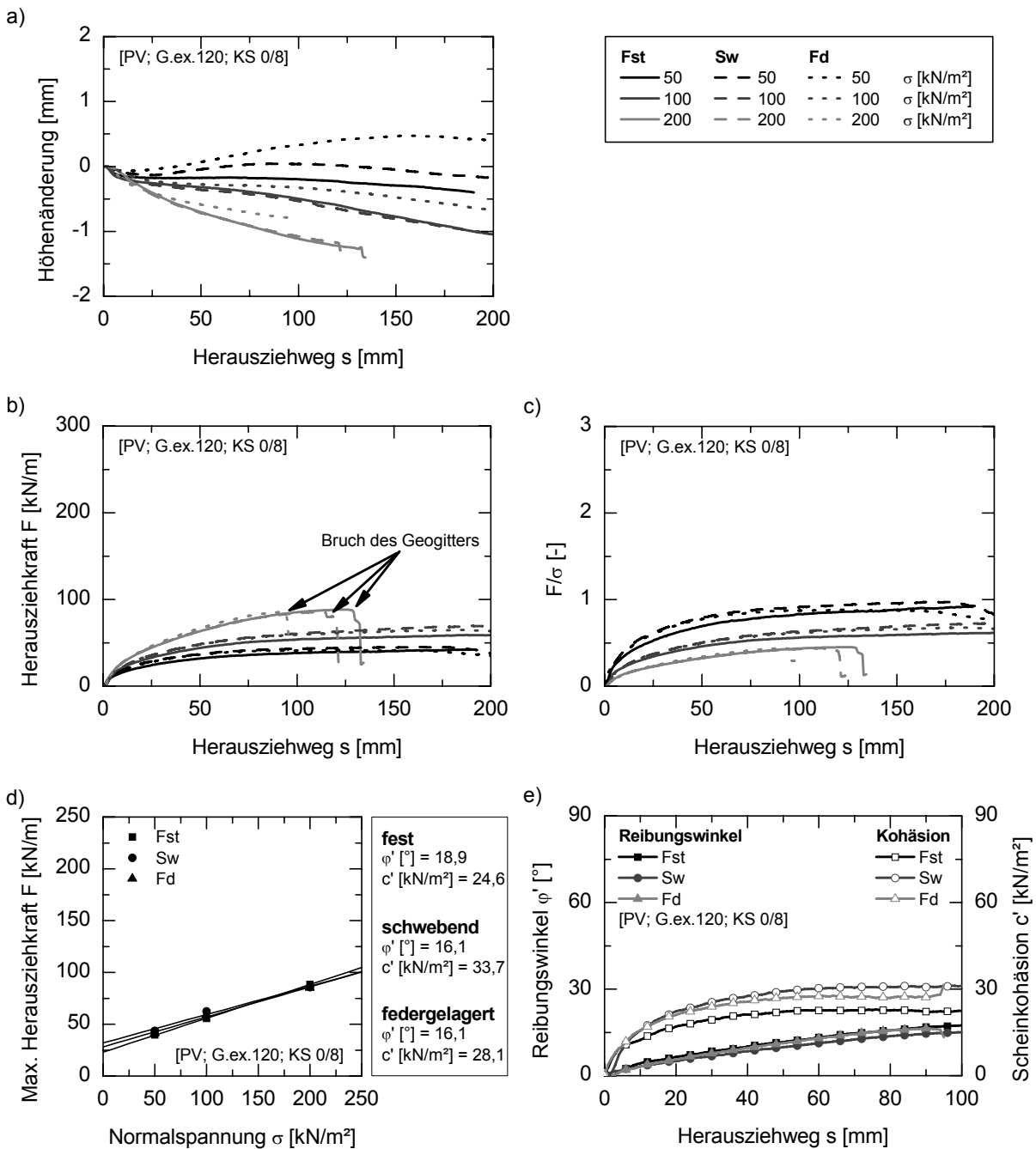


Abb. B.8: Versuchsreihe VR-I [PV; G.ex.120; KS 0/8]

- a) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- b) Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm
- c) Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm (normiert)
- d) Herausziehkraft-Normalspannungs-Diagramm
- e) Scherparameter-Weg-Diagramm

B.2 Versuchsreihe VR-IIa

B.2.1 SV – Scherversuche

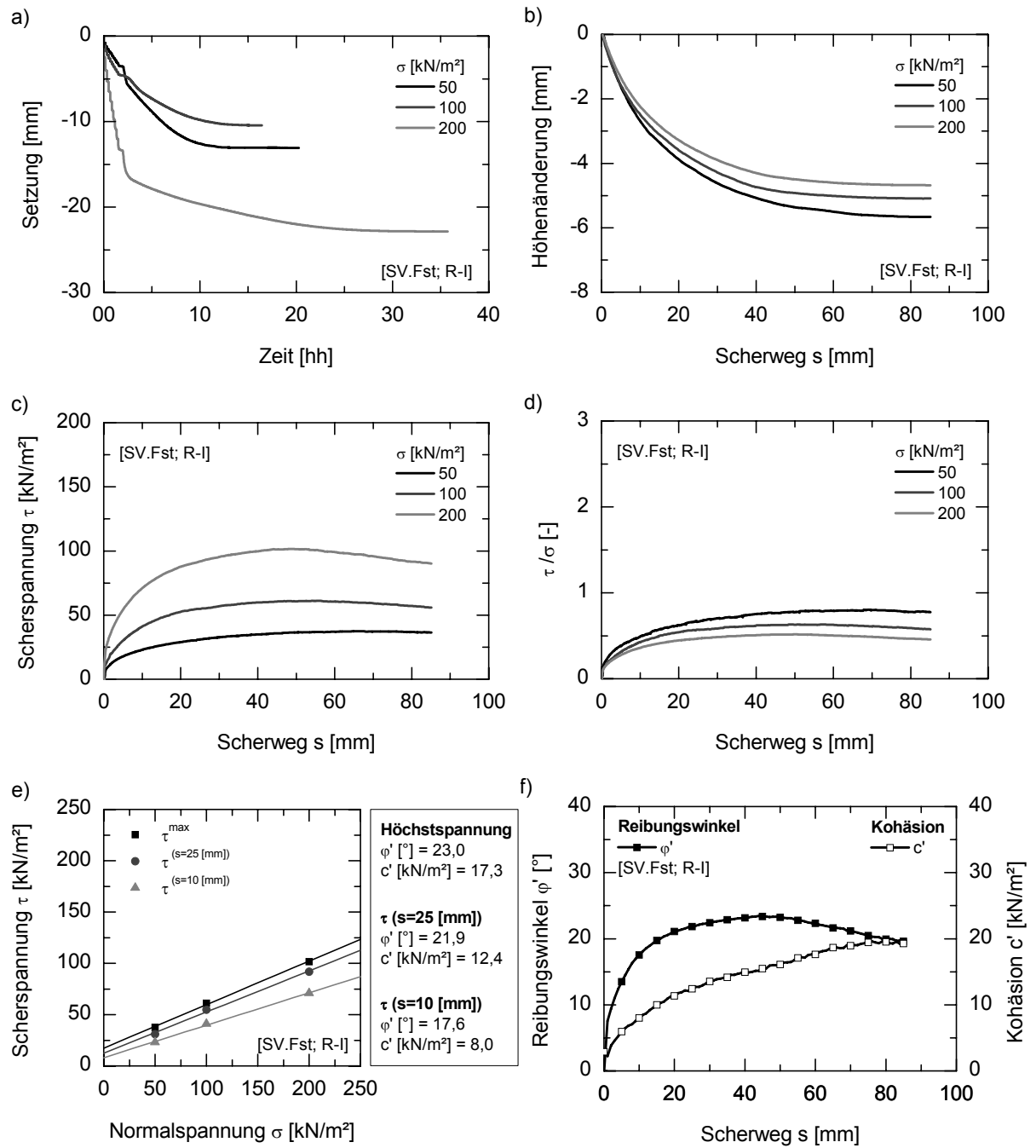


Abb. B.9: Versuchsreihe VR-IIa [SV.Fst; R-I]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- d) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- e) Schergeraden
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

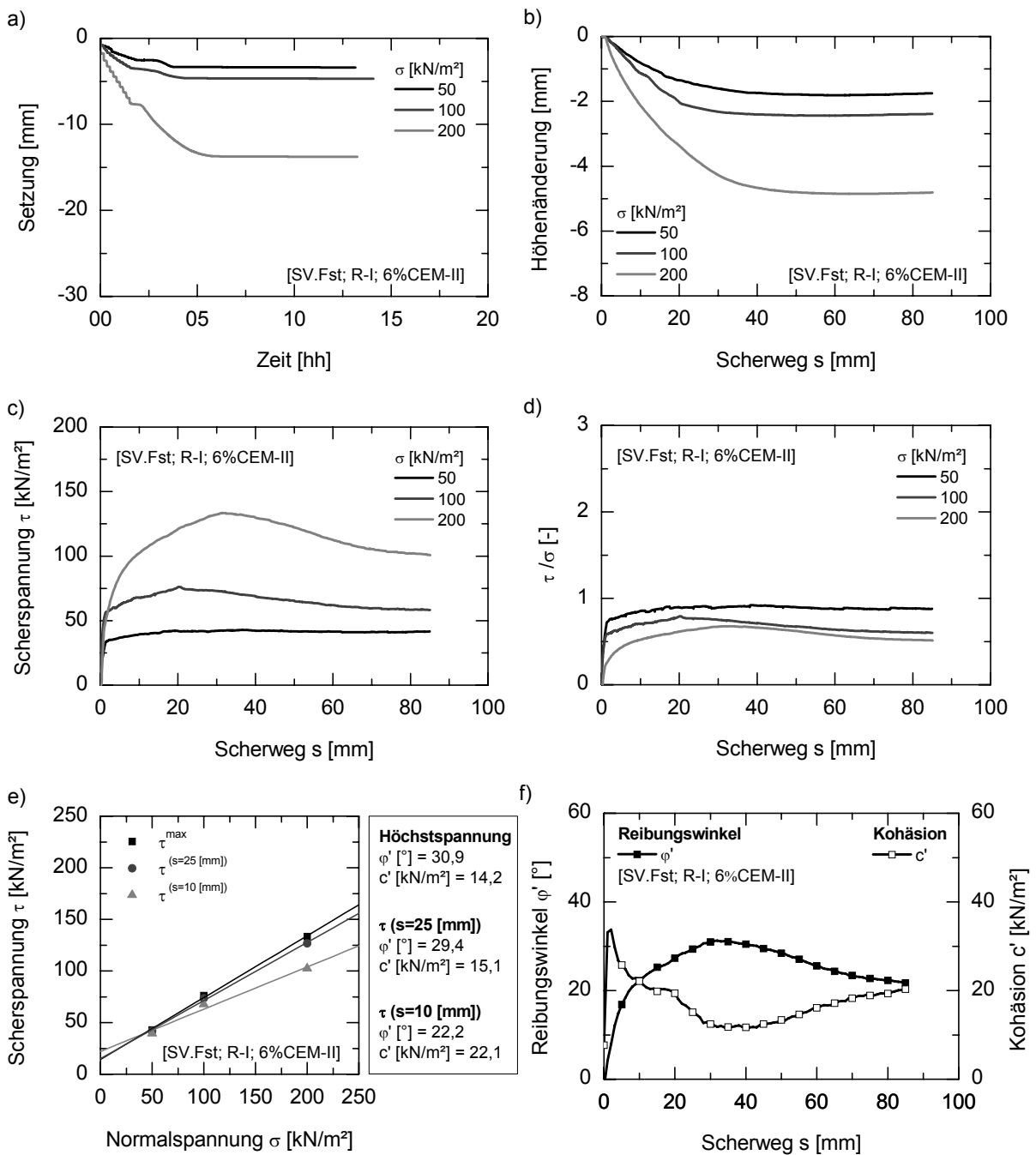


Abb. B.10: Versuchsreihe VR-IIa [SV.Fst; R-I; 6%CEM-II]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- d) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- e) Schergeraden
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

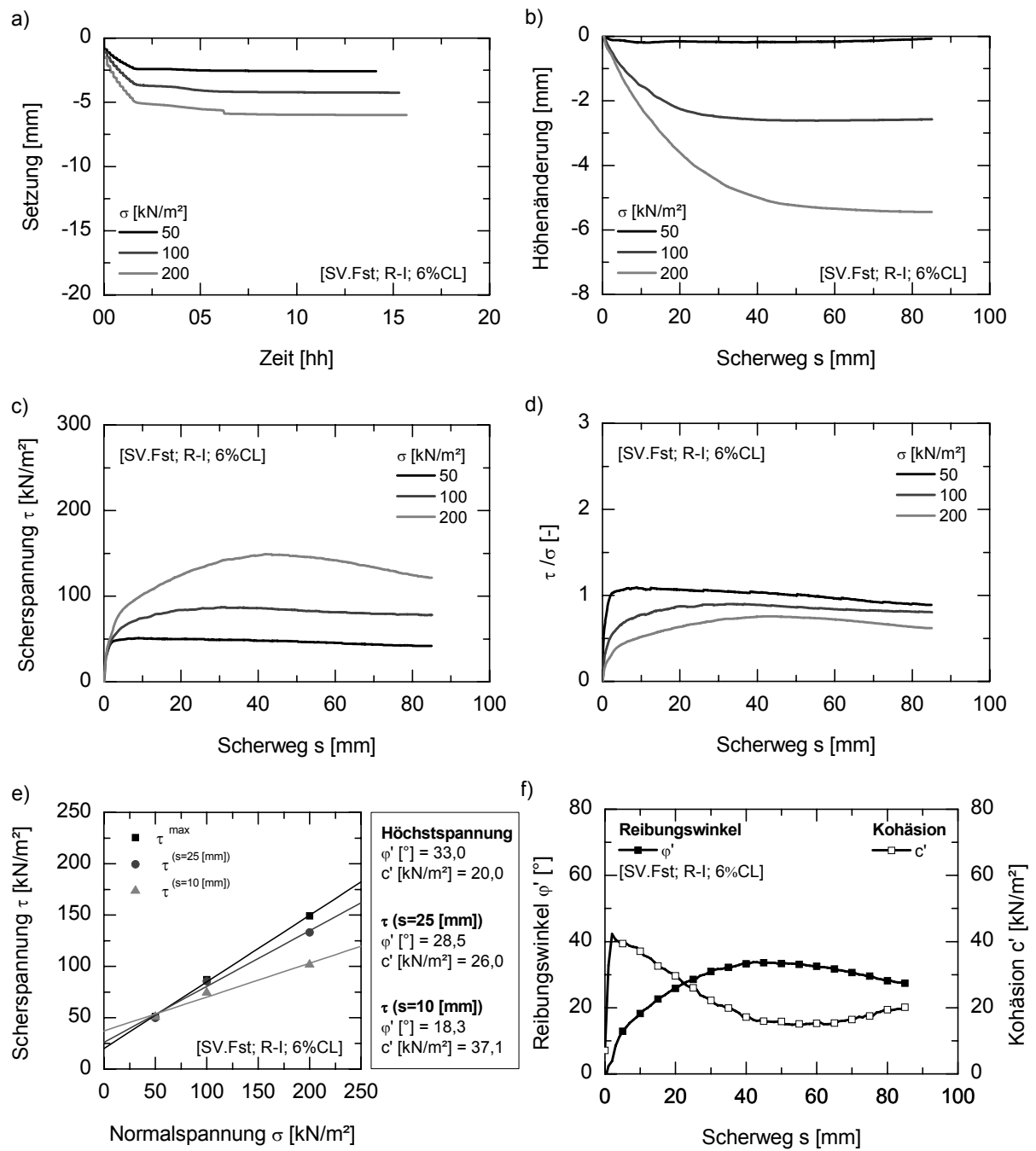


Abb. B.11: Versuchsreihe VR-IIa [SV.Fst; R-I; 6%CL]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- d) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- e) Schergeraden
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

B.2.2 RV – Reibungsversuche

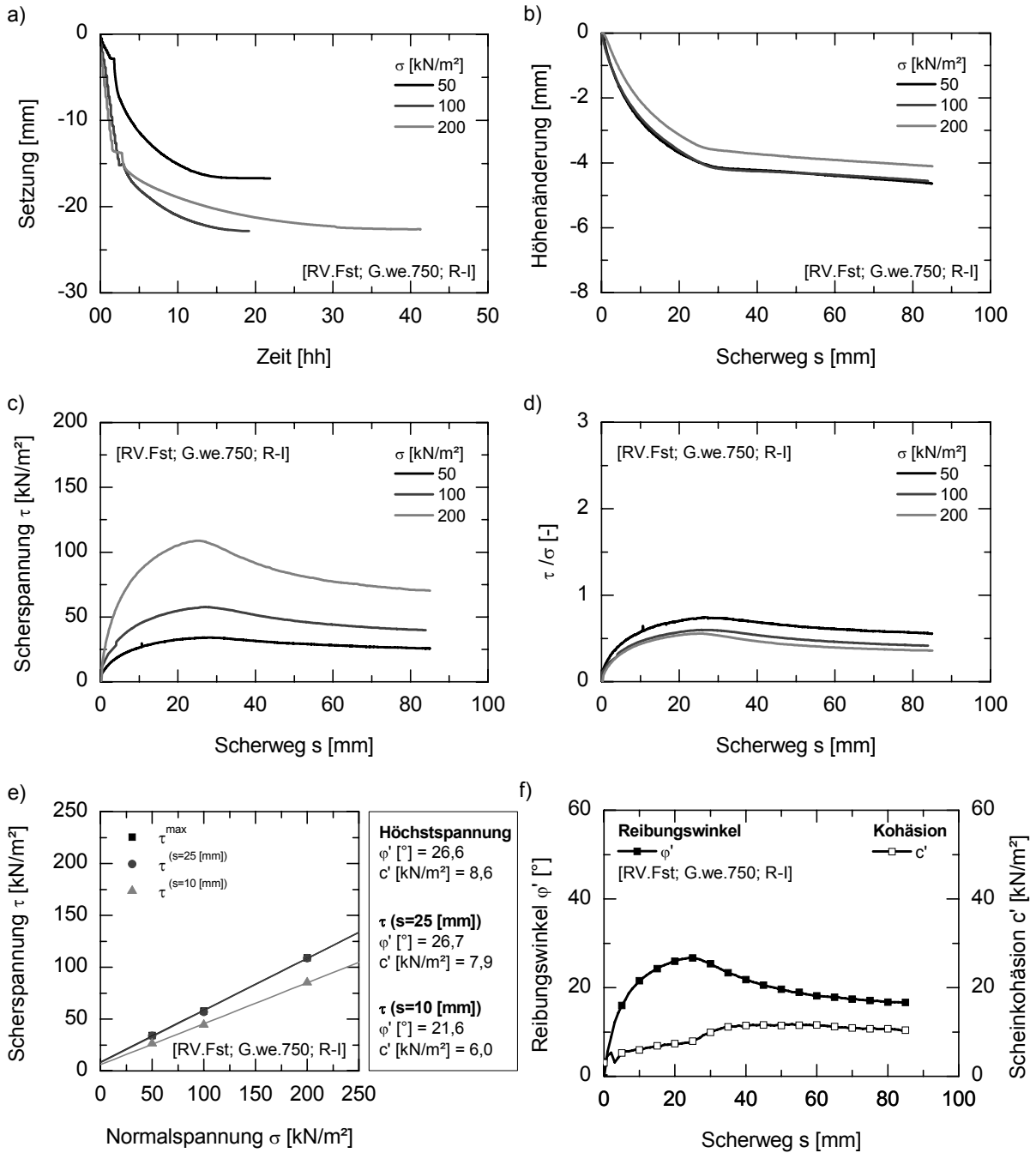


Abb. B.12: Versuchsreihe VR-IIa [RV.Fst; G.we.750; R-I]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- d) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- e) Schergeraden
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

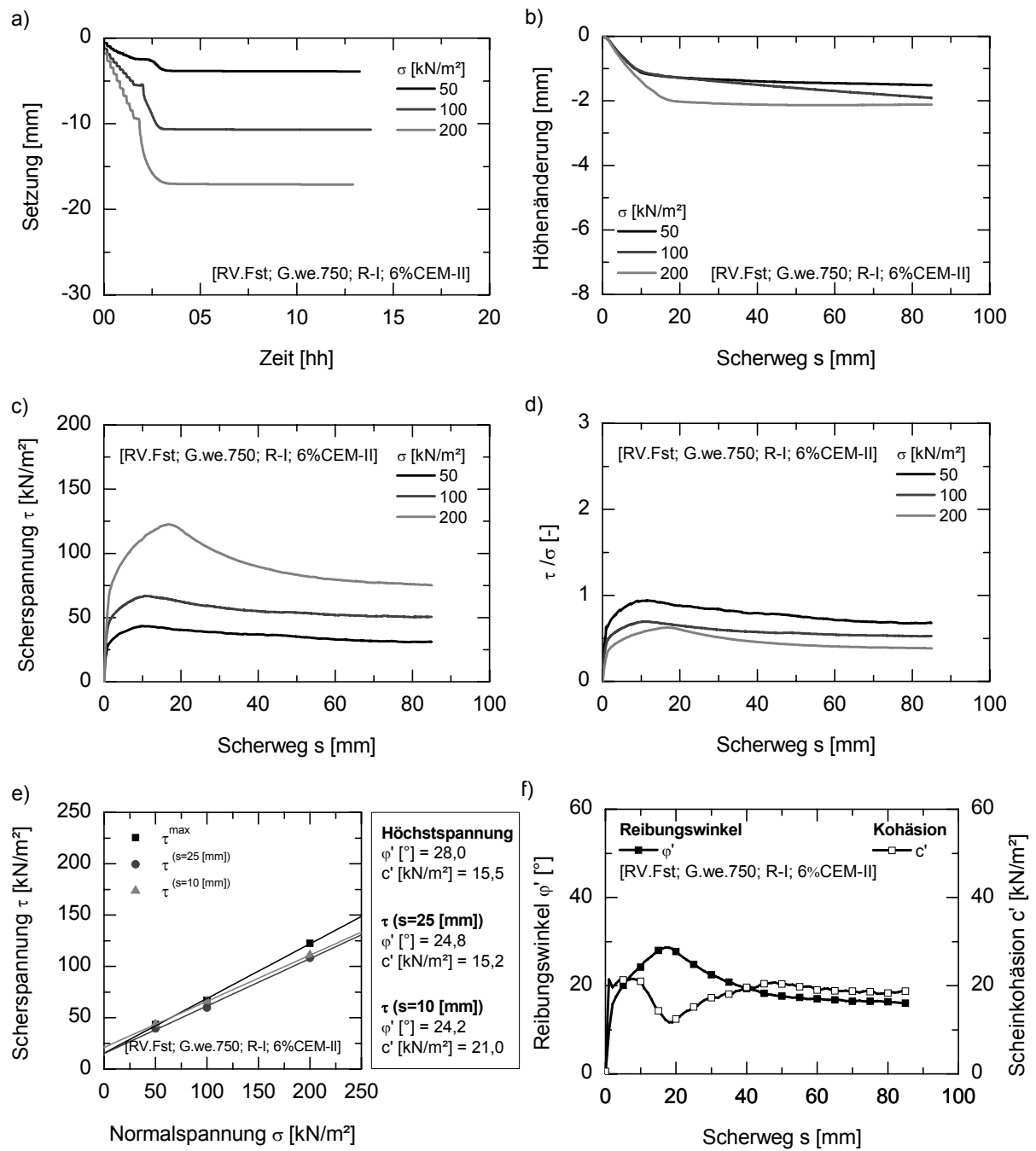


Abb. B.13: Versuchsreihe VR-IIa [RV.Fst; G.we.750; R-I; 6%CEM-II]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- d) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- e) Schergeraden
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

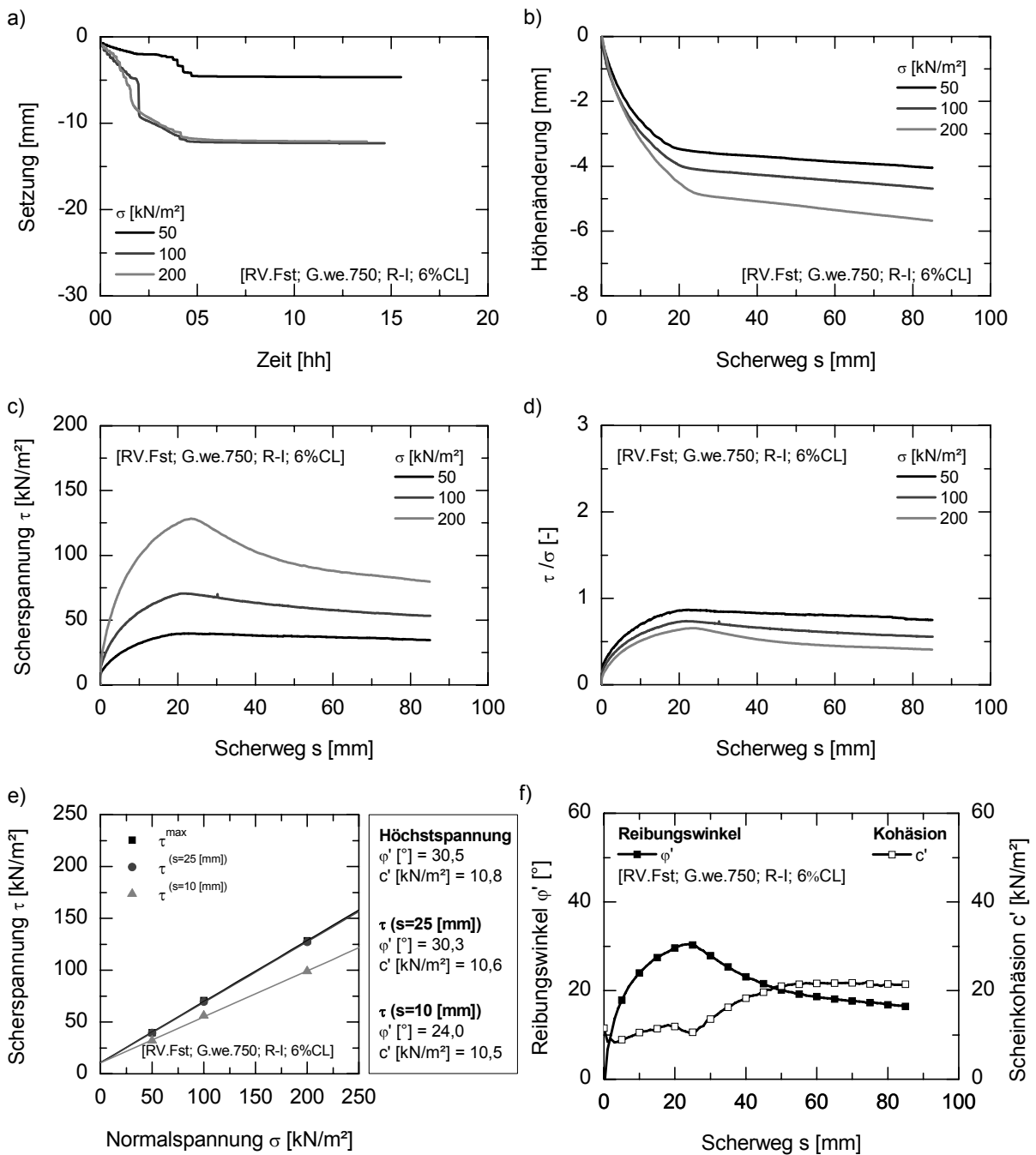


Abb. B.14: Versuchsreihe VR-IIa [RV.Fst; G.we.750; R-I; 6%CL]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- d) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- e) Schergeraden
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

B.2.3 PV – Pullout-Versuche

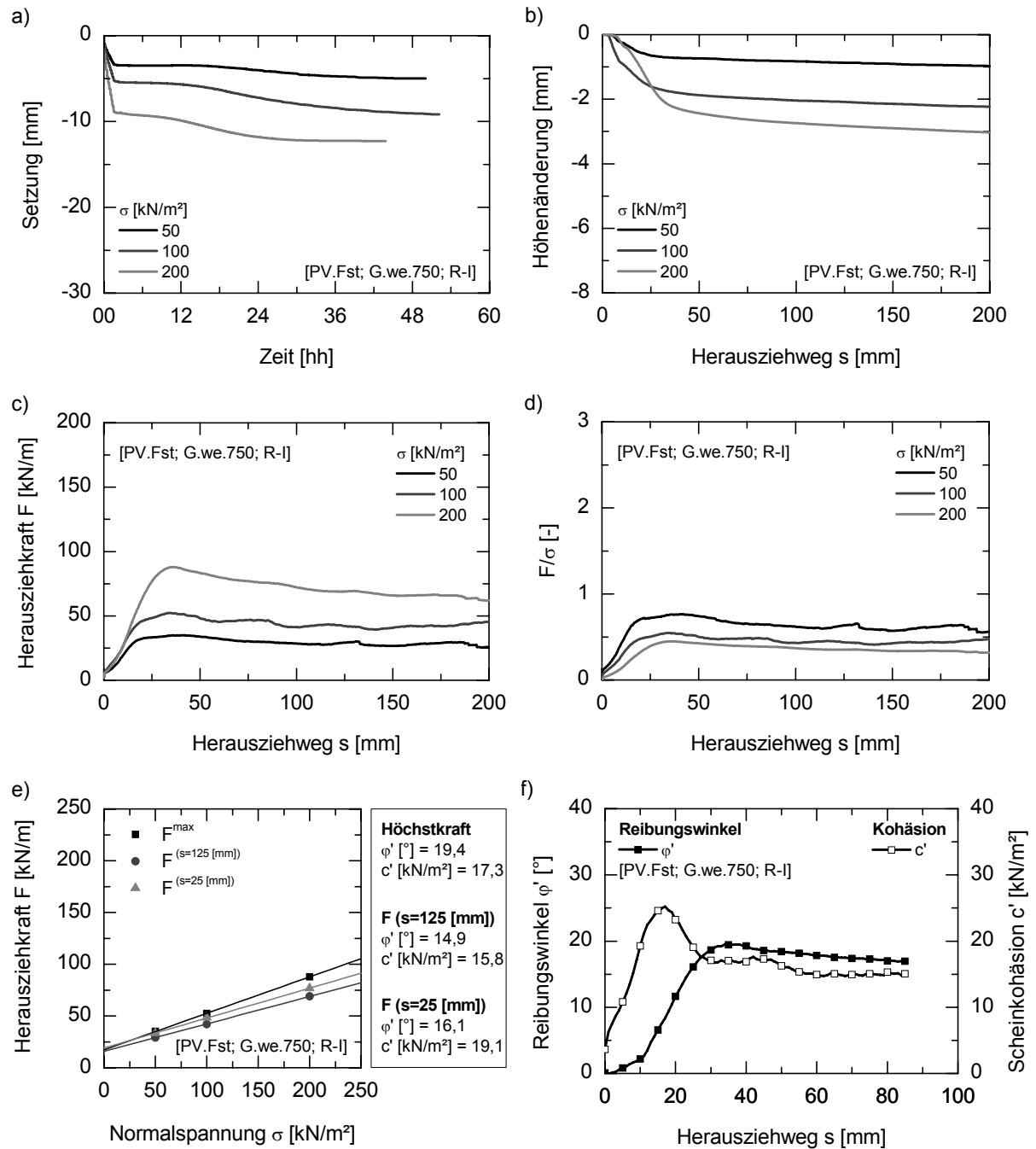


Abb. B.15: Versuchsreihe VR-IIa [PV.Fst; G.we.750; R-I]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Herausziehungskraft-Herausziehweg-Diagramm
- d) Herausziehungskraft-Herausziehweg-Diagramm (normiert)
- e) Herausziehungskraft-Normalspannungs-Diagramm
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

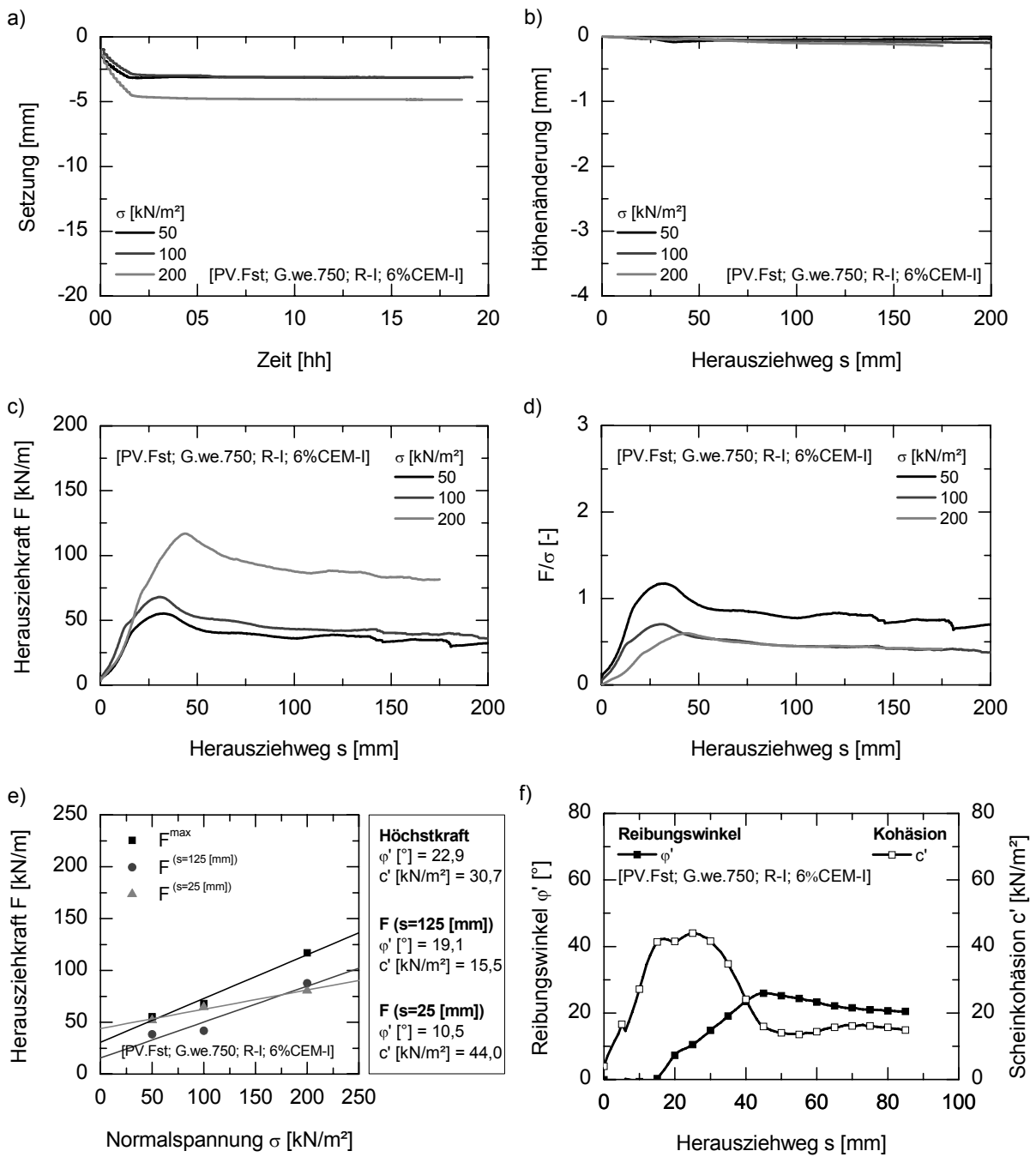


Abb. B.16: Versuchsreihe VR-IIa [PV.Fst; G.we.750; R-I; 6%CEM-I]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm
- d) Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm (normiert)
- e) Herausziehkraft-Normalspannungs-Diagramm
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

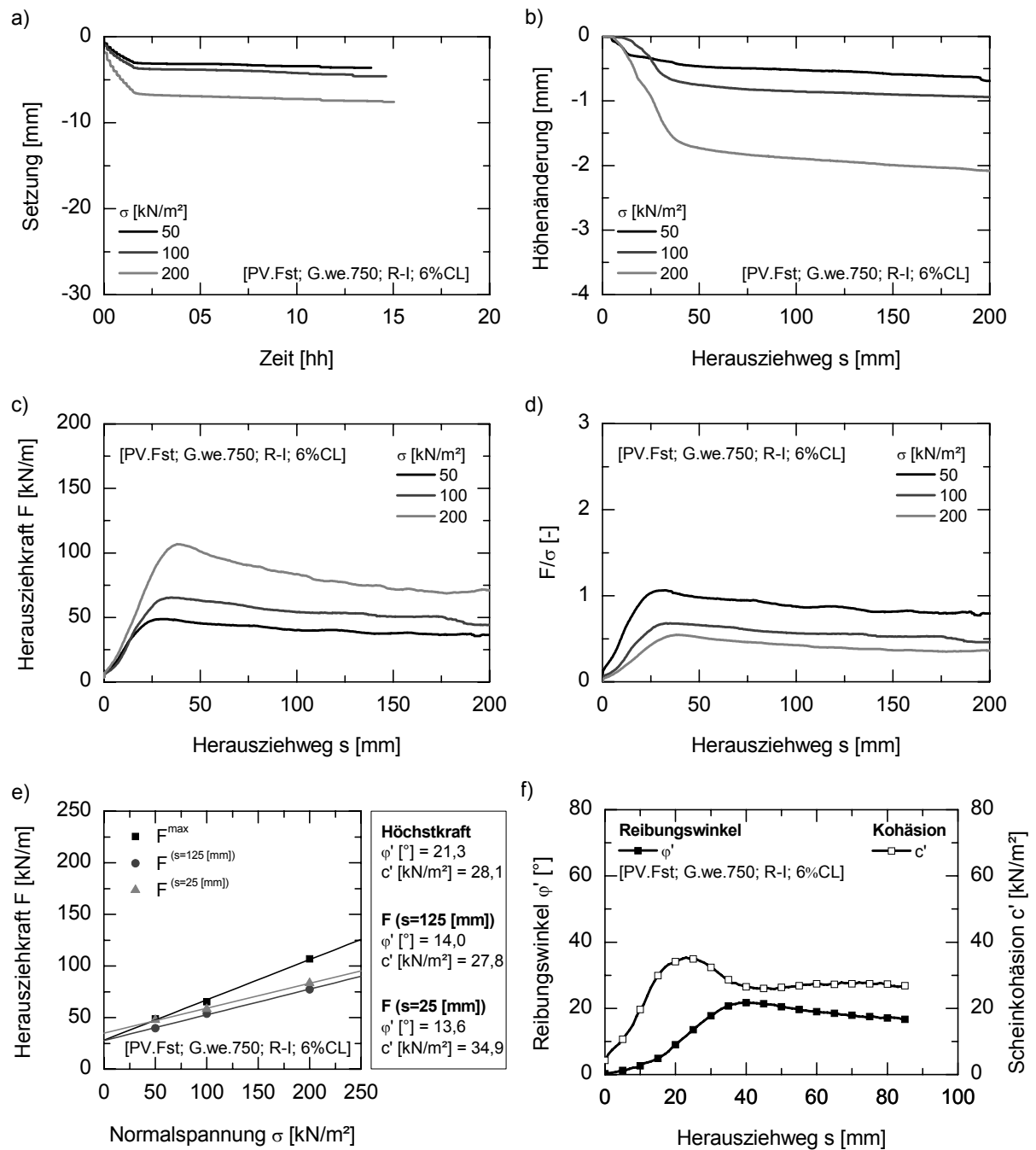


Abb. B.17: Versuchsreihe VR-IIa [PV.Fst; G.we.750; R-I; 6%CL]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm
- d) Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm (normiert)
- e) Herausziehkraft-Normalspannungs-Diagramm
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

B.3 Versuchsreihe VR-IIb

B.3.1 SV – Scherversuche

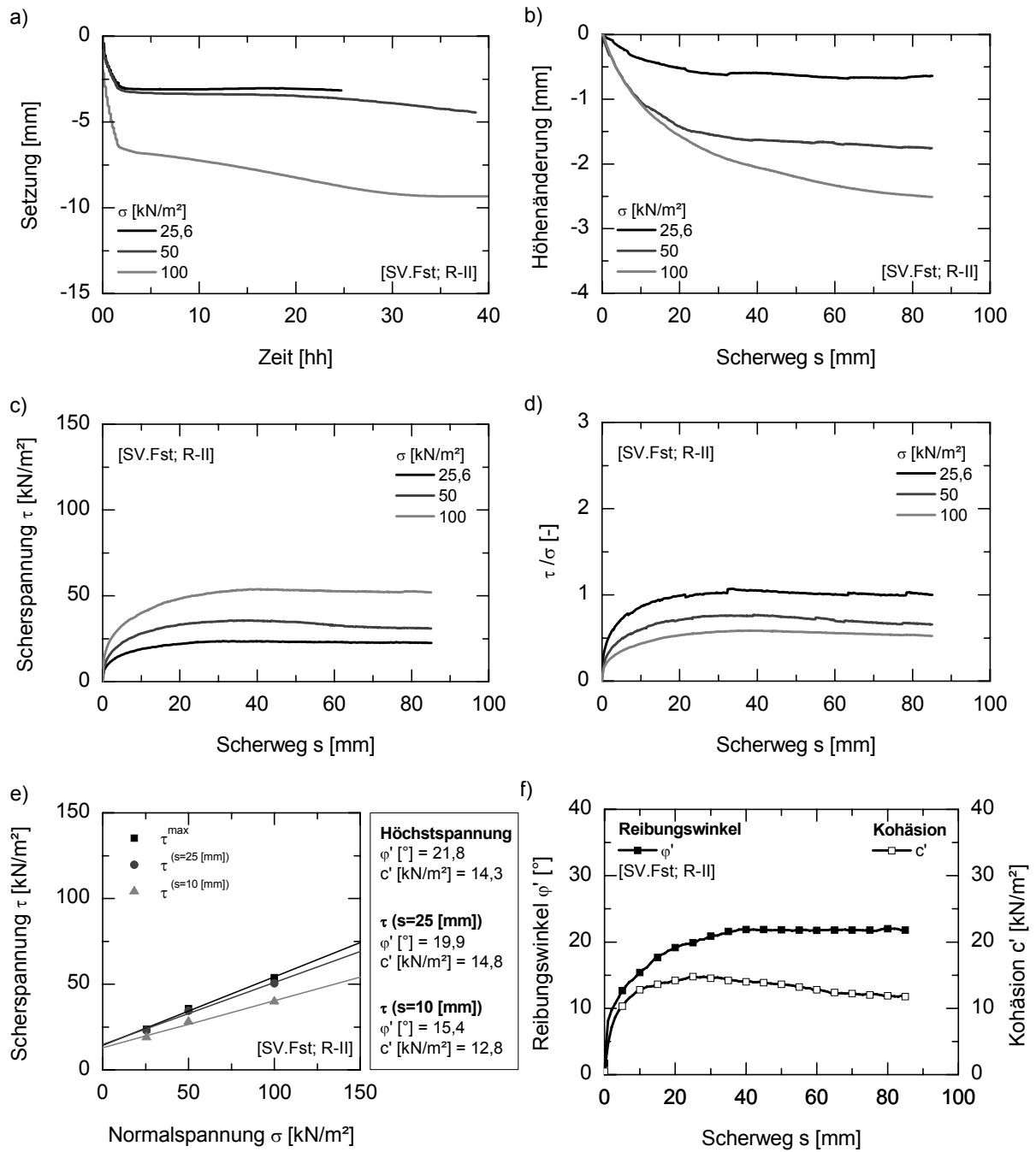


Abb. B.18: Versuchsreihe VR-IIb [SV.Fst; R-II]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- d) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- e) Schergeraden
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

B.3.2 RV – Reibungsversuche

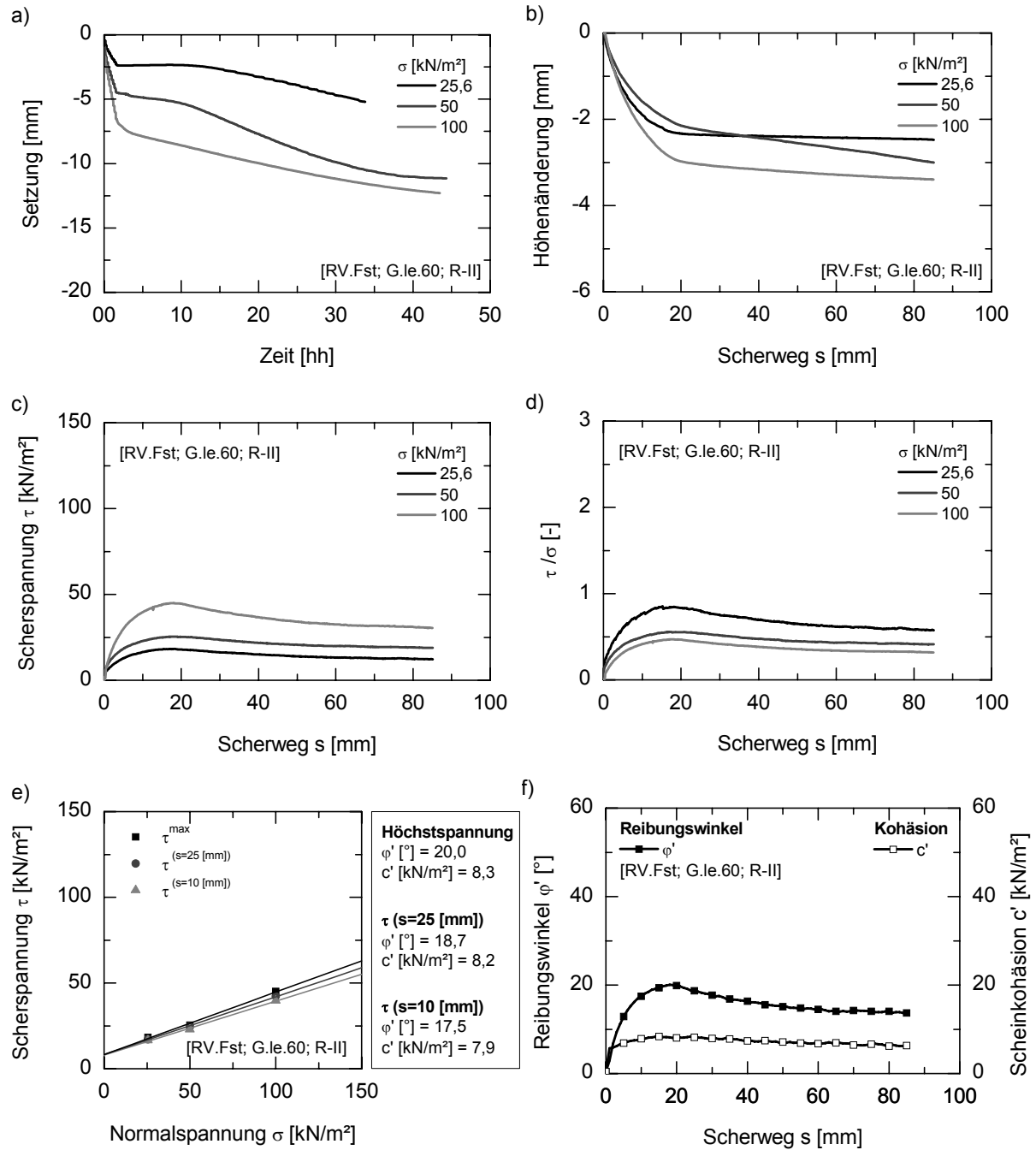


Abb. B.19: Versuchsreihe VR-IIb [RV.Fst; G.le.60; R-II]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Scherspannungs-Weg-Diagramm
- d) Scherspannungs-Weg-Diagramm (normiert)
- e) Schergeraden
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

B.3.3 PV – Pullout-Versuche

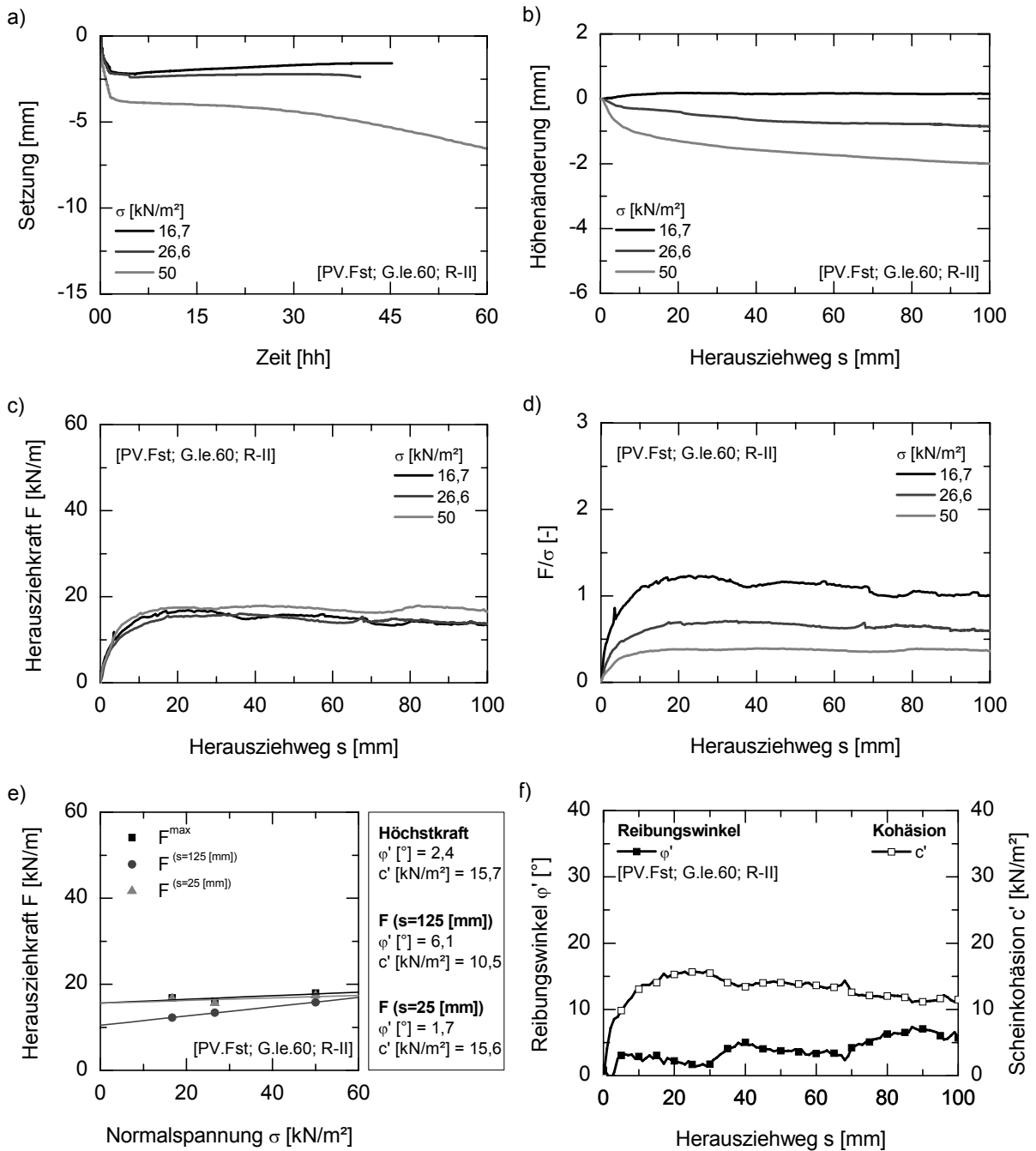


Abb. B.20: Versuchsreihe VR-IIb [PV.Fst; G.le.60; R-II]

- a) Konsolidierungs-Diagramm
- b) Höhenänderungs-Weg-Diagramm
- c) Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm
- d) Herausziehkraft-Herausziehweg-Diagramm (normiert)
- e) Herausziehkraft-Normalspannungs-Diagramm
- f) Scherparameter-Weg-Diagramm

C Numerische Berechnungsreihen

C.1 Berechnungsreihe BI

Berechnungsreihe	Bodenparameter								Geogitterparameter		
	Kompressionsmodul	Schubmodul	E-Modul	Poisson	Reibungswinkel	Kohäsion	Dilatanzwinkel	Dichte	E-Modul	Poissonzahl	Dicke
	K [N/m ²]	G [N/m ²]	E [N/m ²]	ν [-]	ϕ' [°]	c' [N/m ²]	Ψ ~1-sin ϕ' [°]	ρ [kg/m ³]	E_{gg} [N/m ²]	ν [-]	t [m]
BI-01 50	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-01 100	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-01 200	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-02 1,00E-04	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-02 1,00E-05	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-02 1,00E-06	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-02 1,00E-07	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-02 1,00E-08	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-03 48	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-03 240	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BI-03 896	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03

Berechnungsreihe	Verbundparameter			Randbedingungen													
	Steifigkeit	Reibungswinkel	Kohäsion	Auflast	PV - Geschw.	Kastenabmessungen						large-strain modus	sliding modus	Wandreibung	Anzahl Elemente		
	k_{gg} [N/m ²]	ϕ_{gg} [°]	c_{gg} [N/m ²]	σ_{zz} [N/m ²]	x-vel [m/step]	B	b	H	h	L	l	large-strain	slide	μ	n1	n2	n3
BI-01 50	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BI-01 100	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BI-01 200	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BI-02 1,00E-04	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-04	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BI-02 1,00E-05	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-05	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BI-02 1,00E-06	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BI-02 1,00E-07	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-07	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BI-02 1,00E-08	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-08	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BI-03 48	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	4	4	3
BI-03 240	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BI-03 896	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	16	8	7

C.2 Berechnungsserie BII

Berechnungs- serie	Bodenparameter								Geogitterparameter		
	Kompressions- modul	Schub- modul	E-Modul	Poisson	Reibungs- winkel	Kohäsion	Dilatanz- winkel	Dichte	E-Modul	Poisson- zahl	Dicke
	K [N/m ²]	G [N/m ²]	E [N/m ²]	ν [-]	ϕ' [°]	c' [N/m ²]	Ψ ~1-sin ϕ' [°]	ρ [kg/m ³]	E_{gg} [N/m ²]	ν [-]	t [m]
BII-01 5,75E+05	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+05	3,00E-01	2,00E-03
BII-01 5,75E+07	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+07	3,00E-01	2,00E-03
BII-01 2,50E+08	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	2,50E+08	3,00E-01	2,00E-03
BII-01 5,75E+08	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+08	3,00E-01	2,00E-03
BII-01 5,75E+09	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BII-01 5,75E+11	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+11	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,125	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,250	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,375	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,500	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,125	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,250	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,375	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,500	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,125	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	2,50E+08	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,250	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	2,50E+08	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,375	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	2,50E+08	3,00E-01	2,00E-03
BII-02 0,500	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	2,50E+08	3,00E-01	2,00E-03

Berechnungs- serie	Verbundparameter			Randbedingungen													
	Steifigkeit	Reibungs- winkel	Kohäsion	Auflast	PV - Geschw.	Kasten- abmessungen						large-strain modus	sliding modus	Wand- reibung	Anzahl Elemente		
	K_{gg} [N/m ²]	ϕ_{gg} [°]	c_{gg} [N/m ²]	σ_{zz} [N/m ²]	x-vel [m/step]	B [m]	b [m]	H [m]	h [m]	L [m]	l [m]	large-strain [-]	slide [-]	μ [-]	n1 [-]	n2 [-]	n3 [-]
BII-01 5,75E+05	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-01 5,75E+07	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-01 2,50E+08	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-01 5,75E+08	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-01 5,75E+09	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-01 5,75E+11	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,125	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,125	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,250	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,250	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,375	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,375	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,500	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,500	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,125	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,125	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,250	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,250	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,375	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,375	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,500	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,500	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,125	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,125	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,250	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,250	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,375	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,375	off	off	off	8	6	5
BII-02 0,500	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,500	off	off	off	8	6	5
BII-03 0,10	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,10	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-03 0,20	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,20	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-03 0,30	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,30	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-03 0,40	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,40	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5
BII-03 0,45	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,45	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	off	8	6	5

C.3 Berechnungsreihe **BIII**

Berechnungs- serie	Bodenparameter								Geogitterparameter		
	Kompressions- modul	Schub- modul	E-Modul	Poisson	Reibungs- winkel	Kohäsion	Dilatanz- winkel	Dichte	E-Modul	Poisson- zahl	Dicke
	K [N/m ²]	G [N/m ²]	E [N/m ²]	ν [-]	ϕ' [°]	c' [N/m ²]	Ψ ~1-sin ϕ' [°]	ρ [kg/m ³]	E_{gg} [N/m ²]	ν [-]	t [m]
BIII-01 0,30 (50)	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-01 0,30 (100)	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-01 0,30 (200)	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-01 0,30 (50)	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-01 0,30 (100)	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-01 0,30 (200)	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-01 0,60 (50)	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-01 0,60 (100)	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-01 0,60 (200)	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-02 0,375	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-02 0,750	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-02 1,125	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-02 1,500	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-03 50	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-03 100	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-03 200	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-04 50	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-04 100	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03
BIII-04 200	1,32E+07	5,08E+06	1,35E+07	3,30E-01	3,89E+01	9,40E+03	9,00E+00	1,75E+03	5,75E+09	3,00E-01	2,00E-03

Berechnungs- serie	Verbundparameter			Randbedingungen													
	Steifigkeit	Reibungs- winkel	Kohäsion	Auflast	PV - Geschw.	Kasten- abmessungen					large-strain modus	sliding modus	Wand- reibung	Anzahl Elemente			
	k_{gg} [N/m ²]	ϕ_{gg} [°]	c_{gg} [N/m ²]	σ_{zz} [N/m ²]	x-vel [m/step]	B	b	H	h	L	l	large-strain [-]	slide [-]	μ [-]	n1	n2	n3
BIII-01 0,30 (50)	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	0,50	off	off	off	24	6	5
BIII-01 0,30 (100)	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	0,50	off	off	off	24	6	5
BIII-01 0,30 (200)	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	0,50	off	off	off	24	6	5
BIII-01 0,30 (50)	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	0,50	off	off	off	24	6	7
BIII-01 0,30 (100)	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	0,50	off	off	off	24	6	7
BIII-01 0,30 (200)	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	0,50	off	off	off	24	6	7
BIII-01 0,60 (50)	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,60	0,27	0,60	0,30	1,50	0,50	off	off	off	24	6	15
BIII-01 0,60 (100)	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,60	0,30	1,50	0,50	off	off	off	24	6	15
BIII-01 0,60 (200)	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,60	0,30	1,50	0,50	off	off	off	24	6	15
BIII-02 0,375	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	0,375	off	off	off	24	6	7
BIII-02 0,750	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	0,750	off	off	off	24	6	7
BIII-02 1,125	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	1,125	off	off	off	24	6	7
BIII-02 1,500	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,60	0,27	0,30	0,15	1,50	1,500	off	off	off	24	6	7
BIII-03 50	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	on	8	6	5
BIII-03 100	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	on	8	6	5
BIII-03 200	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	on	8	6	5
BIII-04 50	5,09E+06	5,76E+01	5,71E+04	5,00E+04	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	σ_{cont} off	8	6	5
BIII-04 100	6,76E+06	5,76E+01	5,71E+04	1,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	σ_{cont} off	8	6	5
BIII-04 200	8,55E+06	5,76E+01	5,71E+04	2,00E+05	1,00E-06	0,50	0,27	0,20	0,10	0,50	0,50	off	off	σ_{cont} off	8	6	5

D Versuchsvarianten im Detail

Die Konzeption des vollautomatischen Interaktionsprüfgeräts (IPG) mit integrierter Pullout-Einrichtung ermöglicht die Durchführung von

- direkten Scherversuchen,
(DIN 18137-3, Ausgabe: 2002-09 [N7])
- Reibungsversuchen,
(DIN EN ISO 12957-1, Ausgabe: 2005-05 [N13])
- Herausziehversuchen – Pullout-Versuchen
(DIN EN 13738, Ausgabe: 2005-02 [N10])

sowie

- einer Reihe gegenüber der heutigen Geokunststoff-Prüfpraxis innovativer Scher-, Reibungs- und Pullout-Versuchsarten

mit gut reproduzierbaren – den in-situ Verhältnissen anpassbaren – Randbedingungen. Im Folgenden werden einige dieser Versuchsvarianten schematisch dargestellt.

- **Freiheit des oberen Scherrahmens:**

- Feste Lagerung des oberen Rahmens, feste Scherspalthöhe;
- Schwebende Lagerung des oberen Rahmens, variable Scherspalthöhe;
- Schwebende Lagerung des oberen Rahmens mit Eigenlastkompensation, variable Scherspalthöhe.

- **Vorschub und Scherfläche:**

Schubspannungen werden durch Ziehen oder Drücken am unteren Scherrahmen eingetragen. Scher- und Reibungsversuche können mit abnehmender oder konstanter Scherfläche durchgeführt werden.

- **Be-/Entwässerung:**

Der obere und der untere Scherrahmen kann Bedarfsweise sowohl für Scher- (SV), Reibung- (RV) als auch für Herausziehversuche (PV) geflutet werden. Bei PV bis unterkante Scherebene, bei RV und SV vollständige Flutung möglich.

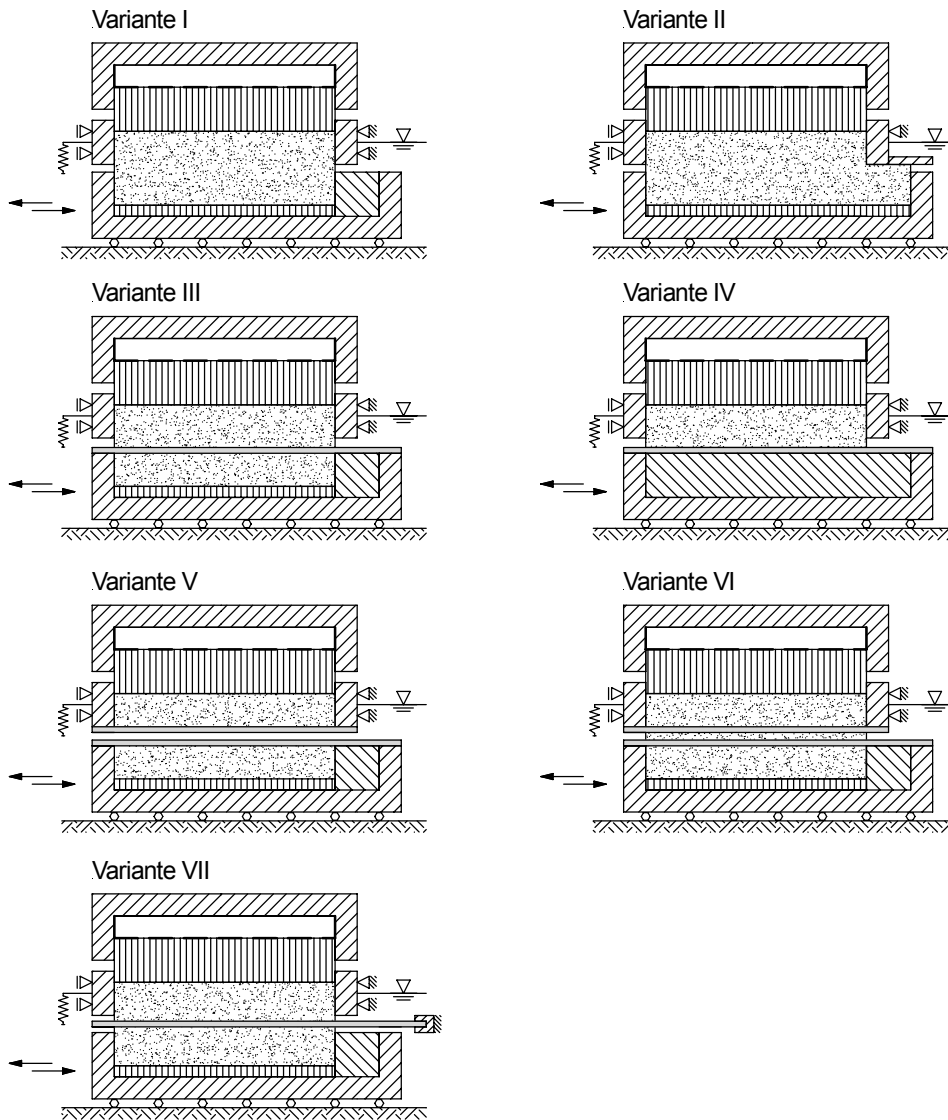


Abb. D.1: Schematische Darstellung der Versuchsvarianten - Scherversuche

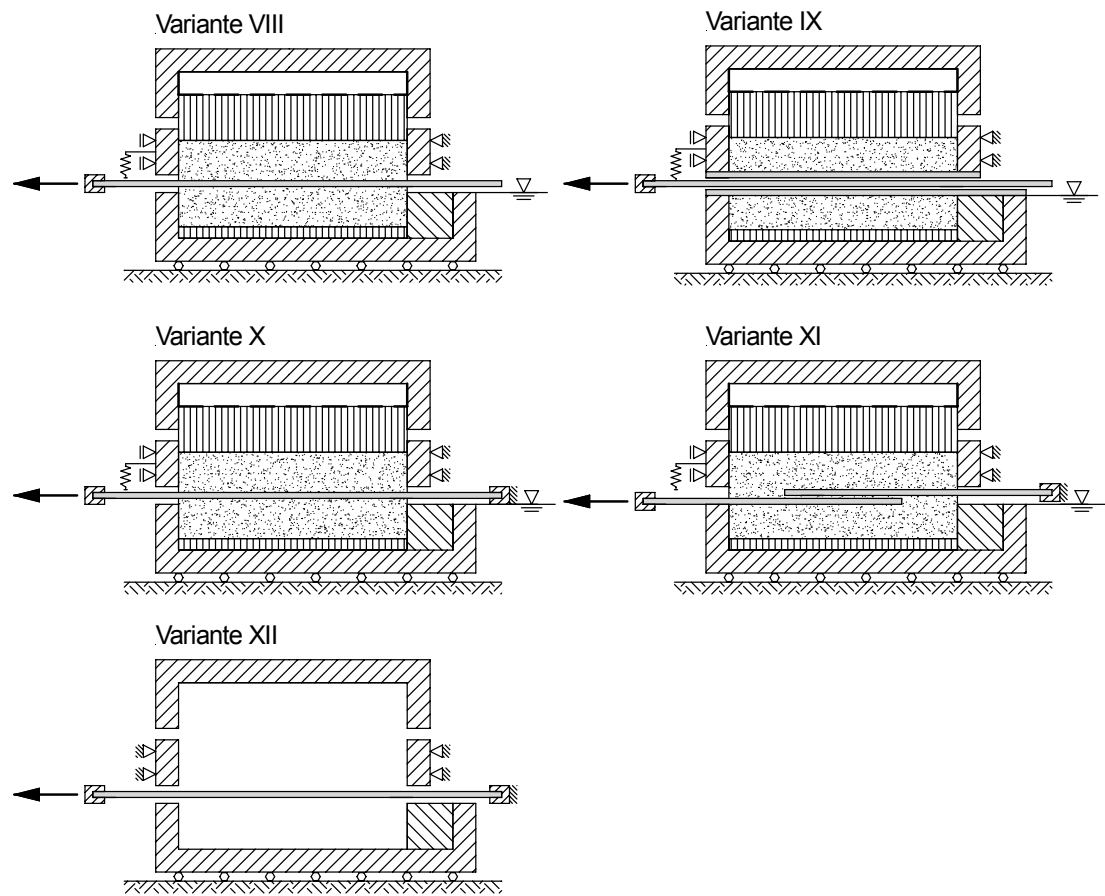


Abb. D.2: Schematische Darstellung der Versuchsvarianten – Herausziehversuche



Gutachter, Mitglieder der Promotionskommission und der Doktorand

von links nach rechts:

Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Peter-Andreas **von Wolfersdorff**, Dresden (Gutachter)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Frank **Dahlhaus**, Freiberg (Vorsitzender)

Univ.-Prof. Dr. rer. nat. habil. Meinhard **Kuna**, Freiberg (Promotionskommission)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Herbert **Klapperich**, Freiberg (Gutachter)

Dipl.-Ing. Taner **Aydoğmuş**, Freiberg (Doktorand)

Univ.-Prof. Dr. Erol **Güler**, Istanbul, Türkei (Gutachter)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfram **Kudla**, Freiberg (Promotionskommission)

Univ.-Prof. Dr. Christoph **Breitkreuz**, Freiberg (Promotionskommission)