

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe
Heft 28

**Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger
Dichtungssysteme mit Kunststoff-
dichtungsbahnen unter
Scherbeanspruchung**

von
Jochen Fillibeck

München 1999

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

**Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit
Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung**

Jochen Füllbeck

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der
Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. H.-J. Bösch

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl

Die Dissertation wurde am 10.11.1998 bei der Technischen Universität München
eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 4.2.1999
angenommen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Zusammenhang mit einem vom Arbeitskreis Grundwasserschutz AKGWS dankenswerterweise unterstützten Forschungsvorhaben mit dem Thema "Standsicherheit von Dichtungssystemen mit Kunststoffdichtungsbahnen in der Böschung". Es wurde das Scherverhalten zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden sowie zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und Geotextilien unter verschiedenen praxisrelevanten Versuchsrandbedingungen untersucht. Da, wie erste Untersuchungen zeigten, das Scherverhalten zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden entscheidend von den Eigenschaften des bindigen Bodens geprägt ist, wurden Scherfestigkeitsuntersuchungen an bindigen Böden unter relevanten Einbaubedingungen vorangestellt. Abschließend wurden am Beispiel einer Deponie verschiedene Standsicherheitsnachweise behandelt.

Dem Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss möchte ich für die umfassende Förderung und Unterstützung der Arbeit, für die Übernahme des Hauptreferates und für die Bereitschaft, die Arbeit im Rahmen dieser Schriftenreihe veröffentlichen zu dürfen, herzlichst danken.

Hr. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl möchte ich für die Übernahme des Koreferates sowie die Anmerkungen und Ermutigungen meinen Dank aussprechen.

Herrn Dipl.-Ing. Heyer danke ich für die Koordination, die Betreuung und die vielen anregenden Diskussionen im Rahmen des Forschungsvorhabens. Bedanken möchte ich mich auch bei Hr. Dr.-Ing. Ostermayer, Hr. Dipl.-Ing. Laier sowie allen Kollegen des Lehrstuhles und Prüfamtes für die wertvollen Ratschläge und Hinweise.

Basis vorliegender Arbeit waren die vielfältigen Laboruntersuchungen am Prüfamt. Für die kreative und sehr hilfreiche Mitarbeit hierbei möchte ich den ehemaligen Mitarbeitern des Labors, Frau Stegmüller und Herr Kressierer meinen Dank aussprechen.

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie und vor allem meiner Frau Regine für die aufgebraachte Geduld, das Verständnis sowie die gelegentlich notwendige moralische Unterstützung. Für mich war dies eine wesentliche Voraussetzung für das Zustandekommen dieser Arbeit.

München, im März, 1999

Jochen Fillibeck

Kurzfassung

Der Einsatz mehrschichtiger Dichtungssysteme in der Böschung bedingt den Nachweis, daß die kontaktfächenparallelen Scherspannungen aufgenommen und in den Untergrund eingeleitet werden können. Hierfür sind die in den Kontaktfächen übertragbaren Scherspannungen durch Versuche zu ermitteln. Im Rahmen vorliegender Arbeit wurde das Scherverhalten zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden sowie zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und Geotextilien unter verschiedenen praxisrelevanten Versuchsrandbedingungen untersucht. Da, wie erste Untersuchungen zeigten, das Scherverhalten zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden entscheidend von den Eigenschaften des bindigen Bodens geprägt ist, wurden Scherfestigkeitsuntersuchungen an bindigen Böden unter verschiedenen Einbaubedingungen vorangestellt.

Als Dichtungsmaterialien eingesetzte bindige Böden werden in der Regel teilgesättigt mit hoher Verdichtungsarbeit über dem optimalen Wassergehalt eingebaut. Im teilgesättigten verdichteten Zustand wirkt die Matrixspannung ($u_s - u_w$) erhöhend auf die Scherfestigkeit, was anhand von Triaxialversuchen mit Messung der Matrixspannung quantifiziert werden konnte. Mit steigendem Einbauwassergehalt und steigender mittlerer Hauptspannung nimmt die Matrixspannung und somit auch der durch sie induzierte Anteil an der Scherfestigkeit ab. Anhand der Triaxialversuche konnte weiterhin nachgewiesen werden, daß auch bei der Scherfestigkeit teilgesättigter Böden zwischen normal- und überkonsolidierten Zuständen unterschieden werden muß. Dies wurde durch die Einführung der Scherparameter φ_s^a und φ_s^b zur Beschreibung der Scherfestigkeit normalkonsolidierter teilgesättigter Böden berücksichtigt. Abschließend wurden qualitativ die Veränderungen der geomechanischen Eigenschaften teilgesättigter, in Krümelstruktur vorliegender Böden bei der Verdichtung, Konsolidation und Scherung beschrieben.

Im Mittelpunkt der Untersuchungen zur Scherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden stand die Frage, welche Unterschiede hinsichtlich der Scherfestigkeit zwischen drainierten und undrainierten Versuchen sowie zwischen Versuchen mit gesättigtem und teilgesättigtem bindigem Boden bestehen. Die Versuche mit teilgesättigten Böden zeigten eine deutlich nichtlineare Abhängigkeit zwischen Normalspannung σ und Scherspannung τ . Es ließen sich drei Normalspannungsbereiche differenzieren, innerhalb derer der σ/τ -Verlauf als konstant angenähert werden konnte. Im unteren Normalspannungsbereich ist noch kein inniger Verbund zwischen Kunststoffdichtungsbahn und bindigem Boden vorhanden. Hier bestehen keine signifikanten Unterschiede zwischen drainierten und undrainierten Versuchen und zwischen Versuchen bei unterschiedlicher Schergeschwindigkeit. Der mittlere Normalspannungsbereich ist durch einen nunmehr innigen Verbund zwischen Kunststoffdichtungsbahn und bindigem Boden gekennzeichnet. Mit steigender Normalspannung treten in diesem Bereich immer höhere Scherfestigkeitsunterschiede zwischen drainierten und undrainierten Versuchen auf, während sich die Scherfestigkeiten von Versuchen mit teilgesättigtem und gesättigtem bindigem Boden einander annähern. Eine weitere Erhöhung der Normalspannung führt zu einem gänzlichen Abbau der Matrixspannung (dritter Normalspannungsbereich), so daß der beim Einbau teilgesättigte Boden nach der Konsolidation

weitgehend gesättigt vorliegt. Die Scherfestigkeit entspricht dann der des gesättigten Versuches. UndrÄnrierte Versuche weisen einen durch die AdhÄsion a_0 charakterisierten, horizontalen σ/τ -Verlauf auf. Anhand der Untersuchungen zu dieser KontaktflÄche konnten die teils widersprÄchlichen Ergebnisse aus der Literatur zum Einfluß verschiedener Versuchsrandbedingungen auf das Scherergebnis geklÄrt werden.

Weiterhin wurde das Langzeitscherverhalten zwischen Geotextilien und Kunststoffdichtungsbahnen unter konstanter Scherspannung untersucht. Die Ergebnisse zeigten, daß selbst unter hoher Scherspannung die Kriechverformungen mit der Zeit stark abklingen. Die Scherfestigkeiten nahmen nach Beendigung der Kriechversuche im Vergleich zu den weggesteuerten Kurzzeitversuchen noch zu, was durch den Abbau von Spannungsspitzen im Geotextil (Spannungsumlagerungen) zu erklÄren ist. Somit kann der in der Praxis zumeist angewandte, weggesteuerte Kurzzeitversuch fÄr die hier untersuchten Einbaubedingungen als auf der sicheren Seite liegend betrachtet werden.

Zu den untersuchten potentiellen Scherfugen wurden verschiedenen Anwendungs- und LastfÄllen angepaßte VersuchsdurchfÄhrungen beschrieben. Die sich daraus ergebenden Scherparameter bilden die Eingangswerte fÄr die abschließend behandelten, bei mehrschichtigen Dichtungssystemen relevanten Standsicherheitsnachweise. Diesen Nachweisen wurde das probabilistische Sicherheitskonzept zugrundegelegt.

Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung

Inhaltsverzeichnis

1 Problemstellung, Zielsetzung und Aufbau der Arbeit	1
2 Grundlagen und Literaturübersicht	4
2.1 Scherfestigkeit teilgesättigter bindiger Böden	4
2.2 Scherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden	13
2.3 Scherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und Geotextilien	15
3 Materialkennwerte und Versuchsbezeichnung	16
3.1 Kunststoffdichtungsbahnen	16
3.2 Geotextilien	17
3.3 Versuchsböden	18
3.4 Bezeichnung der Scherversuche	21
4 Untersuchungen zur Scherfestigkeit teilgesättigter bindiger Böden	23
4.1 Allgemeines	23
4.2 Untersuchungen im Triaxialgerät	23
4.2.1 Beschreibung der CW-Versuche mit integriertem Tensiometer zur Messung der Saugspannung	23
4.2.2 Versuchsprogramm	27
4.2.3 Versuchsauswertung	28
4.2.4 Versuchsergebnisse	30
4.2.4 Beurteilung der Versuchsergebnisse	37
4.3 Untersuchungen im Rahmenschergerät	40
4.3.1 Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm	40
4.3.2 Vergleichende Beurteilung der Ergebnisse mit denen der Triaxialversuche	42

4.4 Qualitative Beschreibung der geomechanischen Veränderungen aggregierter, teilgesättigter Böden bei der Verdichtung, Konsolidation und Scherung	46
4.5 Folgerungen im Hinblick auf projektorientierte Scherversuchsdurchführungen ..	50
5 Untersuchungen zur Scherfestigkeit zwischen bindigen Böden und Kunststoffdichtungsbahnen	53
5.1 Versuchseinrichtungen	53
5.1.1 Das 30x30cm ² -Rahmenschergerät	53
5.1.2 Das 10x10cm ² -Rahmenschergerät	55
5.2 Scherversuchsauswertung	56
5.3 Vergleichsversuche zwischen beiden Rahmenschergeräten	57
5.4 Versuche mit teilgesättigten bindigen Böden	61
5.4.1 Einfluß der Schergeschwindigkeit	61
5.4.2 Vergleich zwischen undränierten und dränierten Versuchen	62
5.4.3 Scherparameter der D-Versuche in Abhängigkeit von der Normalspannung	67
5.4.4 Reproduzierbarkeit der Scherversuche	71
5.5 Vergleichende Untersuchungen mit gesättigten bindigen Böden	72
5.6 Folgerungen im Hinblick auf projektorientierte Scherversuchsdurchführungen ..	75
6 Untersuchungen zur Scherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und Geotextilien	78
6.1 Allgemeines	78
6.2 Vergleich zwischen kraft- und weggesteuerten Rahmenscherversuchen	78
6.2.1 Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm	78
6.2.2 Versuchsergebnisse und deren Beurteilung	80
6.3 Ermittlung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens unter konstanter Scherspannung	83
6.3.1 Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm	83
6.3.2 Potenzansatz zur Auswertung der Versuche	84
6.3.3 Versuchsergebnisse und deren Beurteilung hinsichtlich des Verformungsverhaltens und der maximalen Scherfestigkeit	85

6.3 Folgerungen im Hinblick auf projektorientierte Scherversuchsdurchführungen	91
7 Standsicherheitsnachweise mehrschichtiger Dichtungssysteme	93
7.1 Allgemeines	93
7.2 Das probabilistische Standsicherheitskonzept	93
7.3 Standsicherheitsnachweis oberflächennaher Dichtungssysteme	95
7.4 Spreizspannungsnachweise	99
7.4.1 Lokaler Spreizspannungsnachweis	99
7.4.2 Globaler Spreizspannungsnachweis	100
7.4.3 Vereinfachte Spreizspannungsnachweise in Sonderfällen	101
7.5 Anmerkungen zu den Standsicherheitsnachweisen	105
8 Zusammenfassung und Ausblick	109
Schrifttum	112
Verzeichnis der Abkürzungen	118
Anlagen	121

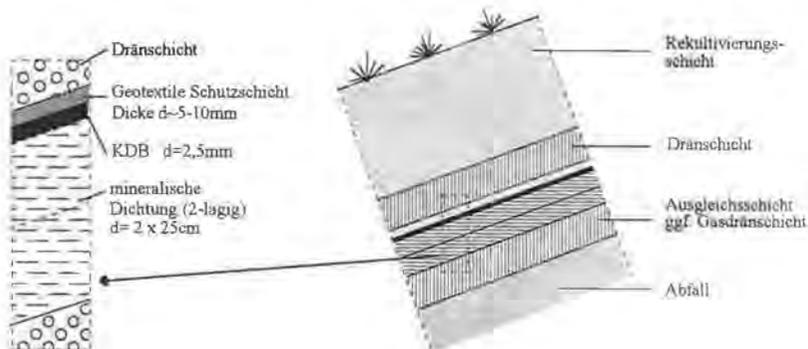
Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung

1 Problemstellung und Zielsetzung

Mit dem wirtschaftlichen Wachstum und der damit verbundenen Zunahme an umweltgefährdenden Abfallstoffen hat sich seit Mitte dieses Jahrhunderts auch das Umweltbewußtsein verändert und es stieg der Bedarf an Maßnahmen zum Schutz natürlich vorhandener Ressourcen vor Kontamination. Der geotechnische Umweltschutz, der sich mit diesem neu entstandenen Aufgabenbereich befaßt, konzentriert sich auf den Schutz von Grundwasser und Boden durch die Erstellung von Dichtungssystemen zur Einkapselung vorhandener Altlasten, zur Deponierung von Abfällen und zum Präventivschutz. Mit dem Einsatz von Geokunststoffen als flächenhafte Elemente in der Geotechnik konnten hierzu in jüngster Vergangenheit Dichtungssysteme entwickelt werden, die aus mehreren, aufeinander abgestimmten Boden- und Geokunststoffschichten aufgebaut sind und den höchsten Anforderungen genügen.

Das derzeit bekannteste mehrschichtige Dichtungssystem ist die Kombinationsabdichtung nach Abb. 1.1, die im Kern aus einem bindigen Boden als mineralische Dichtung, einer Kunststoffdichtungsbahn (KDB) sowie darüberliegenden Schutz- und Dränschichten besteht. Aufgrund ihrer äußerst geringen Durchlässigkeit gegenüber polaren wie unpolaren Flüssigkeiten wurde dieses Dichtungssystem mit Einführung der TA Abfall (1991) und TA Siedlungsabfall (1993) als Regelabdichtung bei Haus- und Sondermülldeponien vorgesehen.

Abb. 1.1: Die Kombinationsabdichtung einer Deponieoberfläche (nicht maßstäblich)



Der Einsatz derartiger Dichtungssysteme in der Böschung bedingt vorab den Nachweis, daß die infolge Eigengewicht und äußerer Lasten auftretenden böschungparallelen Hangabtriebskräfte über die jeweiligen Kontaktflächen in den Untergrund eingeleitet werden können. Da aus wirtschaftlichen Gründen berechtigtes Interesse besteht, die Böschungsneigungen möglichst steil zu gestalten, kommt diesen Standsicherheitsnachweisen eine besondere Bedeutung zu. Die Grundlage von Standsicherheitsnachweisen bilden Scherversuche, mit denen die Scherfestigkeit eines Stoffes oder zwischen zwei Stoffen ermittelt wird.

Während die versuchstechnische Bestimmung der Scherfestigkeit zwischen nichtbindigen Böden und Geokunststoffen im allgemeinen unproblematisch ist, besteht hinsichtlich der Ermittlung der Scherfestigkeit zwischen bindigen Böden und Kunststoffdichtungsbahnen noch erheblicher Forschungsbedarf. Die Problematik besteht u.a. darin, daß bindige Böden, deren Eigenschaften die Scherfestigkeit in der Kontaktfläche entscheidend beeinflussen, je nach örtlichen Gegebenheiten und untersuchtem Lastfall in teilgesättigtem oder gesättigtem, dräniertem oder undränniertem Zustand auftreten können. Bislang liegen noch keine umfassenden systematischen Untersuchungen vor, wie sich die jeweiligen Zustände auf das Scherverhalten in der Kontaktfläche auswirken und welche Versuchsrandbedingungen anwendungsorientierten Scherversuchsdurchführungen zugrunde zu legen sind. Das fehlende Wissen um das Scherverhalten in dieser Kontaktfläche führte dazu, daß verschiedentlich ein sehr hohes, im Bauwesen sonst nicht übliches Sicherheitsniveau gefordert wird (Behrens & Felser, 1995; Steffen & Sobulewski, 1993), das mit Kombinationsabdichtungen - rein rechnerisch und entgegen vielfachen Erfahrungen aus der Baupraxis - nurmehr durch den Bau unwirtschaftlich flacher Böschungen erreichbar wäre. Ebenfalls kontrovers diskutiert wird das Langzeitverformungsverhalten in der Kontaktfläche zwischen KDB und Geotextil unter konstanter Scherbeanspruchung, da aufgrund des ausgeprägten zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Geokunststoffen unter Zugbeanspruchung die Befürchtung besteht, daß in dieser Kontaktfläche hohe, für das Dichtungssystem unverträgliche Verschiebungen auftreten könnten.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war es, die spezifischen Eigenschaften oben genannter Scherfugen im Hinblick auf die gegebenen Problemstellungen zu ermitteln und die in Abhängigkeit vom jeweiligen Anwendungs- und Lastfall zu wählenden Versuchsdurchführungen zu entwickeln.

Hierzu wird zunächst anhand von Triaxial- und Rahmenscherversuchen an mit Proctorarbeit verdichteten, teilgesättigten und gesättigten bindigen Bodenproben der Einfluß der Aggregatstruktur und der im teilgesättigten Zustand wirkenden Matrixspannung auf die Scherfestigkeit bindiger Böden untersucht. Die Ergebnisse bilden die Grundlage zur Beschreibung des Scherverhaltens zwischen KDB und bindigem Boden. Anhand von Rahmenscherversuchen wird der Einfluß verschiedener Versuchsrandbedingungen wie Schergeräteabmessung, Schergeschwindigkeit, Normalspannung und Sättigungsgrad auf die Scherfestigkeit zwischen bindigem Boden und KDB dargestellt. Zur Scherfuge zwischen KDB und Geotextil werden kraft- und weggesteuerte Rahmenscherversuche vergleichend gegenübergestellt und mittels Kriechversuchen das Langzeitverformungsverhalten unter konstanter Scherbeanspruchung beschrieben.

Aufbauend auf den Untersuchungsergebnissen werden für die untersuchten Scherfugen den verschiedenen Anwendungs- und Lastfällen angepaßte Scherversuchsdurchführungen zusammengestellt. Die sich aus den Versuchen ergebenden Scherparameter bilden die Eingangswerte für die abschließend behandelten bei mehrschichtigen Dichtungssystemen relevanten Standsicherheitsnachweise.

2 Grundlagen und Literaturübersicht

2.1 Scherfestigkeit teilgesättigter bindiger Böden

Interaktionen im Dreiphasensystem Boden, Wasser und Luft

Bodenwasser, das mit Bodenteilchen in Interaktion tritt, läßt sich in Adsorptionswasser und Kapillarwasser einteilen. Adsorptionswasser ist an der Oberfläche der Bodenteilchen durch van der Waal'sche Kräfte, Wasserstoffbrücken-Bindungen, aber auch osmotische und elektrostatische Anziehungskräfte fest gebunden. Aufgrund der hohen Anziehungskräfte besitzt es gegenüber dem "freien" Wasser eine sehr viel höhere Dichte und Viskosität, verdampft erst bei weit über 100°C und kann im Gegensatz zu Kapillarwasser, das weiter von der Oberfläche der Bodenteilchen entfernt ist, nicht durch hydrodynamische Kräfte in Bewegung gesetzt werden. Die Dicke der Adsorptionshülle beträgt nur wenige Ångström (Mitchell, 1993), da die Anziehungskräfte mit steigendem Abstand von der Teilchenoberfläche stark abnehmen. Kapillarwasser besitzt im Gegensatz zu adsorbiertem Wasser die gleichen physikalischen Eigenschaften wie freies Wasser. Es wird jedoch auch durch den Boden beeinflusst, indem es infolge von Kapillarkräften über den Grundwasserspiegel ansteigen kann. Dies ist möglich, weil Wasser an seiner Oberfläche zur Luft Zugspannungen aufnehmen kann.

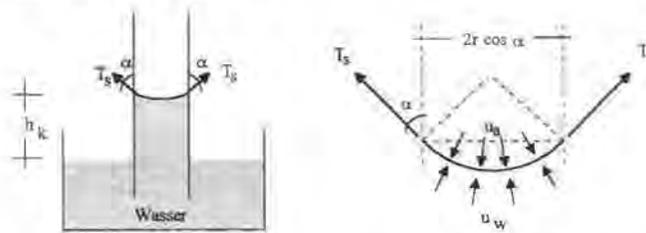
Der kapillare Anstieg h_k von Kapillarwasser im Boden kann anhand einer Kapillarröhre veranschaulicht werden (Abb. 2.1). Der Randwinkel α zwischen Wasser und Kapillarröhre ist bei benetzenden Flüssigkeiten kleiner als 90°. Auf die Wandung der Kapillare wirkt die Zugkraft T_s (Oberflächenspannung des Wassers [kN/m]). Diese ist geringfügig von der Temperatur abhängig und beträgt bei 0°C etwa $7 \cdot 10^{-5}$ kN/m. Auf die Oberfläche des Wassers wirkt der Porenwasserdruck u_w und der Porenluftdruck u_a (u_a ist, wie in der Technik üblich, im Gegensatz zum absoluten Luftdruck \bar{u}_a als Differenzdruck zum Atmosphärendruck definiert). Für eine kreisrunde Kapillare (Radius r) errechnet sich die als Matrixspannung bezeichnete Differenz aus u_a und u_w nach Gl. 2.1. Der Porenwasserdruck fällt mit dem Anstieg über den freien Wasserspiegel ab. Mit der Wichte des Wassers γ_w kann die kapillare Steighöhe h_k errechnet werden (Gl. 2.2).

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{r} \quad \text{Gl. 2.1}$$

$$h_k = \frac{2T_s}{\gamma_w r} \cos \alpha \quad \text{Gl. 2.2}$$

Die kapillare Steighöhe ist somit von dem Radius der Kapillare, oder, bezogen auf Böden, von deren Kornfeinheit abhängig, wie auch die Untersuchungen von Floss (1968) an Sanden mit unterschiedlichen Körnungslinien mittels eines Isotopenmeßverfahrens zeigten.

Abb. 2.1: Kapillarer Anstieg von Wasser



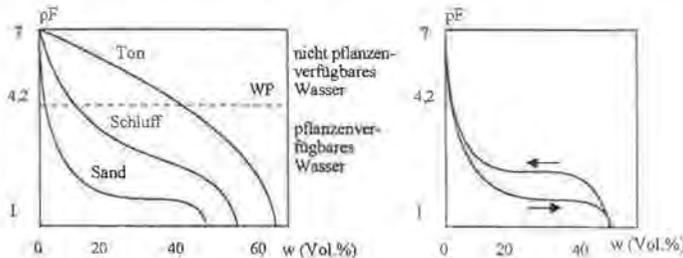
Aufgrund der beschriebenen Anziehungskräfte übt teilgesättigter Boden in Abhängigkeit von seinem Wassergehalt einen Sog auf das Bodenwasser aus; es entsteht ein negativer Porenwasserdruck. Dieser häufig auch als Saug- oder Wasserspannung bezeichnete Porenwasserdruck ist u. a. vom Wassergehalt des Bodens abhängig und kann bis zu 10000bar betragen. Die Saugspannung wird häufig durch den pF-Wert ausgedrückt. Dieser entspricht dem Logarithmus des Porenwasserdruckes in cm Wassersäule (Gl. 2.3).

$$pF = \log_{10} u_w$$

Gl. 2.3

Sie ist für bodenkundliche Untersuchungen von besonderer Bedeutung, da ab $pF > 4,2$ ($\sim 15\text{bar}$) die Pflanzen dem Boden kein Wasser mehr entnehmen können (Welkepunkt). In Abb. 2.2 sind beispielhaft für drei Böden die Saugspannungen in Abhängigkeit vom Wassergehalt (Wasserspannungskurven) dargestellt, wobei der Wassergehalt in Volumenprozent angegeben ist. Die Wasserspannungskurve ist jedoch keine unveränderliche charakteristische Größe, sondern besitzt je nach Be- und Entwässerung einen unterschiedlichen Verlauf. Man spricht von einem Hysteresiseffekt (Bear & Verruijt, 1987; Kool & Parker, 1987).

Abb. 2.2: Links: Wasserspannungskurven eines Sandes, eines Schluffes und eines Tons (nach Scheffer & Schachtschabel, 1989). Rechts: Hysteresis der Wasserspannungskurve eines Sandes



Die Saugspannung bewirkt, daß sich benachbarte Bodenteilchen anziehen, was beispielsweise der Grund für die "scheinbare Kohäsion" feuchter Sande ist.

Neben kapillaren Kräften bewirkt auch osmotischer Druck eine Wasserspannung im Boden (osmotische Wasserspannung u_{os}). Diese resultiert aus dem Unterschied der Ionenkonzentration des Kapillarwassers zu entionisiertem Wasser und ist nicht vergleichbar mit dem von Gudehus (1996) als pektischen Druck bezeichneten osmotischen Druck hochplastischer Tone zwischen freiem und Adsorptionswasser. (Der pektische Druck tritt auch im gesättigten Zustand auf.) Mit der osmotischen Wasserspannung läßt sich das Verhalten bindiger Böden bei Salzung bzw. Auslaugung erklären. Sie besitzt jedoch nur einen Einfluß, wenn die Ionenkonzentration z.B. durch Salzung bzw. Auslaugung entscheidend verändert wird (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Nahe des wassergesättigten Zustandes sind die verbliebenen Luftporen ganz von Wasser und Boden umgeben. Eine Erhöhung der Sättigung ist dann nur noch durch Lösen der Luft im Porenwasser möglich. Die Löslichkeit von Luft in Wasser wird durch die Eigenschaft der Molekülgruppenbildung der H_2O -Moleküle (Cluster) erklärt. Diese Cluster können Gase in ihr Gitter derart einbauen, daß sich bei Zunahme der gelösten Luft die Dichte des Wassers nur sehr geringfügig ändert (Rodebush & Buswell, 1958). Nach dem Henry-Daltonischen Gesetz (Gl. 2.4) ist die Löslichkeit von Gasen im Wasser proportional zum absoluten Luftdruck \bar{u}_a .

$$\lambda = K \times \bar{u}_a \quad \text{Gl. 2.4}$$

- λ : Löslichkeit eines Gases
- K : Proportionalitätsfaktor (temperaturabhängig)
- \bar{u}_a : Absoluter Druck der gelösten Luft

Wird luft-gesättigtes Wasser einem Unterdruck ausgesetzt, wird folglich Luft frei und es entstehen Luftblasen. Hingegen wird bei Erhöhung des Luftdruckes auf eine Wasseroberfläche zusätzlich Luft im Wasser gelöst. Diese Eigenschaft ist für die Messung von Saugspannungen mit Tensiometern von großer Bedeutung (s. Abschn. 4.1.1).

Die Verdunstung von Porenwasser ist von der relativen Luftfeuchte ψ des Bodens abhängig. Ohne Berücksichtigung osmotischer Drücke gilt die thermodynamische Beziehung nach Gl. 2.5. Darin bedeuten V_m das Molvolumen von Wasser, R die Gaskonstante und T die absolute Temperatur.

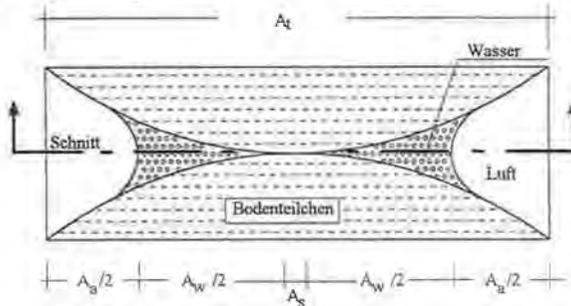
$$(u_a - u_w) = -\frac{RT}{V_m} \ln \psi \quad \text{Gl. 2.5}$$

Daraus folgt, daß Boden im Gleichgewichtszustand bei $T=273K$ und einer relativen Luftfeuchte $\psi=95\%$ bereits eine Matrixspannung von etwa 70 bar aufweist.

Effektive und totale Spannungen

Die effektive, auf das Korngerüst wirkende Spannung σ' nichtbindiger Böden lässt sich anhand von Abb. 2.3 veranschaulichen.

Abb. 2.3: Spannung im Dreiphasensystem Feststoff/ Wasser/ Luft



F sei die auf die Gesamtfläche A_t wirkende Kraft. Wird zwischen den Bodenteilchen freigeschnitten und das Kräftegleichgewicht angesetzt, so ergibt sich F aus der Summe der Produkte der Schnittflächen A des Korn (Index s), des Wassers (Index w) und der Luft (Index a) mit den jeweiligen Spannungen σ bzw. Porendrücken u nach Gl. 2.6

$$F = \sigma_s A_s + u_w A_w + u_a A_a \quad \text{Gl. 2.6}$$

Mit den Bezeichnungen

$$\sigma = \frac{F}{A_t} \quad a = \frac{A_s}{A_t} \quad \chi = \frac{A_w}{A_t}$$

erhält man durch Umformung die totale Normalspannung σ (Gl. 2.7)

$$\sigma = a\sigma_s + \chi u_w + (1 - a - \chi)u_a \quad \text{Gl. 2.7}$$

In der Regel ist das Verhältnis a der Fläche des festen Kornkontaktes zu der Gesamtfläche sehr gering. Somit gilt $a \rightarrow 0$. Die Spannung σ_s ist jedoch sehr hoch, so daß das Produkt $a\sigma_s$ nicht gegen Null strebt. Dieses Produkt wird als effektive, auf das Korngerüst wirkende Spannung bezeichnet. Es gilt:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad \text{für } S_r = 1 \quad \text{Gl. 2.8 (Terzaghi-Gleichung)}$$

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad \text{für } S_r < 1 \quad \text{Gl. 2.9}$$

Im Dreiphasensystem des teilgesättigten Bodens wirkt der Porenluftdruck allseitig und vollflächig auf das Korngerüst wie auch auf das Porenwasser. Die Matrixspannung ($u_s - u_w$) geht teilweise auf das Korngerüst über und erhöht die effektive Normalspannung σ' . Die

Wirkungsweise der Matrixspannung kann mit einer Vorspannung des Bodens verglichen werden. Der Parameter χ ist nach Bishop (1955) vom Sättigungsgrad S , des Bodens abhängig. Für wassergesättigte Böden gilt $\chi=1$ und für trockene Böden $\chi=0$.

Neben den hier beschriebenen kapillaren Anziehungskräften wirken zwischen den Bodenteilchen insbesondere bei ausgeprägt plastischen Böden weitere Anziehungs-, und Abstoßungskräfte wie z.B. van der Waal'sche Kräfte oder elektrostatische Kräfte, die in Gl. 2.8 und 2.9 zu berücksichtigen wären (z. B. Lambe, 1960; Smolctyk, 1967). Es wurde mehrfach der Versuch unternommen, diese Kräfte und weitere Faktoren wie z.B. den Konsolidationsgrad bei der Beschreibung der effektiven Spannungen mit zu berücksichtigen. Mitchell (1993) stellt hierzu jedoch fest, daß die Terzaghi-Gleichung trotz ihrer Einfachheit in fast allen Fällen auch bei bindigen Böden eine sehr gute und ausreichende Näherung darstellt.

Grenzbedingungen der Scherfestigkeit

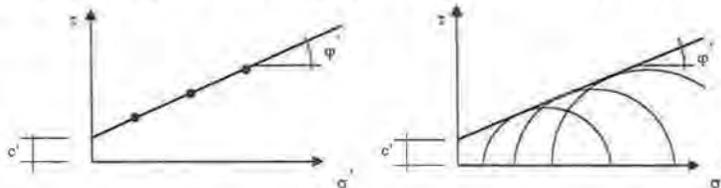
Durch die effektive Kohäsion c' und den effektiven Winkel der inneren Reibung φ' kann die Scherfestigkeit τ_f wassergesättigter Böden basierend auf der Grenzbedingung nach Coulomb (Gl. 2.10) für Scherfugen (Rahmenschergerät) und der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb (Gl. 2.11) für Zonenbrüche (Triaxialgerät) ausgedrückt werden (Abb. 2.4).

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad \text{Gl. 2.10}$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left[c' \cot \varphi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right] \sin \varphi' \quad \text{Gl. 2.11}$$

- c' : effektive Kohäsion
- φ' : effektiver Winkel der inneren Reibung
- τ_f : maximale Scherspannung
- σ'_1, σ'_3 : effektive Hauptspannungen

Abb. 2.4: σ/τ -Diagramm für Scherfugen (links) und für Zonenbrüche (rechts)



Die Ermittlung der Scherparameter erfolgt mittels Scherversuchen bei unterschiedlichen Normalspannungen. Die Kohäsion entspricht der Scherspannung unter $\sigma'=0$ und der Winkel der inneren Reibung φ' der Neigung der Regressionsgeraden (Abb. 2.4).

Je nach Art der Konsolidation und des Scherweges wird unter gesättigten Verhältnissen nach DIN 18137-1 zwischen folgenden Scherparametern unterschieden:

- $c' ; \varphi'$: Scherparameter des überkonsolidierten Bodens
- φ'_s : Winkel der Gesamtscherfestigkeit, ermittelt unter normalkonsolidierten Verhältnissen ($\sigma=0\text{kN/m}^2$)
- $c'_{vs} ; \varphi'_{vs}$: Wahre Scherparameter nach Horslev (Die Probekörper besitzen im Grenzzustand größter Scherfestigkeit gleichen Wassergehalt bzw. gleiche Porenzahl.)
- $c'_{fs} ; \varphi'_{fs}$: Scherparameter der Restscherfestigkeit, ermittelt nach sehr langen Scherverschiebungen

Die Überkonsolidationskonstante λ_{cs} beschreibt die Zunahme der effektiven Kohäsion c' mit der Konsolidationsspannung $\max \sigma'$ (s. Gl. 2.12).

$$c' = \max \sigma' \times \lambda_{cs} \quad (\text{Gl. 2.12})$$

Neben den Scherparametern des wassergesättigten Bodens sind in DIN 18137-1 auch die Scherparameter c und φ des teilgesättigten Bodens definiert. Sie unterscheiden sich durch einen zusätzlichen Anteil aus Kapillarkohäsion c_c beim teilgesättigten Boden, der aufgrund von Kapillar- und Adsorptionskräften bei unvollständiger Wassersättigung in Erscheinung tritt. Eine quantitative Beschreibung der Abhängigkeit zwischen Scherfestigkeit und Kapillarspannung wird in DIN 18137-1 nicht behandelt.

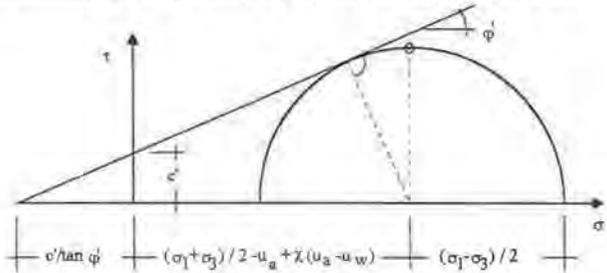
Unter Berücksichtigung der effektiven Scherspannung σ' für teilgesättigte Böden (Gl. 2.9) nach Bishop (1955) ergibt sich mit Gl. 2.10 und 2.11 die Grenzbedingung für Scherfügen (Gl. 2.13) und Zonenbrüchen (Gl. 2.14) teilgesättigter Böden nach Bishop et al. (1960).

$$\tau_f = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \varphi' \quad \text{Gl. 2.13}$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left[c' \cot \varphi' + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a + \chi(u_a - u_w) \right] \sin \varphi' \quad \text{Gl. 2.14}$$

In Abb. 2.5 ist der Mohrsche Spannungskreis im Grenzzustand mit der Grenzbedingung nach Bishop et al. (1960) im σ'/τ -Diagramm für teilgesättigte Böden dargestellt.

Abb. 2.5: Grenzbedingung nach Bishop et al. (1960) für teilgesättigte Böden



Nach Bishop et al. (1960) ist der Parameter χ vom Sättigungsgrad abhängig. Fredlund et al. (1978) gehen hingegen davon aus, daß bei Böden, die bei gleichem Wassergehalt auf gleiche Dichte gebracht wurden, der Parameter χ in dem für das Bauwesen praxisrelevanten Bereich konstant ist. Sie definieren den Matrixreibungswinkel ϕ^b nach Gl. 2.15, woraus sich die erweiterte Mohr-Coulombsche Grenzbedingung für Scherfugen (Gl. 2.16) und für Zonenbrüche (Gl. 2.17) ergibt. Die Parameter c' und ϕ' sind von der Matrixspannung unabhängig und können im gesättigten Zustand ermittelt werden (im gesättigten Zustand gilt $\chi=1$).

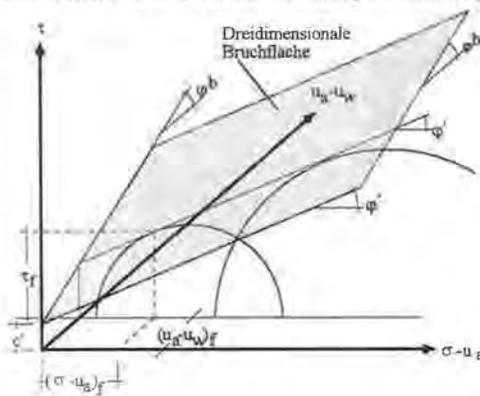
$$\tan \phi^b = \chi \tan \phi' \quad \text{Gl. 2.15}$$

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad \text{Gl. 2.16}$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left[c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \right] \cos \phi' + \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right] \sin \phi' \quad \text{Gl. 2.17}$$

Die erweiterte Mohr-Coulombsche Grenzbedingung für teilgesättigte Böden nach Fredlund et al. (1978) läßt sich im dreidimensionalen Diagramm mit den Achsen $\sigma - u_a$, τ und $u_a - u_w$ darstellen (Abb. 2.6). Zur Veranschaulichung wurde eine zentralperspektivische Darstellung gewählt.

2.6. Das erweiterte Mohr-Coulomb-Brechdiagramm für teilgesättigte Böden



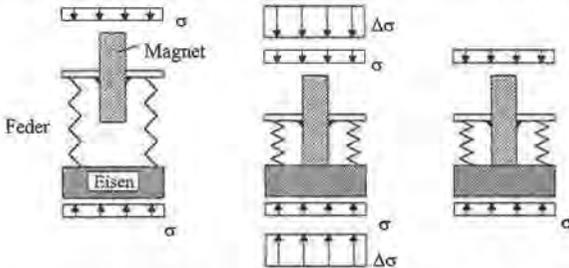
Die Annahme, daß ϕ^b unabhängig von der Matrixspannung konstant ist, konnte von Escario & Saez (1986) sowie Gan & Fredlund (1988) nur bedingt bestätigt werden. Bei diesen Untersuchungen ergab sich erst ab einer Matrixspannung von $u_a - u_w > 200 \text{ kN/m}^2$ ein annähernd konstanter Wert für ϕ^b . Der Grund für diese Nichtlinearität ist, so Gan & Fredlund (1988), daß bei geringen Matrixspannungen aufgrund des nahezu wassergesättigten Zustandes die Matrixspannung wie eine zusätzliche Normalspannung wirkt. Es gilt dann $\phi^i = \phi^b$.

Toll, (1990) wie auch Baumgartl (1991) heben den Einfluß der Aggregation (Krümelbildung) auf die Scherfestigkeit hervor. Sie stellten fest, daß einzelne Aggregate für sich eine höhere Festigkeit und Dichte besitzen, als der gesamte, aus einzelnen Aggregaten aufgebaute Boden. Beim Schervorgang eines aggregierten Bodens brechen unter hohen Matrixspannungen die Verbindungen zwischen den Aggregaten. Mit steigender Normalspannung und damit sinkender Matrixspannung werden schließlich auch die Aggregate in sich abgeschert. Dieser Übergang stellt sich im σ/τ -Diagramm durch einen Knick in der Schergerade dar. Bei den Untersuchungen von Toll (1990) sowie Mahalinga-Iyer & Williams (1995) war ab einem Sättigungsgrad von etwa $S_r \leq 50\% - 55\%$ der Einfluß der Matrixspannung auf die Deviatorspannung nicht mehr zu erkennen. Sie führen dies darauf zurück, daß sich unter diesen Bedingungen das Porenwasser zwischen den Aggregaten so sehr zurückzieht, daß es nicht mehr zwischen den Aggregaten wirkt, die Scherung jedoch zwischen den Aggregaten auftritt.

Einfluß der Verdichtung auf die Scherfestigkeit

Den Einfluß der Verdichtung bindiger Böden auf die Scherfestigkeit beschreibt Scott (1963) durch ein Modell (Abb. 2.7).

Abb. 2.7: Verdichtung bindiger Böden nach dem Modell von Scott (1963)



Im ursprünglichen Zustand sind die als Federn dargestellten abstoßenden Kräfte größer als die anziehenden Kräfte. Das System befindet sich im Gleichgewicht. Durch eine zusätzliche Normalspannung $\Delta\sigma$ wird der Abstand zwischen den Bodenteilchen (Eisen und Magnet) derart stark verringert, daß sie einander anziehen. Auch nach der Entlastung bleiben die Teilchen aneinander haften, das Porenvolumen verringert sich. Bei diesem Vorgang wird Verdichtungsarbeit geleistet und die benötigte Energie ist in den Federn gespeichert. Zum Lösen der Verbindung (Schervorgang) ist eine gegenüber dem ursprünglichen Zustand erhöhte Arbeit zu leisten, wobei sich das Porenvolumen wieder vergrößert. Die Scherfestigkeit nimmt also mit steigender Verdichtung zu. Der aus der Volumenzunahme resultierende Anteil der Scherspannung läßt sich im Triaxialversuch durch die Arbeitsgleichung ableiten (Schulze & Muhs, 1967).

Plehm (1973) untersuchte die Scherfestigkeit von im Proctortopf verdichteten Proben und stellte fest, daß bei bindigen Böden die Scherfestigkeit mit steigender Verdichtungsarbeit zunimmt und zwar um so mehr, je plastischer der Boden ist. Jelinek & Maini (1977) kritisierten an den Untersuchungen von Plehm, daß ein unbekannter Anteil der dynamisch aufgetragenen Verdichtungsarbeit verlorengelht, weil beim Aufschlagen des Stampfers das ihn umgebende Material angehoben wird und ein zusätzlicher Rückfederungseffekt des Bodens auftritt. Sie führten Triaxialversuche mit Proben durch, die statisch mit langsamer Geschwindigkeit verdichtet wurden. Unter Berücksichtigung eines halblogarithmischen Zusammenhanges zwischen Porenzahl und Scherfestigkeit (Bjerrum, 1954) gelang es, die Beziehung zwischen Verdichtungsarbeit und Scherfestigkeit quantitativ zu beschreiben.

Lambe (1958) untersuchte den Einfluß des Wassergehalts und der Verdichtungsarbeit auf die Struktur künstlich verdichteter Erdstoffe. Mittels optischer Methoden wurde der Dispergierungsgrad (Prozentanteil der ausgerichteten Bodenteilchen) ermittelt. Es zeigte sich, daß mit steigendem Wassergehalt und, auf der nassen Seite der Proctorkurve, auch mit steigender Verdichtungsarbeit der Dispergierungsgrad künstlich verdichteter Erdstoffe zunimmt. Unter sonst gleichen Bedingungen nimmt mit steigendem Dispergierungsgrad die Scherfestigkeit ab. Seed et al. (1960) zeigten, daß durch die Art der Verdichtung (statische Belastung, Kneten bzw. Vibration) der Grad der Dispergierung und somit auch die Scherfestigkeit beeinflußt wird.

2.2 Scherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden

Die Scherfestigkeit zwischen KDB und bindigem Boden ist von Bedeutung, wenn parallel zur Kontaktfläche Scherspannungen auftreten, wie beispielsweise bei oberflächennahen, böschungparallelen Dichtungssystemen infolge Eigengewicht. Die Richtung der Scherfuge ist somit im Gegensatz zur inneren Scherfestigkeit homogener Böden vorgegeben. Untersuchungen zur Scherfestigkeit zwischen KDB und bindigem Boden werden in der Regel im direkten Rahmenschergerät durchgeführt, da die Scherfuge in ihrer Lage vorgegeben ist. Aufgrund der möglichen Abmessungen der Geokunststoffstrukturierung sowie des Größtkorns des Bodens wird abweichend von den in der Bodenmechanik herkömmlich verwendeten Rahmenschergeräten nach Casagrande oder Krey (quadratischer Scherrahmen mit der lichten Kantenlänge 10cm, im folgenden als 10x10-SG bezeichnet) ein Rahmenschergerät mit der lichten Kantenlänge 30cm (30x30-SG) bevorzugt (ASTM-D5321-92; GDA-Empfehlungen, 1997). Im Gegensatz zur inneren Scherfestigkeit eines Bodens wird hier die Scherfestigkeit zwischen zwei Materialien untersucht. Zur Unterscheidung werden die Scherparameter umbenannt, wobei an die Stelle der Kohäsion c und des Winkels der inneren Reibung φ die Adhäsion a und der Kontaktreibungswinkel δ treten (δ wird in der Literatur häufig auch Oberflächenreibungswinkel bezeichnet). Die Grenzbedingung nach Coulomb für Scherparameter zwischen zwei Materialien im gesättigten, drainierten Zustand lautet somit:

$$\tau_f = a' + \sigma' \tan \delta' \quad \text{Gl. 2.18}$$

a' : effektive Adhäsion

δ' : effektiver Kontaktreibungswinkel

Weitere Definitionen ergeben sich analog zur inneren Scherfestigkeit von Böden nach DIN 18137-1.

Bezüglich der Versuchsrandbedingungen zur Ermittlung der Scherparameter wurden bisher sehr unterschiedliche Angaben veröffentlicht, wobei prinzipiell zwischen teilgesättigten und gesättigten Versuchsdurchführungen differenziert werden kann:

Nach Ingold (1990) bzw. Takasumi et al. (1991) können Versuche mit teilgesättigtem bindigem Boden drainiert und undrainiert ausgeführt werden. Der Einbauwassergehalt und der Verdichtungsgrad des bindigen Bodens ist den Bedingungen vor Ort anzupassen. Swan et al. (1991) zeigte anhand von Scherversuchen mit einer glatten KDB, daß mit steigendem Verdichtungsgrad die Scherfestigkeit zunimmt. Nach Kruse (1989) reduziert sich mit steigendem Wassergehalt die Kohäsion des bindigen Bodens und damit auch die Adhäsion zwischen Boden und Kunststoffdichtungsbahn. Zur Durchführung drainierter Versuche werden verschiedene Schergeschwindigkeiten v empfohlen. Steffen & Sobulewski (1993) gehen von $v \leq 0,02 \text{ mm/min}$, Fishman & Pal (1994) von $v \leq 0,001 \text{ mm/min}$, Barbey (1993) von $v \leq 0,005 \text{ mm/min}$ aus. ASTM D3080-90 gibt ein Verfahren an, mit dem die maximale

Schergeschwindigkeit aus dem Setzungsverhalten während der Konsolidation ermittelt wird. Die Eignung dieses Verfahrens wird durch Bembem & Schulze (1995) bestätigt. Nach den Versuchen von Saathoff (1991) zwischen acht Kunststoffdichtungsbahnen und einem Schlickboden war innerhalb der Grenzen zwischen $v=0,017\text{mm/min}$ und $0,17\text{mm/min}$ kein Einfluß der Schergeschwindigkeit auf die Scherfestigkeit zu erkennen. Zur Versuchsgeschwindigkeit teilgesättigter, undrännierter Versuche liegen bisher keine Angaben vor. Giroud et al. (1993) untersuchten die Abhängigkeit der Scherspannung teilgesättigter drännierter Versuche in Abhängigkeit von der Normalspannung. Sie stellten einen nichtlinearen Zusammenhang fest, der am besten durch eine hyperbolische Funktion beschrieben werden kann.

Zur Durchführung gesättigter drännierter Versuche wird der bindige Boden nach der Verdichtung in einem Wasserbad auf der KDB unter definierter Auflast konsolidiert (geflutete Versuchsdurchführung) und danach dränniert abgesichert. Bembem & Schulze (1995) gehen davon aus, daß nach der Konsolidation im Wasserbad eine annähernde Sättigung im Boden erreicht ist und somit keine kapillaren Kräfte mehr wirken. Gegenüber teilgesättigten Versuchen werden deutlich geringere Scherfestigkeiten ermittelt (Bembem & Schulze, 1995; Fishman & Pal, 1994). Daraus folgern sie, daß grundsätzlich die auf der sicheren Seite liegenden, gesättigten Versuche zu Bemessungszwecken verwendet werden sollten. Demgegenüber weisen Carey & Swyka (1991) darauf hin, daß eine Wassergehaltsänderung des eingebauten bindigen Bodens, die je nach Wetterverhältnissen vornehmlich direkt vor bzw. nach dem Einbau der KDB erfolgt, durch konstruktive Maßnahmen weitgehend verhindert werden kann. Mitchell et al. (1990) führten ebenfalls Versuche mit einem gesättigten bindigen Boden durch, wobei jedoch nach der Wasserlagerung unter geringen Normalspannungen die Belastung plötzlich gesteigert und schnell abgesichert wurde (unkonsolidierte, gesättigte Versuche). Hierbei stellten sich undrännierte Verhältnisse ($\delta_v=0^\circ$) ein. Die Vorschubgeschwindigkeit v wurde zwischen $v=0,125\text{mm/min}$ und $v=1,25\text{mm/min}$ variiert, es konnte jedoch keine signifikante Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Schergeschwindigkeit festgestellt werden. Bezüglich der Versuchsdurchführung nach Mitchell et al. (1990) weisen Sharma & Hullings (1993) darauf hin, daß das Scherergebnis deutlich von der Normalspannung abhängt, bei der das Probensystem gesättigt wird. Je größer diese Normalspannung ist, um so weniger Wasser nimmt die Probe auf und um so größer ist die Scherfestigkeit zwischen bindigem Boden und KDB.

Das Fazit aus den bisher veröffentlichten, einander teilweise widersprechenden Untersuchungsergebnissen ist, daß der Einfluß diverser Versuchsrandbedingungen noch nicht umfassend erforscht ist und deshalb auch noch keine einheitlichen Angaben über die in Abhängigkeit vom Anwendungsfall zu wählenden Versuchsrandbedingungen vorliegen.

2.3 Scherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und Geotextilien

Da sich die Eigenschaften der Geokunststoffe mit Wasserzugabe im allgemeinen nicht signifikant ändern, ist die Versuchsdurchführung zur Bestimmung der Scherparameter zwischen KDB und Geotextil vergleichsweise unproblematisch, wie die umfangreichen Untersuchungsprogramme von Williams & Houlihan, (1987), Stark et al., (1996) sowie Saathoff, (1991) zeigten. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen bestätigten, daß die Scherfestigkeit in dieser Kontaktfläche sehr gut durch die Grenzbedingung nach Coulomb mit den Scherparametern a und δ beschrieben werden kann (Gl. 2.18). Als Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Scherparameter wird wiederum das direkte Rahmenschergerät 30x30-SG empfohlen (ASTM D5321-92). Die Schergeschwindigkeit sollte nach ASTM D5321-92 $v=5\text{mm/min}$ betragen. Vergleichsversuche zeigten, daß Schergeschwindigkeiten zwischen $v=2,5\text{mm/h}$ und 20mm/h (Saathoff, 1991), bzw. zwischen $v=0,18\text{mm/h}$ und 18mm/h (Williams & Houlihan, 1987) keinen Einfluß auf das Scherergebnis besitzen. Mitchell et al. (1990) und Pasqualini et al. (1993) weisen darauf hin, daß sich die Scherfestigkeit bei Versuchsdurchführung mit einem nassen Geotextil leicht reduzieren kann. Nach Saathoff (1991) ist dies der Fall, wenn am Geotextil Bodenteilchen anhaften, durch die die Kontaktfläche verunreinigt wird (Schmierschichtbildung). Fillibeck & Floss (1995) zeigten anhand von Kipptischversuchen (Scherfläche $100 \times 100\text{cm}$), daß sich die Scherfestigkeit bei Feinteilcheneinlagerung in der Scherfuge auch leicht erhöhen kann, wenn dadurch zusätzliche Adhäsionskräfte wirken.

Vergleiche zwischen Rahmenscher- und Kipptischversuchen zeigten keine maßgeblichen Unterschiede bezüglich der Scherfestigkeit (Fillibeck & Floss, 1995, Matichard et al., 1991; Koutsourais et al., 1991). Yegian & Lahaf (1992) untersuchten das Scherverhalten zwischen KDB und Geotextil unter dynamischer Beanspruchung (shaking table test). Sie konnten bei nassen, wie auch bei trockenen Geotextilien keine signifikanten Unterschiede zum statischen Scherversuch feststellen.

Zum Langzeitscherverhalten zwischen Geotextil und KDB weist Müller (1996) darauf hin, daß Kunststoffe der Alterung unterliegen und sich somit auch hinsichtlich des Scherverhaltens Änderungen ergeben können. Untersuchungen zum Langzeitscherverhalten sowie zum Kriechverhalten wurden bisher nicht veröffentlicht.

3 Materialkennwerte und Versuchsbezeichnung

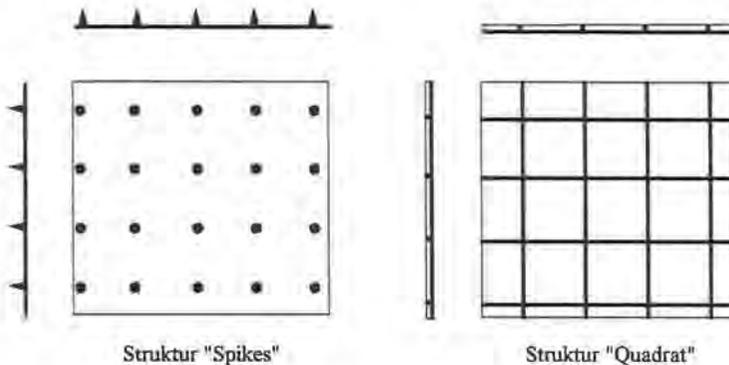
3.1 Kunststoffdichtungsbahnen

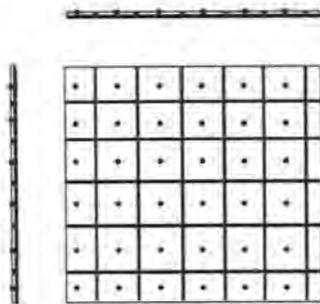
Es wurden Versuche mit einer glatten Kunststoffdichtungsbahn (KDB) und drei strukturierten Kunststoffdichtungsbahnen durchgeführt. Alle vier Kunststoffdichtungsbahnen sind aus Polyethylen hoher Dichte (PEHD) gefertigt und haben eine Dicke von 2,5mm. Die strukturierten Kunststoffdichtungsbahnen besitzen die nachfolgend bezeichneten Strukturen. Die jeweils erstgenannte Strukturart bezieht sich dabei auf die dem bindigen Boden zugewandte Seite und die nachgenannte Struktur auf die dem Geotextil zugewandte Seite.

- Karo Noppe / Organat
- sandrauh / sandrauh
- Spikes / Quadrat

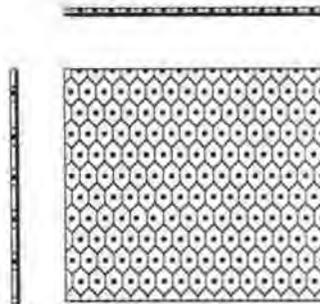
Die Oberflächenstruktur "Spikes" besteht aus 5 mm hohen und im Abstand von etwa 24 mm in Reihen angeordneten und nach oben spitz zulaufenden Kegeln. Auf der Rückseite dieser KDB bilden Längs- und Querstege (Erhöhung ~1mm) eine quadratische Struktur (Kantenlänge ~49mm). Die Oberflächenstruktur "Karo Noppe" besteht aus etwa 0,5 mm hohen Quer- und Längsstegen, die Quadrate mit einer Kantenlänge von etwa 14mm bilden. In der Mitte dieser Quadrate befindet sich eine etwa 2mm hohe Noppe. Die Struktur "Organat" auf der Rückseite dieser KDB setzt sich aus etwa 3mm langen und 2mm breiten Rauten zusammen. Die Struktur "sandrauh" wird durch Extrusion von feinen Kunststoffpartikeln erreicht. In Abb. 3.1 sind die Strukturarten dargestellt.

Abb. 3.1: Untersuchte Kunststoffdichtungsbahnstruktur (nicht maßstäblich)

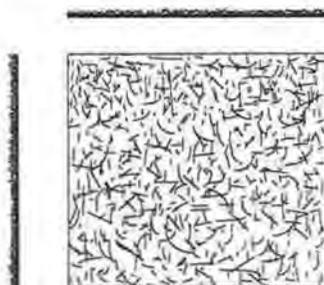




Struktur "Karo Noppe"



Struktur "Organat"



Struktur "sandrauh"

3.2 Geotextilien

Als Geotextilien wurden zwei mechanisch verfestigte Vliesstoffe, ein Spinnfaservliesstoff (Faserlänge 3-15cm) und ein Filamentvliesstoff (Endlosfasern), verwendet. Derartige Vliesstoffe werden als Schutzschicht der KDB gegen mechanische Beschädigung eingesetzt. Sie bestehen aus Polypropylen und besitzen eine Masse pro Flächeneinheit $m_a > 1200 \text{g/m}^2$ (DIN EN 965) bei einer Dicke $d=8\text{mm}$ (DIN EN 964 T1-2). Beide Vliesstoffe weisen eine relativ glatte und eine etwas bauchigere Oberfläche auf. Die glattere Oberfläche war immer der KDB zugewandt.

3.3 Versuchsböden

Es wurden drei verschiedene Versuchsböden in die Untersuchungen einbezogen. Die überwiegende Anzahl der Versuche wurde mit dem Ton 11A durchgeführt, der beim Braunkohleabbau im Rheinischen Braunkohlerevier in Hambach gewonnen wird. Es handelt sich um einen Ton tertiären Ursprungs aus der niederrheinischen Bucht. Die grundsätzliche geotechnische Eignung des Tons 11A als Abdichtungsmaterial wurde am Prüfmatt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München untersucht (Prüfbericht Projektur: 8975/104, 1992). Die Anlieferung des Tons erfolgte in Tonnen mit bis zu faustgroßen Aggregaten. Weiterhin wurden Versuche mit einem Kaolinton durchgeführt, der bereits mehrfach zur qualitativen Verbesserung von Dichtungsschichten verwendet wurde. Die Anlieferung erfolgte in Säcken in lufttrockenem, zerkleinertem Zustand. Schließlich wurde ein gemischtkörniger Boden in die Untersuchungen einbezogen, wie er in ähnlicher Form in Bayern als Dichtungsmaterial bei Deponien eingesetzt wird. Er wurde durch Zumischen eines Sand-Kies-Gemisches (0/4mm) zu dem Kaolinton hergestellt.

In Anl. 1, Bl. 1 sind die Kornverteilungen nach DIN 18123 und in Anl. 1, Bl. 2-4 die Proctorversuche nach DIN 18127 des Tons 11A, des Kaolintons und des gemischtkörnigen Bodens zusammengestellt. Tab. 3.1 enthält die bodenmechanischen Kenngrößen dieser Böden, wobei Wassergehalt, Fließgrenze und Ausrollgrenze jeweils an fünf Proben ermittelt wurden. Die Ergebnisse der semiquantitativen mineralogischen Untersuchungen des Tons 11A und des Kaolintons sind der Veröffentlichung von Schröder & Düllmann (1994) bzw. den Herstellerangaben der Fa. Teublitz Dichtungston GmbH entnommen (Tab. 3.2).

Tab. 3.1: Bodenmechanische Kenngrößen der Versuchsböden

	Ton 11A	Kaolinton	Gemischtk. Material
nat. Wassergehalt w (DIN 18121) [%]	25,3 - 26,6	-	-
Fließgrenze w_L (DIN 18122) [%]	57,8 - 59,8	72,9 - 74,1	-
Ausrollgrenze w_p (DIN 18122) [%]	20,6 - 23,2	27,2 - 32,3	-
Plastizitätszahl I_p [%]	36,0 - 37,6	41,8 - 45,9	-
Konsistenzzahl I_c [-]	0,87 - 0,98	-	-
Kalkgehalt V_{Ca} (DIN 18129) [%]	0	0	-
Glühverlust V_{gl} (DIN 18128) [%]	8,5	10,3	-
Korndichte ρ_s (DIN 18125) [t/m^3]	2,69	2,59	2,69
Proctordichte ρ_{pr} (DIN 18127) [t/m^3]	1,63	1,43	1,95
w_p [%]	20,2	27,1	11,0
Bodenart (DIN 4022)	TA	TA	ST*
Kornkennzahl	6400	8200	1252

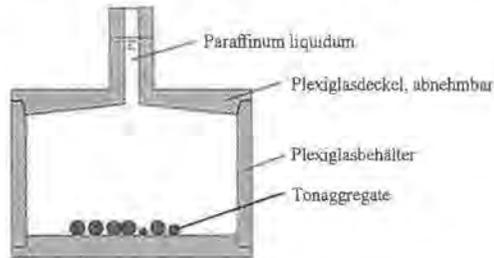
Tab. 3.2 Semiquantitative Untersuchungen

	Ton 11A	Kaolinton
Quarz [%]	35	<10
Kaolinit [%]	20	80-85
Serizit / Illit [%]	25	<10
Smectit	5	<1
mixed layers [%]	<5	
Chlorit [%]	10	*
Feldspat [%]	<5	<3

Für die Scherversuche wurden die Versuchsböden bei den jeweils angegebenen Einbauwassergehalten w_s und mit einer Krümelgröße von etwa 3mm bei den feinkörnigen Böden bzw. etwa 5mm beim gemischtkörnigen Boden aufbereitet. War der natürliche Wassergehalt zu hoch, wurde das Material zuvor an der Luft zurückgetrocknet. Nach der Aufbereitung wurde vor der Weiterverarbeitung immer eine Homogenisierungsdauer von mindestens sieben Tagen eingehalten. Im folgenden werden, wie international üblich, einzelne Krümel als Aggregate bezeichnet, deren Größe den Millimeterbereich nicht unterschreiten. Bei Aggregaten mit weitaus geringeren Durchmessern, wie sie in der Bodenphysik untersucht werden, können weiteren Faktoren für deren Eigenschaften ausschlaggebend sein, die hier jedoch nicht behandelt werden.

Zur Beschreibung des Verhaltens aggregierter Böden (s. Abschn. 4.4) war es erforderlich, den Sättigungsgrad der Einzelaggregate zu bestimmen, wobei die von Maini (1971) entwickelte "Paraffinum-liquidum"-Methode angewandt wurde. Die Bodenprobe wird in den speziell für diesen Versuch vorgesehenen Plexiglasbehälter mit bekanntem Volumen eingebracht und der Behälter mit flüssigem Paraffin (Paraffinum liquidum DAB7) gefüllt (Abb. 3.2). Das hydrophobe Paraffin dringt hierbei nicht in die Bodenprobe ein. Durch Wägung kann bei bekannter Dichte des Paraffins und des Wassers ρ_w über den Wassergehalt w , die Korndichte ρ_s und die Trockendichte der Bodenprobe der Sättigungsgrad S , bestimmt werden (Gl. 3.1). Vorteil dieser Methode gegenüber der Tauchwägung nach DIN 18125 bzw. der Quecksilberverdrängungsmethode ist, daß Luftblasen, die an den Aggregaten haften, erkannt und entfernt werden können. Diese würden das Ergebnis bei den hier vorhandenen, kleinen Aggregatgrößen mit großer spezifischer Oberfläche stark verfälschen.

Abb. 3.2: Paraffinum-liquidum-Methode zur Bestimmung von S_r an kleinen Probenmengen



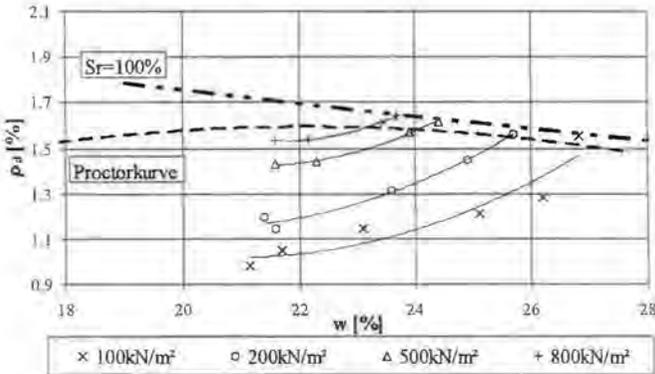
$$S_r = \frac{w\rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_d} - 1\right)\rho_w}$$

Gl. 3.1

An fünf Proben des Tons 11A ($w=23\%$) wurde der Sättigungsgrad bestimmt. Der Mittelwert ergab $S_r=99,6\%$. Es kann also davon ausgegangen werden, daß die Interaggregatporen (Poren innerhalb der Aggregate) mit Wasser gefüllt sind, was die Untersuchungen von Brackley (1975) bestätigt.

Zur Durchführung der Scherfestigkeitsuntersuchungen mit dem teilgesättigten Ton 11A wurden die Probekörper bei vorgegebenem Wassergehalt w_s zunächst auf eine Trockendichte ρ_d entsprechend der Proctorkurve verdichtet und anschließend konsolidiert. Diese Vorgehensweise wurde gewählt, da sie den Verhältnissen in situ entspricht. Hierbei ist jedoch nicht bekannt, ob sich die Probe nach der Konsolidation im erst- oder überkonsolidierten Bereich befindet. Um darüber Aussagen zu erhalten, wurde die Trockendichte des nicht verdichteten, teilgesättigten Tons 11A in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung ($\sigma=100, 200, 500$ und 800kN/m^2) und vom Wassergehalt ($21\%<w<28\%$) in einem Ödometer mit Durchmesser $d=8\text{cm}$ bestimmt. In Abb. 3.3 sind die erzielten Trockendichten in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung und dem Endwassergehalt der Probe zusammen mit der Proctorkurve und der Sättigungslinie ($S_r=100\%$) dargestellt.

Abb. 3.3: Trockendichte des teilgesättigten Tons 11A nach ödometrischer Konsolidation in Abhängigkeit vom Wassergehalt



Die der Verdichtungsarbeit zugehörige Trockendichte kann auch durch eine Konsolidation erreicht werden. Wird durch die Konsolidation eine höhere Trockendichte erzielt, befindet sich die Probe im Normalkonsolidationsbereich, unterhalb der Proctorkurve im Überkonsolidationsbereich. Mit steigendem Wassergehalt nimmt die durch die Verdichtungsarbeit erreichte Trockendichte gemäß dem nassen Ast der Proctorkurve ab. Gleichzeitig steigt mit dem Wassergehalt bei konstanter Konsolidationsspannung die nach der Konsolidation erzielte Trockendichte an. Folglich wird zum Erreichen der gleichen Trockendichte wie im Proctorversuch mit steigendem Wassergehalt eine immer geringere Konsolidationsspannung erforderlich.

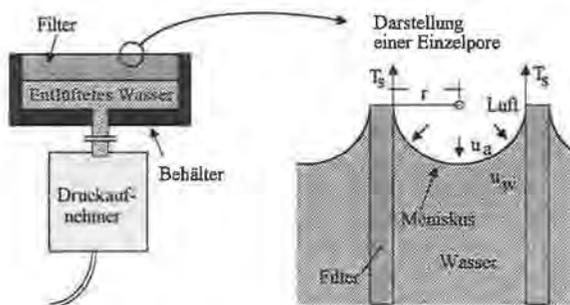
Für die nachfolgenden Untersuchungen mit dem Ton 11A bei den Wassergehalten $w=23\%$ und $26,5\%$ muß somit berücksichtigt werden, daß zum Erreichen einer auf der Proctorkurve liegenden Trockendichte eine Konsolidationsspannung $\sigma \sim 800$ bzw. $\sigma \sim 100 \text{ kN/m}^2$ (ödometrische Konsolidation) erforderlich ist. Bei Spannungen unterhalb dieser Konsolidationsspannung ist die vorher verdichtete Probe überkonsolidiert, bei darüberliegenden Spannungen erstkonsolidiert. Da die Sättigungslinie nicht überschritten werden kann, folgt weiterhin, daß Proben, die in teilgesättigtem Zustand bei hohem Wassergehalt mit hoher Konsolidationsspannung beaufschlagt werden, ihren Wassergehalt ändern (dränieren) und nach der Konsolidation weitgehend gesättigt vorliegen.

3.4 Bezeichnung der Scherversuche

Zur besseren Übersicht wurden die weit über 300 Einzelscherversuche in Versuchsreihen zusammengefaßt und diese mit einer Bezeichnung versehen, aus der die wichtigsten Informationen entnommen werden können. Sie setzt sich aus Zahlen bzw. Buchstaben zusammen,

einem semipermeablen Filter, der druckdicht an einen mit entlüftetem Wasser restlos gefüllten Behälter angeschlossen ist, sowie einer Druckmeßdose zur Erfassung des Wasserdruckes in diesem Behälter (s. Abb. 4.1). Der semipermeable Filter läßt zwar das in dem Behälter befindliche Wasser nach außen dringen, verhindert jedoch bis zu einem gewissen Unterdruck den Eintritt von Luft. Beim Aufsetzen des wassergesättigten, entlüfteten Filters auf den teilgesättigten Boden reduziert sich aufgrund der Saugspannung des Bodens in dem Behälter der Wasserdruck, bis schließlich ein Gleichgewicht entsteht. Der Unterdruck in dem Behälter entspricht dann der Saugspannung des Bodens.

4.1: Schematische Darstellung eines Tensiometers zur Messung der Saugspannung



Die Anwendbarkeit der Saugspannungsmessung mit Tensiometern ist durch die Feinporigkeit des semipermeablen Filters, den Entlüftungsgrad des Tensiometerwassers und die Kavitation von Wasser begrenzt:

- Entsteht im Behälter aufgrund der Saugspannung ein Unterdruck, bilden sich Menisken in den Poren (Radius r) des Filters (Abb. 4.1). Die im Boden wirkende Matrixspannung ($u_s - u_w$) wird über die Oberflächenspannung des Wassers auf den Filter übertragen. Wie bei Kapillarröhren (Abb. 2.1 und Gl. 2.1) ist die maximal aufnehmbare Matrixspannung ($u_s - u_w$)_{max} vom Porenradius der größten Pore r und der Oberflächenspannung des Wassers T_s abhängig. Wird die maximal meßbare Matrixspannung überschritten, reißt die Wasseroberfläche und Luft tritt durch die Membran ein, so daß der Meßwert schlagartig abnimmt ("air entry value" oder "bubble point"). Gegen eine generelle Verwendung von Filtern mit möglichst hohen Lufteintrittswerten spricht, daß gleichzeitig die Durchlässigkeit der Filter stark abnimmt und so die Dauer bis zum Ansprechen des Tensiometers zunimmt. Für die hier durchgeführten Untersuchungen wurden Keramikfilter der Fa. Soilmoisture mit einem Lufteintrittswert von etwa 5 bar eingesetzt.
- Wie bereits in Abschnitt 2.1 beschrieben, ist die Masse der im Wasser gelösten Luft abhängig vom absoluten Luftdruck, d.h. es entstehen Luftblasen, wenn auf mit Luft gesättigtes Wasser ein Unterdruck aufgebracht wird. Diese stören die Tensiometermessungen, da sich Luft im Vergleich zu Wasser bei Unterdruck stark ausdehnt und somit der Boden über der semipermeablen Membran das Wasser aus dem Tensiometer saugen kann.

Daher ist das Tensiometerwasser vor der Anwendung zu entlüften. Hierzu wurde eine Anlage der Fa. Wille Geotechnik verwendet, bei der Wasser in ein mit Unterdruck von nahezu -1bar beaufschlagtes Gefäß gesprüht wird und dabei die gelöste Luft abgibt. (Durch das Sprühen wird die Oberfläche des Wassers stark vergrößert und somit eine schnellere Entlüftung erreicht.)

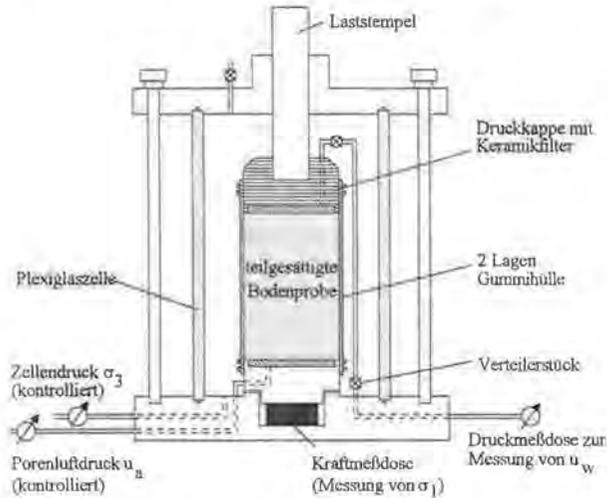
- Ist der negative Porenwasserdruck u_w kleiner als der absolute, in der Atmosphäre wirkende Luftdruck, reißt die Wassersäule (Kavitation); das Wasser siedet. Somit ist unabhängig vom Entlüftungsgrad des Wassers der Meßbereich unter atmosphärischem Luftdruck theoretisch auf $u_w \sim -1$ bar beschränkt. Um den Meßbereich zu erweitern, wurden die Messungen unter erhöhtem Luftdruck ("Axis-translation-technique" nach Hilf, 1956) durchgeführt. Der Luftdruck wirkt allseitig auf das Korngerüst wie auch auf das Porenwasser. Damit erhöht sich mit dem Porenluftdruck auch der Porenwasserdruck um den gleichen Betrag, während die Matrixspannung konstant bleibt. Die hier durchgeführten Triaxialversuche wurden mit einem Luftdruck $u_a=4$ bar gefahren, so daß Matrixspannungen von maximal 5bar meßbar waren.

Während des Triaxialversuchs wird der Porenwasserdruck u_w als Differenz zum Atmosphärendruck bestimmt. Der Keramikfilter befindet sich in der oberen Druckkappe (s. Abb. 4.2). Diese ist durch einen flexiblen "volumenkonstanten" Druckschlauch mit dem Boden der Triaxialzelle und weiterführend mit der Druckmeßdose verbunden. Zur Entlüftung des Tensiometers wird zunächst die Druckkappe sowie die Druckmeßdose in einer hierfür vorgesehenen Entlüftungseinrichtung der Fa. UMS GmbH München durch Aufbringen von Unterdruck über eine Vakuumpumpe getrennt voneinander entlüftet. Sodann werden sie mit den mit entlüftetem Wasser gefüllten Verbindungsleitungen verschraubt. Um sicher zu gehen, daß sich keine Luftblasen mehr in den Verbindungsleitungen befinden, werden diese an den Verteilerstücken geöffnet und mit entlüftetem Wasser durchspült.

Aufgrund der langen Versuchsdauer führen schon geringste Undichtigkeiten zu starken Verfälschungen bei der Messung der Matrixspannung. Daher wurde im Rahmen vorliegender Arbeit ein Verfahren entwickelt, mit dem die Funktionstüchtigkeit des Tensiometers sowie die Dichtheit der Schraubverbindungen vor jeder Versuchsdurchführung überprüft werden kann. Hierzu werden statt der Bodenprobe zunächst ein mit einem mechanisch verfestigten Geotextil umgebener Metallrohling eingebaut und folgende Kontrollversuche durchgeführt.

- Zunächst wird ein Zellendruck von 5bar bei geöffnetem Luftdrucksystem aufgebracht. Der Tensiometermeßwert kann kurzzeitig geringfügig ansteigen, muß dann jedoch wieder auf null absinken. Ist dies nicht der Fall, ist die Schlauchverbindung zwischen Zellenboden und Druckkappe undicht.
- Anschließend wird das Porenluftsystem geschlossen. Steigt der Tensiometermeßwert an, besteht eine Verbindung zwischen Zelle und Probe (z.B. durch undichte Gummihüllen).
- Nun wird ein konstanter Luftdruck $u_a=2$ bar aufgebracht. Zeigt das vorher kalibrierte Tensiometer weniger als 2bar an, befindet sich entweder Luft im Tensiometer oder eine Schraubverbindung außerhalb der Zelle ist undicht. Hierbei ist auch zu kontrollieren, ob an den Schlauchverbindungen außerhalb der Zelle Wasser austritt.

Abb. 4.2: Triaxialzelle für CW-Versuche mit teilgesättigtem Boden



Zur Herstellung der Bodenproben wird eine vorher abgewogene Probemenge des aufbereiteten Materials in einem Zylinder durch zwei Kolben von oben und von unten langsam auf die gewünschte Größe (Radius $r=2,5\text{cm}$ Höhe $h=10\text{cm}$) gepreßt. Es wurde immer eine Trockendichte gewählt, die der Verdichtung mit Proctorarbeit im Proctortopf entspricht (Verdichtung auf einen Wert der Proctorkurve). Diese "statische" Verdichtungsart wurde gewählt, um eine über die gesamte Probenhöhe möglichst konstante Dichte zu erzielen. Dies läßt sich beim Einstampfen der Probe im Proctortopf nicht erreichen. Es wurde davon ausgegangen, daß der von Lambe (1958) beschriebene Einfluß des Dispersierungsgrades auf die Scherfestigkeit auf der nassen Seite der Proctorkurve gering und - im Gegensatz zum Einfluß einer über die Probenhöhe unterschiedlichen Trockendichte - von untergeordneter Bedeutung ist.

Der Einbau der Probekörper in die Druckzelle (s. Abb. 4.2) erfolgt analog zum herkömmlichen Triaxialversuch wie in DIN 18137-2 beschrieben. Zur Abdichtung der Probekörper gegenüber dem Zellenwasser werden zwei Gummihüllen verwendet. Nach dem Überstreifen der inneren Gummihülle über den Probekörper wird diese mit Silikonöl bestrichen, um Diffusion von Luft aus dem Zellenwasser in den Probekörper nach Aufbringen des Zellendruckes zu unterbinden. Vor dem Aufsetzen der Druckkappe auf die Bodenprobe muß der Keramikfilter leicht befeuchtet werden, damit eine Verbindung mit dem Porenwasser des Bodens entstehen kann. (Da der Keramikfilter gering durchlässig ist und somit das Tensiometer eine gewisse Ansprechdauer aufweist, sinkt die Saugspannung u_w bis zum Aufbringen des Porenluftdruckes u_a nicht unter den minimalen Meßwert von -1bar .) Die dadurch entstehende Wassergehaltsänderung der Bodenprobe ist vernachlässigbar. Nach dem Probeneinbau und dem Befüllen der Zelle mit Wasser wird der Zellendruck und der allseitig auf die Probe

wirkende Porenluftdruck langsam erhöht. Bei den hier durchgeführten Versuchen betrug der Porenluftdruck $u_a=4\text{bar}$. Die Konsolidationsdauer ist beendet, wenn sich die Probenhöhe nicht mehr ändert und sich ein konstanter Porenwasserdruck u_w eingestellt hat. Dies war nach maximal drei bis fünf Tagen der Fall.

Nach der Konsolidation wird die Probe bei konstanter Stauchungsgeschwindigkeit $v=0,08\text{mm/h}$ abgesichert. Inklusiv Konsolidation ergab sich eine jeweilige Versuchsdauer von insgesamt ca. drei Wochen, wobei bis zu drei Einzelversuche gleichzeitig durchgeführt werden konnten.

4.2.2 Versuchsprogramm

Es wurden mit dem Ton 11A teilgesättigte CW-Versuche sowie gesättigte D-Versuche nach DIN 18137-2 mit dem Ton 11A durchgeführt. Da der Zustand der untersuchten Proben den Verhältnissen in situ eingebauter bindiger Dichtungsschichten möglichst entsprechen sollte, wurden auch die Probekörper der D-Versuche zunächst in der in Abschnitt 4.2.1 beschriebenen Weise auf einen auf der Proctorkurve liegenden Wert verdichtet und anschließend in der triaxialen Versuchseinrichtung unter hydrostatischem Druck bei unterschiedlichen Normalspannungen konsolidiert. Es wurden Versuche bei Anfangswassergehalten (Wassergehalt bei der Verdichtung) $w_s=23\%$ und $26,5\%$ durchgeführt. Während der Konsolidation wurden die Proben der D-Versuche bei einem Porenwasserdruck $u_w=5\text{bar}$ (back pressure) gesättigt. Die Stauchungsgeschwindigkeit der D-Versuche betrug $0,08\text{mm/h}$.

Beim Vergleich der Versuche mit unterschiedlichen Wassergehalten ist zu berücksichtigen, daß beiden Versuchsreihen die Trockendichte zugrundegelegt wurde, die sich bei der Verdichtung mit Proctorarbeit ergibt. Da die untersuchten Wassergehalte auf dem nassen Ast der Proctorkurve liegen, ist die erreichte Trockendichte bei $w=23\%$ höher als bei $w=26,5\%$.

Die Einzelversuche wurden zu Versuchsreihen zusammengefaßt, deren Randbedingungen in Tab. 4.1 wiedergegeben sind.

Tab. 4.1 Versuchsrandbedingungen der durchgeführten Triaxialversuche

Versuchsreihe	Anlage /Blatt	Seitendruck σ_3-u_a bzw. σ_3-u_w [kN/m ²]	w_s [%]	Sättigungszustand vor Scherbeginn
T/HA/1	2/1	50/100/200/300/400	23,0	teilgesättigt
T/HA/2	2/2	50/50/100/150/200	26,5	teilgesättigt
T/HA/3/W	2/3	200/400/600/800	23,0	wassergesättigt
T/HA/4/W	2/4	50/150/200/300	26,5	wassergesättigt

4.2.3 Versuchsauswertung

Zur Auswertung der Versuche wurde jeweils zunächst der Bruchzustand ermittelt. Bei den wassergesättigten Versuchen ist im Bruchzustand die Deviatorspannung maximal. Auch für die teilgesättigten Versuche wurde der Bruchzustand bei maximaler Deviatorspannung definiert, da sich dadurch, wie die Spannungspfade zeigen, die größte Scherfestigkeit ergibt. Im Hinblick auf weitere Untersuchungen sei jedoch darauf hingewiesen, daß diese Bruchbedingung nicht in jedem Fall geeignet sein muß, Beispielsweise kann es möglich sein, daß bei einer Deviatorspannung, die kleiner ist als die maximale Deviatorspannung, eine höhere Scherfestigkeit ermittelt wird, wenn vor Erreichen des Deviatormaximums die Matrixspannung mit der Probenstauchung stark ansteigt. Im folgenden werden die Versuche nach der erweiterten Mohr-Coulombschen Grenzbedingung (Fredlund et al., 1978), sowie nach den Grenzbedingungen von Bishop et al. (1960) und nach DIN 18137-1 ausgewertet.

Matrixspannung, Deviatorspannung und mittlere Hauptspannung im Bruchzustand bestimmen die Scheitelpunkte des Mohrschen Spannungskreises im erweiterten Mohr-Coulombschen Bruchdiagramm für teilgesättigte Böden. (Für die gesättigten Versuche gilt $u_s - u_w = 0$.) Die Scheitelpunkte spannen die Spannungspfadenebene auf, die durch die Parameter d' , ψ' und ψ^b in ihrer Lage im erweiterten Mohr-Coulombschen Bruchdiagramm definiert ist. Die Ermittlung dieser Parameter erfolgte nach dem Prinzip der kleinsten Fehlerquadrate mit einem mathematischen Programm. Die dreidimensionale Bruchebene mit den Scherparametern c' , ϕ' und ϕ^b tangiert die Mohrschen Spannungskreise. In Abb. 4.3 und 4.4 sind die Schnittgeraden der Spannungspfadenebene und der Bruchebene mit der $(\tau/(\sigma - u_a))$ -Ebene bzw. der $(\tau/(u_s - u_w))$ -Ebene dargestellt. Die Scherparameter errechnen sich nach Gl. 4.1-4.3.

Abb. 4.3: Schnittgerade der Spannungspfadenebene und der Bruchebene mit der $(\tau/(\sigma - u_a))$ -Ebene

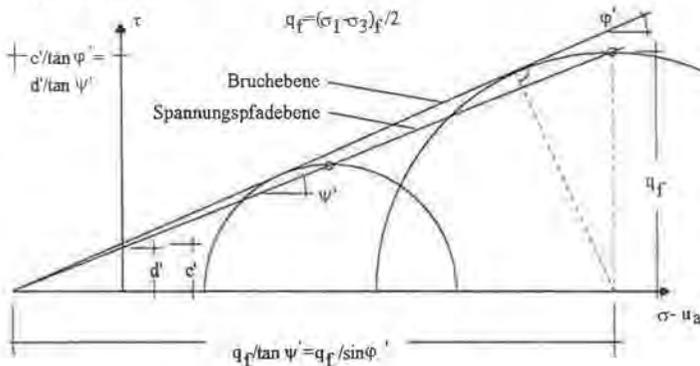
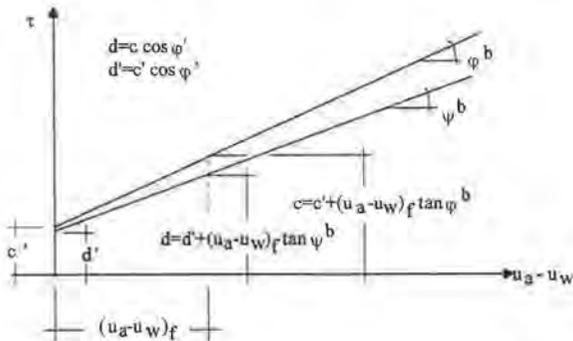


Abb. 4.4: Schnittgerade der Spannungspfadenebene und der Bruchebene mit der $(\tau(u_a-u_w))$ -Ebene



$$\varphi' = \arcsin(\tan \psi') \quad \text{Gl. 4.1}$$

$$c' = \frac{d'}{\cos \varphi'} \quad \text{Gl. 4.2}$$

$$\tan \varphi^b = \frac{\tan \psi^b}{\cos \varphi'} \quad \text{Gl. 4.3}$$

Bei den Versuchen mit $w_g=26,5\%$ liefen Bruchebene und Spannungspfadenebene mit sehr guter Näherung durch den Koordinatennullpunkt. Entsprechend gesättigter Versuche wurden die Scherparameter der Gesamtscherfestigkeit φ'_s und φ_s^b definiert. In Gl. 4.4 ist die Grenzbedingung für diesen Fall angegeben. Die Auswertung erfolgt analog zu den überkonsolidierten Versuchen.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = [(u_a - u_w) \tan \varphi_s^b] \cos \varphi'_s + \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right] \sin \varphi'_s \quad \text{Gl. 4.4}$$

Zur Beschreibung der Grenzbedingung nach Bishop et al. (1960) wurde der Parameter χ anhand des Matrixreibungswinkels und des effektiven Reibungswinkels nach Gl. 2.14 bestimmt. Das Bestimmtheitsmaß R^2 der Regressionsgeraden entspricht dem der erweiterten Mohr-Coulombschen Grenzbedingung.

$$\chi = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi^b} \quad \text{Gl. 4.5}$$

Die Scherfestigkeit τ_f und die totale Normalspannung σ_f der Einzelversuche ergibt sich nach Abb. 2.5 aus geometrischen Beziehungen (Gl. 4.6 und 4.7).

$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \varphi' \quad \text{Gl. 4.6}$$

$$\sigma_f = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right) + \chi(u_a - u_w) - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \varphi' \quad \text{Gl. 4.7}$$

Die Scherparameter c und φ des teilgesättigten Bodens der Grenzbedingung nach DIN 18137-1 wurden anhand der totalen Spannungen ermittelt, wobei bei der Auswertung entsprechend gesättigter Versuche vorgegangen wurde.

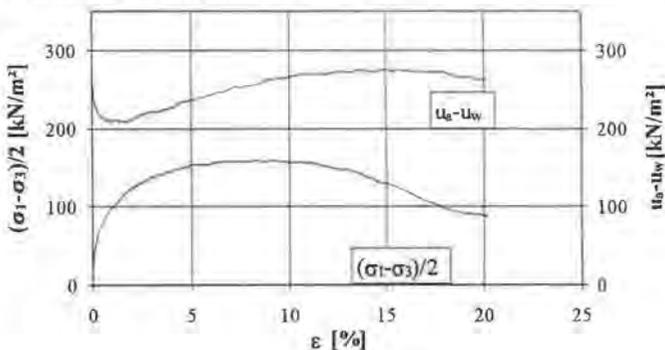
4.2.4 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse aller Triaxialversuche sind in Anlage 2, Bl. 5-8 zusammengestellt. Es stellte sich heraus, daß auch bei teilgesättigten Böden analog zu gesättigten Böden zwischen normal- und überkonsolidierten Zuständen unterschieden werden muß. Dies wird an der Entwicklung der Deviator- und Matrixspannung aber auch an der Form der Bruchkörper deutlich, die zunächst beispielhaft wiedergegeben sind. Anschließend werden die Ergebnisse anhand der erweiterten Mohr-Coulombschen Grenzbedingung sowie der Grenzbedingungen nach Bishop et al. (1960) und DIN 18137-1 ausgewertet. In Abschnitt 4.2.5 werden die Ergebnisse hinsichtlich des Normal- und Überkonsolidationszustandes, der Eignung der Grenzbedingungen und des Einflusses der Matrixspannung auf die Scherfestigkeit beurteilt.

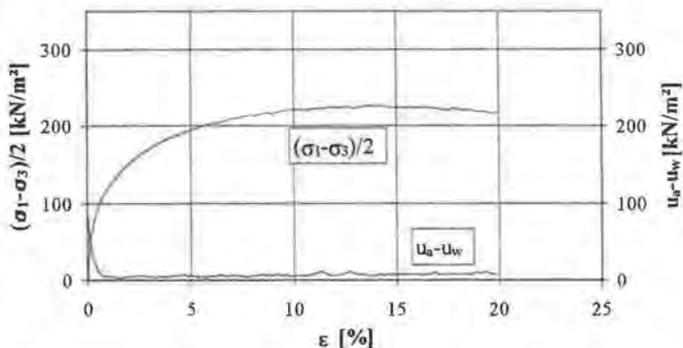
Entwicklung der Deviator- und Matrixspannungen der teilgesättigten Versuche

In Abb. 4.5-4.7 ist die Änderung der Deviatorspannung und der Matrixspannung in Abhängigkeit von der Probenstauchung ε der Versuche mit $w_a=23\%$ bei $\sigma_3-u_a=100$ und 400kN/m^2 sowie des Versuches mit $w_a=26,5\%$ bei $\sigma_3-u_a=50\text{kN/m}^2$ dargestellt.

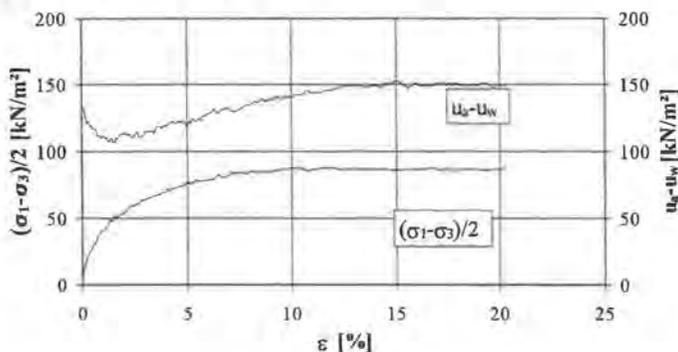
Abb. 4.5: Matrixspannung und Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Probenstauchung (Ton 11A, $w_a=23\%$, $\sigma_3-u_a=100\text{kN/m}^2$)



4.6: Matrixspannung und Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Probenstauchung (Ton 11A, $w_s=23\%$, $\sigma_3-u_s=400\text{kN/m}^2$)



4.7: Matrixspannung und Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Probenstauchung (Ton 11A, $w_s=26,5\%$, $\sigma_3-u_s=50\text{kN/m}^2$)



Die Probe bei $w_s=23\%$ zeigte unter $\sigma_3-u_s=100\text{kN/m}^2$ (Abb. 4.5) ein für überkonsolidierte Böden typisches sprödes Bruchverhalten und die Deviatorspannung ein ausgeprägtes Maximum. Dagegen wies die bei $\sigma_3-u_s=400\text{kN/m}^2$ abgescherter Probe der gleichen Versuchsreihe (Abb. 4.6) ein duktileres Bruchverhalten mit einem nunmehr geringeren Abfall der Deviatorspannung nach dem Bruch auf. Ebenso besaßen alle Versuche der Versuchsreihe mit $w_s=26,5\%$ ein duktileres Bruchverhalten.

Bruchkörper

In Abb. 4.8 und 4.9 sind die bei $\sigma_3-u_s=100\text{kN/m}^2$ und 400kN/m^2 abgescherter Probekörper der Versuchsreihe mit $w_s=23\%$ dargestellt.

Abb. 4.11: Spannungspfade der CW-Versuche mit Ton 11A ($w_a=26,5\%$)

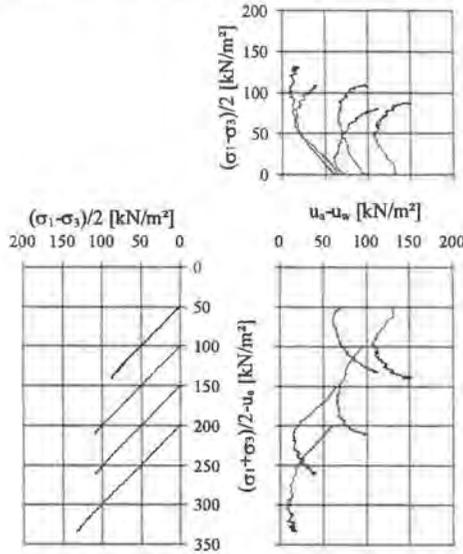


Abb. 4.12 und 4.13 zeigen einen Vergleich der Scherfestigkeit τ_r der teilgesättigten und gesättigten Versuche anhand der totalen Spannungen. In dieser Darstellung sind die Regressionsgeraden nach DIN 18137-1 durch die Scherparameter c und ϕ (teilgesättigte Versuche) bzw. c' und ϕ' (gesättigte Versuche) bestimmt (s. Tab. 4.2).

Abb. 4.12: Teilgesättigte und gesättigte Versuche (Ton 11A, $w_a=23\%$)

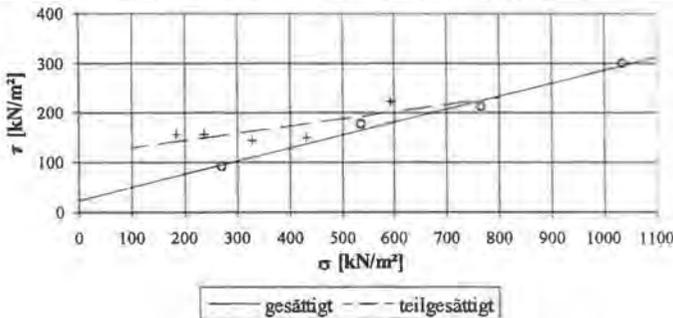
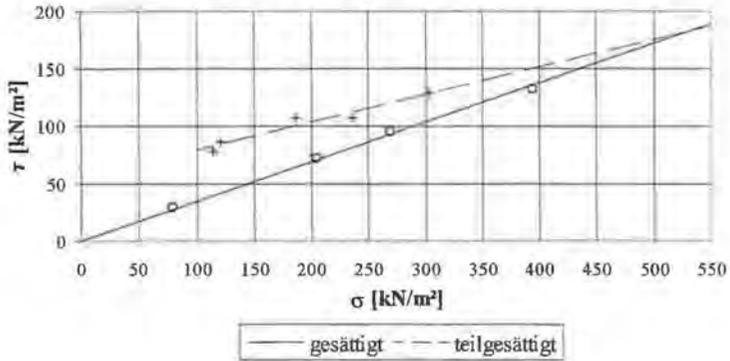
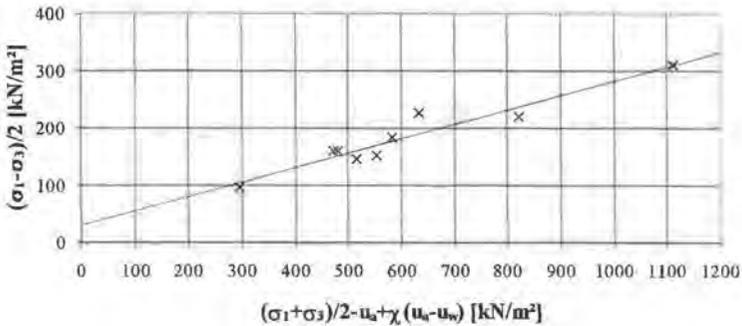


Abb. 4.13: Teilgesättigte und gesättigte Versuche (Ton 11A, $w_a=26,5\%$)



Die erweiterte Mohr-Coulombsche Grenzbedingung basiert auf der Annahme, daß der Parameter χ unabhängig vom Sättigungsgrad, bei Proben, die bei gleichem Einbauwassergehalt mit der gleichen Verdichtungsarbeit hergestellt werden, konstant ist. Zur Überprüfung sind die Ergebnisse mit der Grenzbedingung nach Bishop et al. (1960) im Diagramm mit den Koordinatenachsen $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ und $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_a + \chi(u_a - u_w)$ wiedergegeben (Abb. 4.14 und 4.15).

Abb. 4.14: Scheitelpunkte der Mohrschen Spannungskreise im Bruchzustand mit Regressionsgerade (Versuch Ton 11A, $w_a=23\%$)



die effektiven Spannungen erhöht. Ist die isotrope Spannung so hoch, daß im Bruchzustand keine Matrixspannung mehr wirkt - z.B. beim im Einbau teilgesättigten Versuch mit $w_s=23\%$ und $\sigma_3-u_s=400\text{kN/m}^2$ - geht die Probe in den gesättigten Zustand über und die Deviatorspannung nimmt entsprechend der Schergeraden des gesättigten Bodens zu. Rechnerisch ergibt sich der Schnittpunkt zwischen der teilgesättigten und der gesättigten Grenzgeraden bei $\sigma_r \sim 700\text{-}800\text{kN/m}^2$ für $w_s=23\%$ bzw. bei $\sigma_r \sim 500\text{-}550\text{kN/m}^2$ für $w_s=26,5\%$. Es muß jedoch berücksichtigt werden, daß sich die Grenzgeraden schleiend schneiden. Bei sonst gleichen Versuchsrandbedingungen besitzen Versuche mit geringerem Einbauwassergehalt eine höhere Matrixspannung (Vorspannung) und somit eine höhere Deviatorspannung im Grenzzustand.

Wie Abb. 4.14 und 4.15 zeigen, ließen sich die Scherergebnisse der teilgesättigten und gesättigten Versuche sehr gut durch eine Regressionsgerade annähern. Die Annahme, daß der Parameter χ für Proben, die unter gleichen Randbedingungen verdichtet wurden, konstant ist, wurde durch die hier durchgeführten Versuchsreihen somit bestätigt. Es ist jedoch zu berücksichtigen, daß der Sättigungsgrad der untersuchten Proben sehr hoch war. Werden Untersuchungen mit stark voneinander abweichenden Sättigungsgraden durchgeführt, ist, wie bereits durch andere Versuche festgestellt wurde (z.B. Escario & Saez, 1986; Gan & Fredlund, 1988), zu erwarten, daß die erweiterte Mohr-Coulombsche Grenzbedingung nicht mehr in vollem Umfang gültig ist. Weiterhin wurde bisher nicht berücksichtigt, daß auch bei teilgesättigten Böden zwischen über- und normalkonsolidierten Zuständen zu unterscheiden ist. Bei Verdichtung mit Proctorarbeit tritt der Übergang zwischen über- und normalkonsolidierten Zuständen mit steigendem Wassergehalt unter geringerer isotroper Spannung auf. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zeigen, daß wie bei gesättigten Böden auch bei teilgesättigten Böden beim Übergang vom Über- in den Normalkonsolidationszustand eine Unstetigkeitsstelle in der Schergeraden nach Bishop et al. (1960) bzw. der erweiterten Mohr-Coulombschen Bruchebene auftreten muß. Berücksichtigt man diese Aspekte, bietet die erweiterte Mohr-Coulombsche Grenzbedingung für teilgesättigte Böden keine allumfassende und in allen Bereichen gültige Lösung. Gegenüber der Grenzbedingung nach Bishop et al. (1960) besitzt die erweiterte Mohr-Coulombsche Grenzbedingung den Vorteil, daß die Ergebnisse anschaulicher dargestellt werden können.

Bezüglich der Auswertung nach DIN 18137-1 ist festzustellen, daß bei den teilgesättigten Versuchsreihen die Regression ein deutlich geringeres Bestimmtheitsmaß besitzt als bei den gesättigten Versuchsreihen. Wie sich aus charakteristischen Wasserspannungskurven zeigt, verändert sich die Matrixspannung, die bei einer Auswertung nach DIN 18137-1 nicht berücksichtigt wird, bereits bei geringen Wassergehaltsänderungen im Bereich hoher Sättigungsgrade sehr stark. Da bei der Aufbereitung der Böden geringe Schwankungen beim Wassergehalt unvermeidbar sind, ergeben sich bei der Auswertung nach DIN 18137-1 größere Streuungen. Bei einer Auswertung über die effektiven Spannungen wird die Matrixspannung, die mit dem Wassergehalt korreliert, gemessen, was sich regulierend auswirkt. Für erdstatische Berechnungen kann es zur Untersuchung ungünstiger Lastfälle erforderlich sein, Matrixspannungen anzusetzen, die niedriger liegen als es die Versuchswerte ergeben haben. Dies kann bei der Auswertung nach DIN 18137-1 gegenüber der nach Bishop et al.

(1960) bzw. der nach der erweiterten Mohr-Coulombschen Grenzbedingung nicht berücksichtigt werden.

Aus den den Bruchkörpern (Abb. 4.8 und 4.9) kann man folgern, daß der Einfluß der Aggregatstruktur von der Matrixspannung abhängig ist. Bei hoher Matrixspannung (geringer isotroper Druck, niedriger Wassergehalt) überwiegt der Einfluß der Aggregatstruktur und es werden nicht die Einzelaggregate in sich abgeschert, sondern die Kontaktstellen zwischen den Aggregaten aufgebrochen. Bei geringer Matrixspannung (hoher isotroper Druck, hoher Wassergehalt) ist der Einfluß des Einzelaggregates nicht mehr zu erkennen und die Probe verhält sich homogen.

4.3 Untersuchungen im Rahmenschergerät

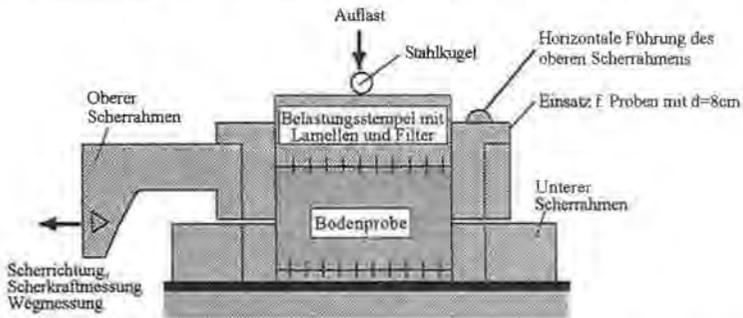
4.3.1 Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm

Im folgenden werden vergleichend zu den Triaxialversuchen Rahmenscherversuche mit dem Ton 11A vorgestellt. Diese Untersuchungen waren erforderlich, da auch die Scherversuche zwischen bindigen Böden und Kunststoffdichtungsbahnen aufgrund der vorgegebenen Lage der Scherfuge im Rahmenschergerät erfolgen müssen. Im Rahmenscherversuch konnte die Matrixspannung nicht über den gesamten Normalspannungsbereich gemessen werden, da das Aufbringen eines Porenluftdruckes nicht möglich war, und somit der Tensiometermeßbereich unter niedrigen Normalspannungen überschritten worden wäre. Es wurde jedoch für eine Normalspannungserhöhung die Porenwasserdruckveränderung während der Konsolidation bestimmt, wodurch sich allgemeine Aussagen über das Verhalten während der Konsolidation ableiten ließen (Abschnitt 4.4).

Die Versuche wurden in einem Gerät nach Casagrande mit der Rahmengröße 10cmx10cm (10x10-SG) durchgeführt (Abb. 4.16). Durch eine zusätzliche horizontale Führung ist der obere Scherrahmen gegen Verkippen beim Schervorgang gesichert. Die Scherfläche der bei der Fließgrenze eingebauten Probekörper besaß die lichten Abmessungen des Scherrahmens (10cmx10cm). Für die Scherversuche mit verdichteten Probekörpern (Durchmesser $d=8\text{cm}$ und Höhe $h=2,3\text{cm}$) wurde im oberen und unteren Scherrahmen je ein Einsatz installiert (s. Abb. 4.16). Der Probekörper wurde aus einem Proctorkörper ($d=10\text{cm}$, $h=12\text{cm}$), der im Proctortopf bei vorgegebenem Einbauwassergehalt mit Proctorarbeit verdichtet worden war, mittels eines Ausstechringes aus der Mitte des unteren Drittels entnommen. Da die Dichte eines Proctorkörpers nicht über die gesamte Höhe konstant ist, mußte für jeden Probekörper ein neuer Proctorkörper hergestellt werden.

Die Normalspannung wird über ein Hebelsystem und den mit Filterstein und Lamellen versehenen Stempel auf die Bodenprobe aufgebracht. Die Konsolidationsdauer betrug jeweils fünf Tage. Vor dem Abscheren wurde durch das Anheben des oberen Scherrahmens eine Scherfuge von etwa 0,2mm eingestellt. Die Versuche wurden weggesteuert mit einer konstanten Schergeschwindigkeit von 0,3mm/h durchgeführt, wobei der Scherweg und die dazu benötigte Scherkraft am oberen Scherkasten sowie die Hebung am Belastungsstempel gemessen und mittels elektronischer Datenverarbeitung aufgezeichnet wurde. Der maximale Scherweg betrug 10mm. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgte im σ/τ -Diagramm, wobei σ die auf die Probe aufgebrachte Normalspannung ist.

Abb. 4.16: Rahmenschergerät nach Casagrande mit Einsatz für Proben mit $d=8\text{cm}$



Es wurden drei Versuchsreihen durchgeführt. Zunächst wurde der teilgesättigte Ton 11A ($w_s=23\%$) mit Proctorarbeit verdichtet, in das Rahmenschergerät eingebaut und unter der Normalspannung σ konsolidiert (wird im folgenden "Konsolidation nach Proctorverdichtung" bezeichnet). Abweichend hiervon erfolgte bei der zweiten Versuchsreihe die Konsolidation in einem Wasserbad, so daß der Ton währenddessen seinen aufgrund des teilgesättigten Zustandes negativen Porenwasserdruck u_w durch Wasseraufnahme abbauen konnte. Bembes & Schulze, (1995) gehen davon aus, daß dadurch annähernde Wassersättigung in der Probe erreicht wird. Schließlich wurde der Ton 11A bei der Fließgrenze ($w\sim 58\%$) aufbereitet (gesättigter Zustand) und nach dem Einbau in das Schergerät normalkonsolidiert (ödometrische Konsolidation nach DIN 18137-1). In Tab. 4.4 sind die Versuchsrandbedingungen der drei Versuchsreihen angegeben.

Tab. 4.4: Versuchsrandbedingungen der Rahmenscherversuche mit Ton 11A im 10x10-SG

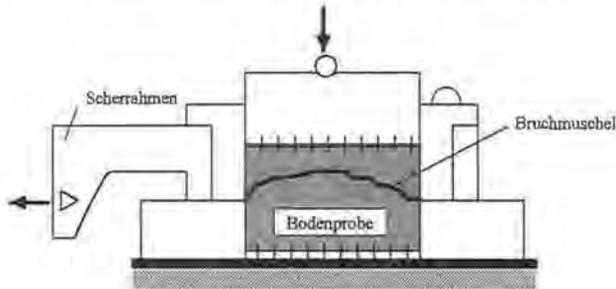
Versuchsreihe	Anlage/Blatt	σ [kN/m ²]	w_s [%]	Sättigungszustand nach der Konsolid.	Verdichtungsvorgang
1/HA/1	2 / 5	100/200/400/800	23	teilgesättigt	Konsolidation nach Proctorverdichtung
1/HA/2/W	2 / 5	100/200/400/800	23	gesättigt	Konsolidation nach Proctorverdichtung (Sättigung während der Konsolidation)
1/HA/3	2 / 5	100/200/400/800	58	gesättigt	Normalkonsolidation

w_s : Anfangswassergehalt (bei Einbau in das Rahmenschergerät)

Bei teilgesättigten Versuchen unter Normalspannungen $\sigma < 100\text{kN/m}^2$ bildete sich, wie in Abb. 4.17 dargestellt, keine ebene Scherfläche sondern eine teils stark konvex gekrümmte Bruchmuschel aus (die Aggregatstruktur des Bodens war deutlich sichtbar), wobei durch die großen Vertikalverschiebungen keine geeignete Auswertung mehr möglich war. Aufgrund der hohen Festigkeit des Tons entstanden in der Probe Spannungs- und Verformungszustände, bei denen die größten Scherspannungen nicht mehr in der durch das Schergerät vorgegebenen Zwangsscherfuge verliefen. Zur Bestimmung der Scherfestigkeit eines bindigen

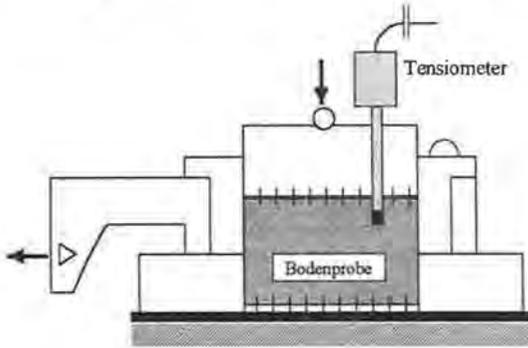
Bodens mit derart hohem Kohäsionsanteil unter geringen Normalspannungen ist daher ein Versuchsaufbau besser geeignet, bei dem sich die Scherfuge frei ausbilden kann (z.B. das Triaxialgerät). Für Scherversuche zwischen bindigem Boden und KDB ist jedoch auch unter geringen Normalspannungen das Rahmenschergerät einsetzbar, da durch die Kontaktfläche die Scherfuge vorgegeben ist.

Abb. 4.17: Bruchmuschel beim Versuch mit teilgesättigtem Ton 11A unter $\sigma < 100 \text{ kN/m}^2$



Zusätzlich wurde die Porenwasserdruckveränderung des teilgesättigten Ton 11A während der Konsolidation von $\sigma = 400 \text{ kN/m}^2$ auf $\sigma = 550 \text{ kN/m}^2$ gemessen. Hierbei konnte ein Tensiometer gewählt werden, dessen Keramikfilter im Vergleich zu dem des Tensiometers im Triaxialstand sehr viel durchlässiger ist und somit fast unmittelbar auf die Porenwasserdruckveränderungen anspricht. Das verwendete Tensiometer (Tensiometer T5 der Fa. UMS GmbH, München) kann Saugspannungen bis etwa -80 kN/m^2 messen. Es war in der Belastungsplatte befestigt und reichte etwa 5 mm in die Bodenprobe hinein (Abb. 4.18). Die Herstellung des Probekörpers (Ton 11A, $w_s = 23,4\%$) erfolgte wie beim Rahmenscherversuch im Proctortopf. Nach dem Einbau wurde die Bodenprobe zunächst auf $\sigma = 400 \text{ kN/m}^2$ konsolidiert, wobei sich an Stelle des Tensiometers ein Metallstift mit gleichen Abmessungen in der Belastungsplatte befand. Diese erste Konsolidationsstufe war nötig, da unter geringeren Normalspannungen der Meßbereich des Tensiometers überschritten worden wäre. Anschließend wurde der Metallstift durch das Tensiometer ausgetauscht und, nachdem der untere Meßbereich des Tensiometers erreicht war, die Normalspannung auf $\sigma = 550 \text{ kN/m}^2$ gesteigert. Während dieser zweiten Konsolidationsphase wurden die Setzung und die Änderung des Porenwasserdruckes u_w gemessen. Nach der Versuchsdurchführung wurde die Bodenprobe ausgebaut und der Endwassergehalt ($w_e = 23,3\%$) bestimmt.

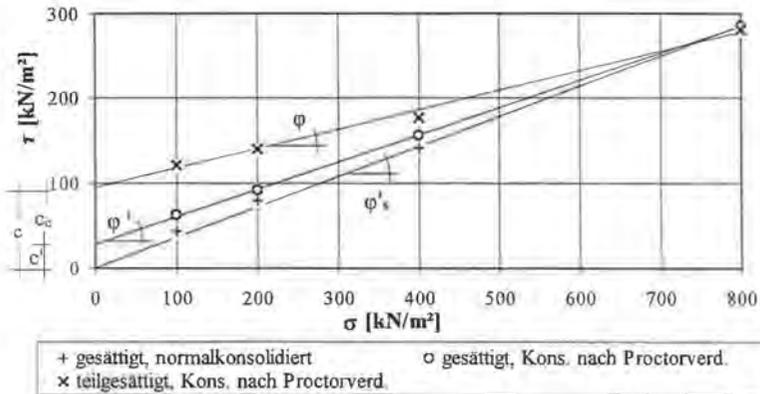
Abb. 4.18: Bestimmung der Porenwasserdruckveränderung während der Konsolidation



4.3.2 Vergleichende Beurteilung der Ergebnisse mit denen der Triaxialversuche

In Abb. 4.19 sind die Ergebnisse im σ/τ -Diagramm dargestellt. Die sich daraus ergebenden Scherparameter sind zusammen mit den vergleichbaren Ergebnissen der Triaxialversuche in Tab. 4.5 wiedergegeben.

Abb. 4.19: Rahmenscherversuche mit Ton 11A bei unterschiedlicher Probenaufbereitung

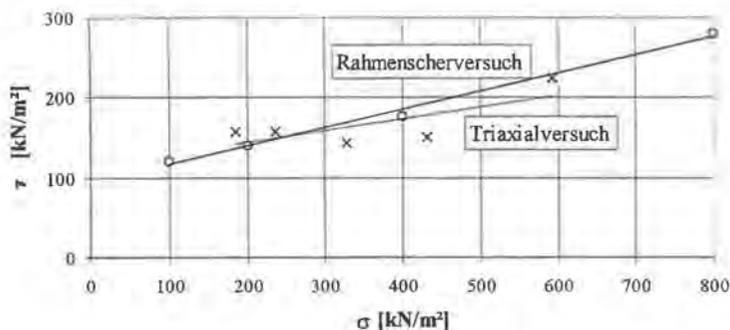


Tab. 4.5: Vergleich der Ergebnisse der Rahmenscherscher- und Triaxialversuche

	Normalkonsolidation (gesättigt)		Konsolidation nach Proctorverdichtung (Sättigung während der Konsolidation)			Konsolidation nach Proctorverdichtung (teilgesättigt)		
	Versuchsreihe	φ'_s [°]	Versuchsreihe	c' [kN/m ²]	φ' [°]	Versuchsreihe	c [kN/m ²]	φ [°]
Triaxialversuche	T/HA/2 mit T/HA/4/W	20,1	T/HA/1 mit T/HA/3/W	30,6	14,6	T/HA/1	113,6	8,4
Rahmenscherscher- versuche	1/HA/3	19,6	1/HA/2/W	28,3	17,8	1/HA/1	93,9	12,9

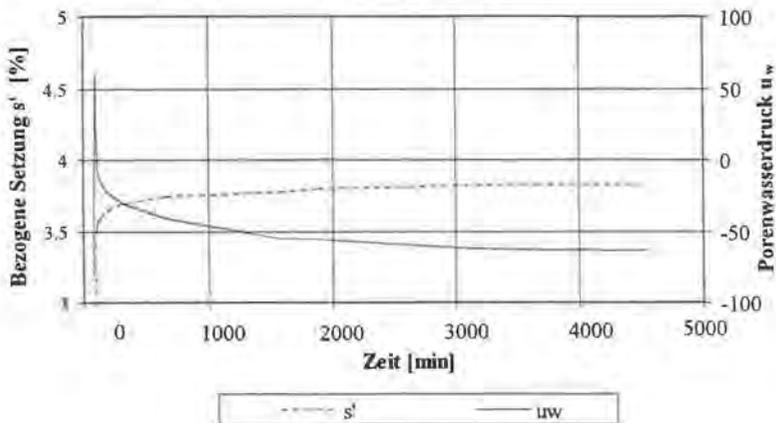
In Abb. 4.20 sind die mit beiden Schergeräten ermittelten Grenzgeraden der teilgesättigten Versuche dargestellt.

Abb. 4.20: Vergleich zwischen Rahmenscherscher- und Triaxialversuchen mit Ton 11A (teilgesättigte Versuche, $w_s=23\%$)



Die Eingangsgrößen und das Versuchsergebnis der Porenwasserdruckmessung während der Konsolidation sind in Anlage 2.4 zusammengestellt, Abb. 4.21 zeigt die bezogene Setzung s' und den Porenwasserdruck u_w in Abhängigkeit von der Konsolidationsdauer.

Abb. 4.21: Zeitlicher Konsolidationsvorgang mit teilgesättigtem Ton 11A ($w_a=23\%$)
(Erhöhung von $\sigma=400\text{kN/m}^2$ auf $\sigma=550\text{kN/m}^2$)



Ab einer Normalspannung von etwa 700kN/m^2 - 800kN/m^2 besitzen die normalkonsolidierten und die mit Proctorarbeit verdichteten Proben gleiche Scherfestigkeit. Dies läßt den Schluß zu, daß diese Normalspannung der durch die Proctorarbeit erreichten Überkonsolidationsspannung entspricht. Bestätigt werden dadurch auch die Ergebnisse der Ödometerversuche aus Abschnitt 3.3, nach denen bei $w_a=23\%$ und einer Normalspannung von etwa 800kN/m^2 die gleiche Trockendichte wie durch Verdichtung mit Proctorarbeit erreicht wird.

Die im Rahmenscherversuch und im Triaxialversuch ermittelten Winkel der Gesamtscherfestigkeit stimmen sehr gut überein. Dies unterstreicht nochmals, daß sich die unter $w_a=26,5\%$ verdichteten, teilgesättigten Proben (Triaxialversuch) bei dem hier untersuchten Normalspannungsbereich auf dem Normalkonsolidationsast befinden.

Ein Vergleich der teilgesättigten und gesättigten Rahmenscherversuche zeigt erneut eine deutliche Erhöhung der Scherfestigkeit infolge der wirkenden Matrixspannung (Kapillarkohäsion c_s nach DIN 18137-1). Ab einer Normalspannung von etwa $\sigma=700$ - 800 kN/m^2 wirken keine kapillaren Kräfte mehr ($u_a-u_w=0$) und die Scherfestigkeiten sind in etwa gleich groß.

Ein Vergleich der Reibungswinkel der teilgesättigten Versuche läßt zunächst vermuten, daß mit dem Rahmenschergerät deutlich höhere Scherfestigkeiten erzielt werden. Die Kohäsion ist jedoch kleiner und so sind die Differenzen im untersuchten Normalspannungsbereich (Abb. 4.20) nur sehr gering. Dieses Beispiel zeigt, daß eine vergleichende Beurteilung der Scherfestigkeit nur unter Berücksichtigung beider Scherparameter und des untersuchten Normalspannungsbereiches sinnvoll ist. Allerdings zeigen auch die wassergesättigten Versuche bei annähernd gleicher Kohäsion im Triaxialgerät einen geringeren Winkel der inneren Reibung und mit steigender Normalspannung so eine größere Differenz zwischen den

Ergebnissen beider Schergeräte. Dieses Ergebnis deckt sich mit Vergleichsuntersuchungen (Braja, 1983), nach denen sich im Triaxialversuch ein um bis zu 3° geringerer Reibungswinkel einstellen kann. Als Grund hierfür können u.a. unterschiedliche Spannungsverhältnisse bei der Konsolidation (isotrope Konsolidation im Triaxialgerät und ödometrische Konsolidation im Rahmenschergerät), aber auch Unzulänglichkeiten bei der Versuchsdurchführung im Rahmenscherversuch (z.B. Spannungskonzentrationen an den Scherrahmen, Vorgabe einer Zwangsscherfuge im Gegensatz zum Triaxialversuch) genannt werden.

Schränkt man ein, daß, wie in Abb. 4.17 dargestellt, Rahmenscherversuche unter geringen Normalspannungen bei hohem Kohäsionsanteil nicht geeignet sind, stimmen jedoch insgesamt die Ergebnisse der Rahmenscherversuche und der Triaxialversuche gut überein. Die Erkenntnisse, die sich aus den Triaxialversuchen mit Messung der Matrixspannung ergeben haben, sind somit grundsätzlich auf Scherversuche mit dem Rahmenschergerät übertragbar.

Da die Änderung des Wassergehaltes während der Konsolidation vernachlässigbar ist, resultiert die Volumenreduzierung der Bodenprobe aus der Änderung des Luftporenanteils. Mit der Erhöhung der Normalspannung von $\sigma=400\text{kN/m}^2$ auf $\sigma=550\text{kN/m}^2$ steigt der Porenwasserdruck von $u_w<80\text{kN/m}^2$ auf $u_w=58,5\text{kN/m}^2$ an, um dann mit zunehmender Konsolidationsdauer wieder abzusinken (Abb. 4.21). Auf diese Entwicklung, die sich qualitativ mit den Beobachtungen während der Konsolidation im Triaxialstand deckt, wird in Abschnitt 4.4 ausführlich eingegangen.

4.4 Qualitative Beschreibung der geomechanischen Veränderungen aggregierter, teilgesättigter Böden bei der Verdichtung, Konsolidation und Scherung

Bei der Beschreibung des Scher- und Konsolidationsverhaltens teilgesättigter bindiger Böden wird in der Literatur häufig vorausgesetzt, daß die Makrostruktur des Bodens homogen ist. Dies ist in der Natur insbesondere bei oberflächennahen Böden jedoch nicht der Fall, da durch Schwell- und Austrocknungsprozesse eine Aggregation eintritt (Hartge & Horn, 1991). Auch bindige, als Dichtungsmaterialien verwendete Böden besitzen bei Anlieferung bzw. durch die Aufbereitung eine aggregierte Struktur, die, abhängig von dem verwendeten Verdichtungsgerät, auch nach der Verdichtung zumindest teilweise erhalten bleibt. Die im Labor aufbereiteten, teilgesättigten Probekörper zeigen auch nach der Verdichtung in der Regel eine Aggregatstruktur, was sich einfach durch das Zerbrechen einer Probe in der Hand erkennen läßt.

Im folgenden werden anhand der durchgeführten Untersuchungen die geomechanischen Veränderungen teilgesättigter, aggregierter Böden während der Verdichtung, Konsolidation und Scherung modellhaft beschrieben, wobei die Aggregatstruktur der Proben in besonderem Maße Berücksichtigung findet. Als Aggregate werden hier Bodenkrümel mit einer Größe verstanden, wie sie bei aufbereiteten Dichtungsmaterialien auftreten. Desweiteren wird

davon ausgegangen, daß sich der Wassergehalt der Böden, wie beim Einbau mineralischer Dichtungsschichten der Fall, oberhalb des Proctorwassergehaltes befindet. Bei Wassergehalten unterhalb des Proctorwassergehaltes können weitere, hier nicht beschriebene Einflüsse für das Verhalten des Bodens bestimmend sein. Auf die Anwendung eines rheologischen Modelles mit Feder- Reibungs- und Dämpfungselementen zur mathematischen Beschreibung des Verhaltens wurde hierbei bewußt verzichtet, da es nicht das Ziel der hier durchgeführten Untersuchungen war, alle Einflußfaktoren auch meßtechnisch zu erfassen.

Im Ausgangszustand vor der Verdichtung sind die Interaggregatporen der Aggregate mit Wasser gefüllt (s. Abschnitt 3.3). Die Tonplättchen in den Aggregaten werden durch die Saugspannung sowie durch die zwischen den Teilchen wirkenden Anziehungskräften zusammengehalten. Die Steifigkeit der Einzelaggregate ist von ihrem Wassergehalt abhängig. Je geringer der Wassergehalt, um so höher ist die Matrixspannung und um so steifer sind die Aggregate. Aufgrund der einwirkenden Matrixspannung treten an der Oberfläche der Aggregate Menisken auf (s. Abb. 4.22). Die Einzelaggregate haften nicht aneinander.

Abb. 4.22: Einzelaggregate vor der Verdichtung

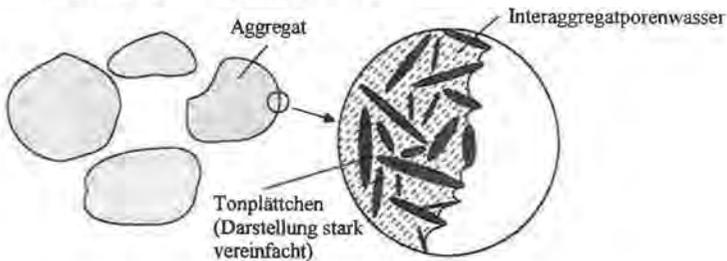
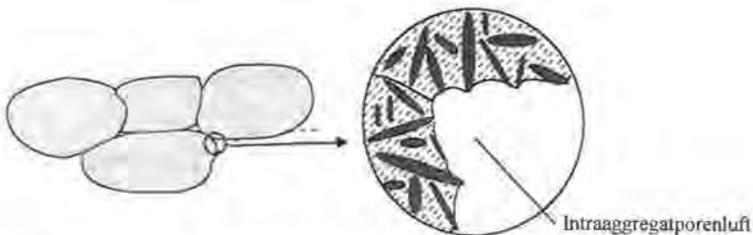


Abb. 4.23: Zusammenhaften der Einzelaggregate während der Verdichtung



Während der Verdichtung mit dem Proctorhammer oder in situ mit der Walze können durch die abrupte Belastung in den Aggregaten kurzzeitig Porenwasserüberdrücke auftreten, wodurch sich die Krümmung der Menisken reduziert oder sogar nach außen wölbt. Die Aggregate verformen sich. Die Porenluft zwischen den Aggregaten (Intraaggregatporenluft) kann zu Beginn der Verdichtung entweichen. Mit fortschreitender Verdichtung setzt sich die

Wie die Triaxial- und Rahmenscherversuche zeigten, ist bei teilgesättigten, mit Proctorarbeit verdichteten Böden zwischen Normal- und Überkonsolidation zu unterscheiden. Die der Verdichtungsarbeit zugehörige Trockendichte kann auch durch eine Konsolidation erreicht werden (Schnittpunkte der Proctorkurve mit den Kurven aus dem Odometerversuch nach Abb. 3.3 aus Abschnitt 3.3). Bei der Proctorverdichtung wird mit steigendem Wassergehalt die Verdichtungsarbeit zunehmend in eine elastische Verformung umgesetzt, da eine Drainierung infolge der kurzen Belastung nicht möglich ist. (Abnahme der Trockendichte gemäß dem nassen Ast der Proctorkurve.) Gleichzeitig steigt mit dem Wassergehalt aufgrund der Steifigkeitsabnahme der Aggregate bei konstanter Konsolidationsspannung die Trockendichte an (Abb. 3.3). Folglich ist zum Erreichen der gleichen Trockendichte wie bei der Proctorverdichtung mit steigendem Wassergehalt eine immer geringere Konsolidationsspannung erforderlich.

Die Probe ist überkonsolidiert, wenn durch die Verdichtung eine höhere Trockendichte erreicht wird, als durch die nachfolgende Konsolidation. Der teilgesättigte überkonsolidierte Boden besitzt im Vergleich zum teilgesättigten normalkonsolidierten Boden einen geringeren Intraaggregatporenanteil, einen größeren Kontaktflächenanteil und somit höhere Scherfestigkeit.

Die überkonsolidierte, teilgesättigte Probe verhält sich unter Scherbeanspruchung bei geringer Normalspannung und hoher Matrixspannung qualitativ wie ein grobkörniger Boden, dessen Körner (Aggregate) miteinander verklebt sind und die eine geringe Oberflächenrauigkeit besitzen (hohes c , geringes ϕ). Beim Schervorgang brechen die Kontaktstellen zwischen den Aggregaten, wobei die Aggregatstruktur infolge der hohen Steifigkeit der Aggregate in der Scherfläche noch zu erkennen ist. Im überkonsolidierten Zustand zeigt die Probe ein sprödes Bruchverhalten mit Dilatanz. Mit steigender Normalspannung nimmt die Matrixspannung ab. Gleichzeitig geht der Einfluß der Aggregatstruktur auf das Scherverhalten zurück. Die Probe weist beim Schervorgang ein zunehmend duktiler Bruchverhalten auf. Ist die Normalspannung so groß, daß während des Schervorganges Sättigung auftritt, verhält sich die Bodenprobe homogen und die Scherfuge kann auch zwischen den Aggregaten auftreten. Es besteht dann kein Unterschied mehr zwischen der Scherfestigkeit der Aggregate und der gesamten Bodenprobe.

4.5 Folgerungen im Hinblick auf projektorientierte Scherversuchsdurchführungen

Triaxialversuche an teilgesättigten Böden sind immer dann erforderlich, wenn für den untersuchten Lastfall keine Sättigung, also kein ungehinderter Zufluß von Regen- oder Grundwasser, zu erwarten ist. Dies ist im allgemeinen in semiariden oder ariden Gebieten der Fall, aber auch in Dämmen können selbst nach dem Einstau noch langfristig teilgesättigte Zustände auftreten (z.B. Kuntze & Warmbold, 1994). In Dichtungsschichten wird die Untersuchung der Scherfestigkeit unter teilgesättigten Verhältnissen insbesondere für Bauzustände

...lich sein, oder wenn gewährleistet ist, daß langfristig keine Wassergehaltserhöhung auftritt, was z.B. bei Kombinationsabdichtungen der Fall sein kann.

Im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen konnte die Eignung der erweiterten Mohr-Coulombschen Grenzbedingung mit den Scherparametern c' , φ' und φ^b für überkonsolidierte Böden bestätigt werden. Es zeigte sich jedoch, daß auch bei teilgesättigten Böden zwischen normal- und überkonsolidierten Zuständen unterschieden werden muß. In Analogie zu gesättigten Böden wurden zur Beschreibung der Scherfestigkeit normalkonsolidierter teilgesättigter Böden die Scherparameter φ_s' und φ_s^b definiert. Bei konstanter Verdichtungsarbeit nimmt das Überkonsolidationsverhältnis mit steigendem Einbauwassergehalt auf dem nassen Ast der Proctorkurve ab.

Bei der Ermittlung der Scherfestigkeit ist zu berücksichtigen, daß die Kohäsion und die Matrixspannung stark vom Wassergehalt und der bei der Verdichtung erzielten Trockendichte abhängig sind. Diesem Umstand ist durch eine sichere Abschätzung der Versuchsrandbedingungen Rechnung zu tragen.

Sofern sich der Porenluftdruck dem Atmosphärendruck angleichen kann, muß er in der Grenzbedingung nicht mehr berücksichtigt werden. Es vereinfacht sich beispielsweise die Grenzbedingung für Scherfugen im normal- bzw. überkonsolidierten Zustand (Gl. 4.8 und 4.9).

$$\tau = \sigma \tan \varphi_s' - u_w \tan \varphi_s^b \quad \text{Gl. 4.8}$$

$$\tau = c' + \sigma \tan \varphi' - u_w \tan \varphi^b \quad \text{Gl. 4.9}$$

Der im teilgesättigten Boden negative Porenwasserdruck ist von der Normalspannung abhängig. Zur Bestimmung der Scherfestigkeit kann der im Versuch unter der vorherrschenden Normalspannung ermittelte Porenwasserdruck eingesetzt werden, oder es kann der Porenwasserdruck entsprechend den örtlichen Gegebenheiten begrenzt werden. Dies ist bei der Grenzbedingung nach DIN 18137-1 nicht möglich. Besitzt die Dichtungsschicht beispielsweise einen minimalen Abstand von 2m zum höchsten Grundwasserspiegel, entspräche dies etwa einem negativen Porenwasserdruck von -20 kN/m^2 . Über den Matrixreibungswinkel φ^b bzw. φ_s^b kann dann der scherfestigkeitserhöhende Anteil bestimmt werden.

Die Durchführung undrainerter Versuche entsprechend DIN 18137-1 ist bei teilgesättigten Böden streng genommen nicht möglich, da eine teilweise Reduzierung vorhandener Überdrücke während des Abschervorganges nicht unterbunden werden kann. Bei der Verwendung bindiger Böden als mineralische Dichtungen kann jedoch davon ausgegangen werden, daß infolge der Einbaubedingungen des Bodens (hohe Verdichtungsarbeit, Einbauwassergehalt nahe dem Proctorwassergehalt) geringe Normalspannungen direkt nach der Belastung hauptsächlich über das Korngerüst abgetragen werden. Mit dem Anstieg der Normalspannung (z.B. beim Aufbringen des Deponats auf Basisabdichtungen von Deponien) bleibt damit genug Zeit, daß sich die entstehenden Porenwasser- und Porenluftüberdrücke abbauen

können. Der undrained Zustand ist daher für diese Anwendung in der Regel von un-
ordneter Bedeutung.

Künstlich aufbereitete mineralische Dichtungsschichten liegen in der Regel in Aggregatstruktur und nicht in homogener Makrostruktur vor. Die durchgeführten Untersuchungen zeigten deutlich, daß das Scherverhalten wie auch das Scherergebnis durch die Aggregatstruktur beeinflusst wird. Das modellhaft beschriebene Verhalten aggregierter teilgesättigter Böden ist für das Verständnis des Scherverhaltens in der Kontaktfläche zwischen teilgesättigtem Boden und KDB erforderlich, wie weitergehende Untersuchungen (s. Abschn. 5) gezeigt haben. Die für diese Kontaktfläche wichtigsten Erkenntnisse werden hier nochmals stichpunktartig aufgeführt:

- Korrelation zwischen Wassergehalt und Aggregatsteifigkeit;
- Reduzierung der Matrixspannung mit steigendem Wassergehalt;
- Reduzierung der Matrixspannung und somit auch der Aggregatsteifigkeit mit zunehmender Normalspannung;
- Erhöhung der Verbundfestigkeit zwischen den Aggregaten und somit der Scherfestigkeit des Bodens mit steigender Verdichtungsarbeit;
- Erhöhung von Porenwasser- und Porenluftüberdrücken mit abnehmender Aggregatsteifigkeit und zunehmendem Wassergehalt bei plötzlicher Steigerung der Normalspannung.

maßgebliche Untersuchungen zur Scherfestigkeit zwischen bindigen auftriebsfähigen Böden und Kunststoffdichtungsbahnen

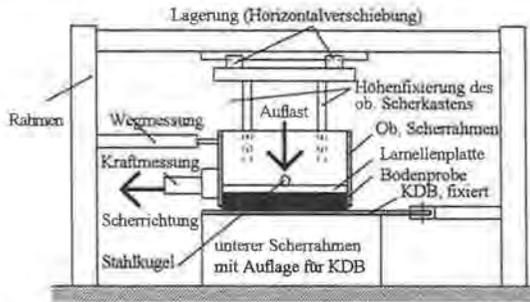
5.1 Versuchseinrichtungen

5.1.1 Das 30x30cm²-Rahmenschergerät

Basierend auf Vorversuchsergebnissen sowie projektorientierter Untersuchungen wurde das hier verwendete Rahmenschergerät mit den lichten Maßen des Scherrahmens von 30cm · 30cm (30x30-SG) gegenüber herkömmlichen Geräten in wichtigen Details verbessert, die in Fillibeck & Heyer (1995), detailliert wiedergegeben sind. Diese Verbesserungen fanden auch Eingang in die GDA-Empfehlungen (1997), welche von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) erarbeitet wurden. Wie die Ergebnisse einer unter der Leitung der DGGT durchgeführten Ringanalyse zeigen, sind Versuchstechnik und Versuchsrandbedingungen gerade bei diesem Schergerät von großer Bedeutung (Blümel & Brummermann, 1996). Die verbesserte Versuchseinrichtung wird im folgenden kurz beschrieben.

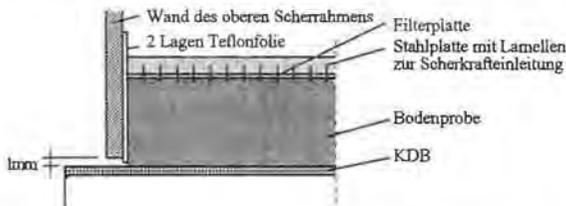
Abb. 5.1 stellt schematisch das 30x30-SG dar. Im unteren Scherrahmen befindet sich ein Stützkörper, mit dem die KDB kraftschlüssig verbunden ist. Zusätzlich ist die KDB mit einer Klemme festgehalten, um Verschiebungen auszuschließen zu können. Die Verdichtung des bindigen Bodens in dem über der Scherebene befindlichen Bodenbehälter erfolgt außerhalb des Scherstandes. Eine Verdichtung auf der KDB würde aufgrund des dann verbesserten Verbundes zu wesentlich höheren Scherspannungen führen, was in der Regel nicht den Verhältnissen in situ entspricht. Da der obere Scherrahmen in Vertikalrichtung nicht verschoben werden kann, muß eine möglichst reibungsfreie Verschiebung zwischen der Bodenprobe und dem oberen Scherrahmen garantiert sein. Messungen ergaben eine Reduzierung der Normalspannung um bis zu 20 Prozent, wenn sich die Bodenprobe während der Verdichtung an den Ecken des Scherrahmens ungehindert verspreizen kann. Um dies zu verhindern, werden zwischen der Bodenprobe und der Scherrahmenwandung zwei Lagen Teflonfolie eingebaut (s. Abb. 5.2). Zur Verdichtung der Bodenprobe wird der obere Bodenbehälter auf eine Metallplatte gestellt, die zwei Lagen Teflonfolie am Rand verlegt und der Boden händisch mit dem Proctorhammer verdichtet. Anschließend wird mit Hilfe von Distanzkörpern und Abziehböden die Probendicke des bindigen Bodens je nach Strukturierung der KDB durch Abziehen der Endflächen auf 2 bis 5cm reduziert. Eine gleichmäßige Bodenprobendicke ist wichtig, damit eine über die Scherfläche möglichst konstante Normalspannung eingetragen werden kann und die Bodenprobe flächig auf der KDB aufliegt. Es wurde eine geringe Probendicke gewählt, um die Reibfläche zwischen Bodenprobe und Scherkastenwandung möglichst klein zu halten. Schließlich wird der obere Bodenbehälter mit der Bodenprobe in das Schergerät eingebaut, die Lamellenplatte aufgelegt und die Auflast aufgebracht.

Abb. 5.1: Das 30x30cm²-Rahmenschergerät (30x30-SG)



Die Scherkräfteinleitung in die Bodenprobe erfolgt bei diesem Schergerät über die Lamellenplatte (s. Abb. 5.2). Dadurch soll eine über die Scherfuge weitgehend konstante Scherspannungsverteilung bei gleichmäßiger Verformung erreicht werden. Dieses Prinzip der Scherkräfteinleitung wird auch bei den Rahmenschergeräten mit den Abmessungen 10cm · 10cm (10x10-SG) angewandt, ist jedoch beim 30x30-SG bisher noch nicht Standard. Zwischen den Lamellen befinden sich Filterplatten, durch die Wasser rückstaufrei abfließen kann, was im Hinblick auf die Sicherstellung drainierter Versuchsbedingungen wichtig ist.

5.2: Das 30x30-SG im Detail



Der Abstand zwischen dem oberen Scherrahmen und der Oberkante der KDB beträgt etwa 1mm. Es ist bekannt, daß die Größe dieser Scherfuge einen Einfluß auf die Scherfestigkeit besitzen kann, Vergleichsversuche mit den hier verwendeten Materialien ergaben jedoch keine nennenswerten Unterschiede. Die Normalspannung wird über ein Hebelsystem aufgebracht. Sie ist auf maximal 300kN/m² begrenzt.

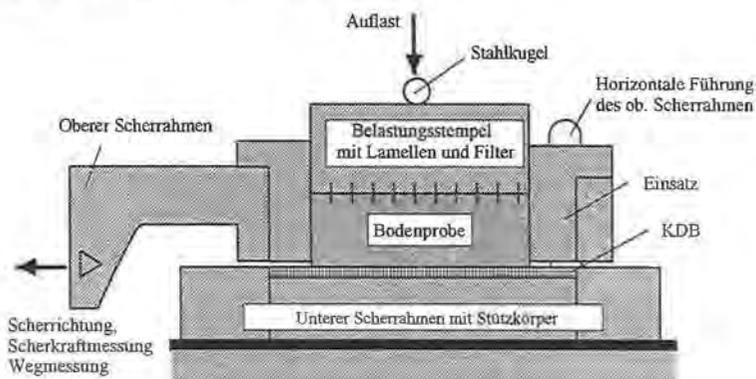
Die Scherversuche werden mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit durchgeführt. Es wird der Scherweg sowie die Scherkraft am oberen Behälter gemessen und mittels elektronischer Datenverarbeitung aufgezeichnet. Zur Kontrolle werden zusätzlich die Haltekkräfte an der KDB und am unteren Scherrahmen gemessen. Im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen wurde der maximale Scherweg x auf 50mm begrenzt.

Bei den "gefluteten" Versuchen erfolgt die Konsolidation und der Schervorgang in einem Wasserbad. Dazu wird an die KDB eine etwa 5cm hohe seitliche Berandung angeschweißt. Die KDB fungiert somit gleichzeitig als Wasserbecken.

5.1.2 Das 10x10cm²-Rahmenschergerät

Abb. 5.3 zeigt eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaues im Rahmenschergerät mit den lichten Abmessungen des Scherrahmens von 10cm · 10cm (10x10-SG) nach Casagrande (10x10-SG). Die KDB mit den Abmessungen 10x10cm² befindet sich auf einem Stützkörper im unteren Scherrahmen und schließt bündig mit der Oberkante des unteren Scherrahmens ab. Abweichend hiervon wird die Höhenlage der KDB Karo Noppe so gewählt, daß die Stege mit der Oberkante abschließen, wobei die nicht unter der Bodenprobe befindlichen Noppen abgeschnitten werden. Diese KDB wird so in den unteren Scherrahmen eingepaßt, daß ein Scherweg von 10mm erreicht werden kann, bevor der obere Bodenbehälter auf eine Noppe auftrifft.

Abb. 5.3 Das 10x10cm²-Rahmenschergerät (10x10-SG)

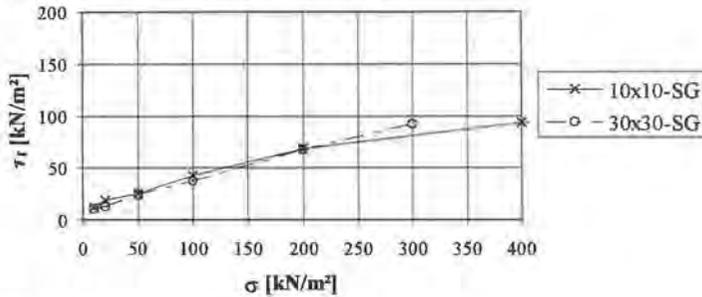


Im Einsatz des oberen Scherrahmens befindet sich die kreisrunde Bodenprobe mit einer Einbauprobenhöhe $h=2,3$ cm und einem Durchmesser $d=8$ cm. Die Herstellung der teilgesättigten Probekörper erfolgt analog zu den Rahmenscherversuchen ohne KDB (Abschn. 4.2.1) durch Verdichtung mit Proctorarbeit im Proctortopf und nachträgliches Ausstanzen. Die

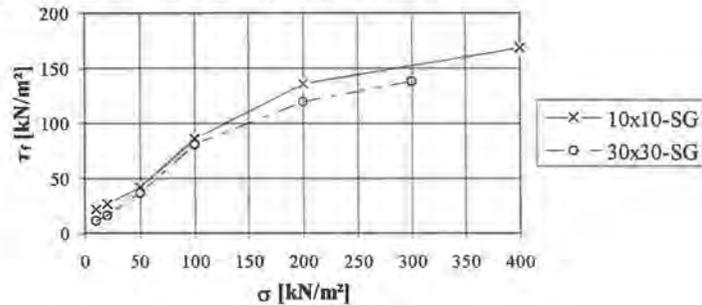
In Abb. 5.5 und 5.6 sind die maximalen Scherfestigkeiten τ_f sowie die Scherfestigkeiten zu Versuchsende τ_{10} bzw. τ_{50} (nach 10mm oder 50mm Scherweg) vergleichend gegenübergestellt.

Abb. 5.5: Maximale Scherfestigkeiten τ_f

a: UU-Versuche zwischen Ton 11A und KDB glatt



b: UU-Versuche zwischen Ton 11A und KDB sandrauh



c: UU-Versuche zwischen Ton 11A und KDB Karo Noppe

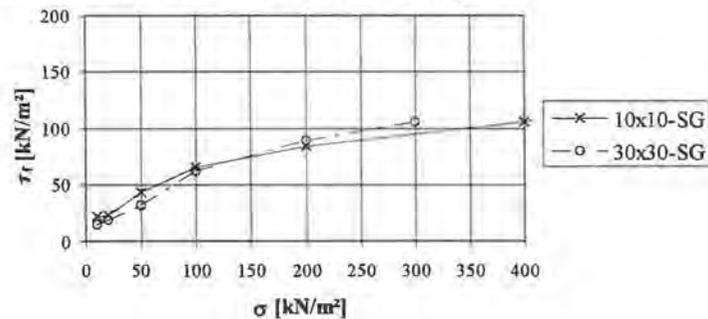
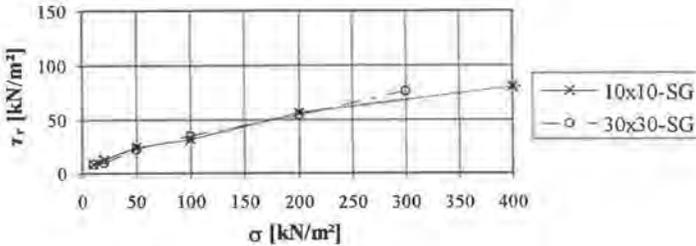
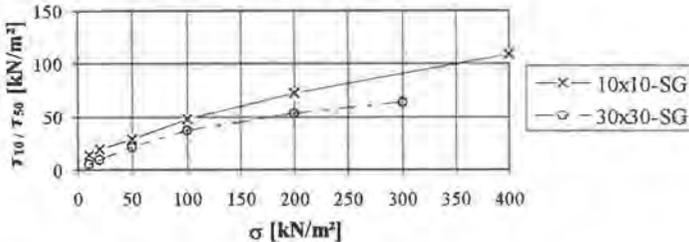


Abb. 5.6: Restscherfestigkeit τ_r bzw. Scherfestigkeit zu Versuchsende τ_{10} bzw. τ_{50}

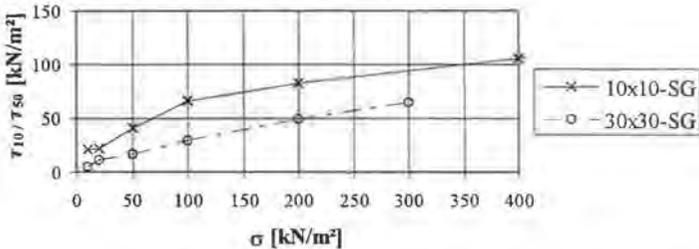
a: UU-Versuche zwischen Ton 11A und KDB glatt



b: UU-Versuche zwischen Ton 11A und KDB sandrauh



c: UU-Versuche mit Ton 11A und KDB Karo Noppe



Unter der Normalspannung $\sigma \leq 50$ kN/m² wurden tendenziell mit dem 10x10-SG geringfügig höhere maximale Scherfestigkeiten erzielt. Unter höheren Normalspannungen zeigte sich – berücksichtigt man, daß die Versuchsergebnisse auch geräteunabhängig streuen - eine gute Übereinstimmung und Vergleichbarkeit zwischen dem 10x10-SG und dem 30x30-SG bei der maximalen Scherfestigkeit. Die Differenzen sind bei $\sigma > 50$ kN/m² immer geringer als 10%. Es wird angenommen, daß im 10x10-SG gerätetechnisch bedingt geringe Zusatzkräfte wirken können (z.B. Reibungskräfte zwischen den Scherrahmen), die nicht von der auf die Probe aufgetragenen Normalspannung abhängig sind. Diese wirken sich prozentual unter geringen Scherspannungen stärker auf das Ergebnis aus als unter hohen Scherspannungen. Beim

30x30-SG konnten derartige Zusatzkräfte ermittelt werden, da neben der Zugkraft am oberen Scherrahmen auch die Haltekräfte am unteren Scherrahmen und an der KDB gemessen wurden. Allgemein sind die im 10x10-SG gemessenen Scherkräfte unter geringen Normalspannungen aufgrund der kleinen Scherfläche nur sehr gering. Zur Ermittlung der maximalen Scherfestigkeit ist somit unter sehr geringen Normalspannungen das hier verwendete 30x30-SG besser geeignet als das 10x10-SG.

Bei den strukturierten Kunststoffdichtungsbahnen sind die im 10x10-SG ermittelten Scherfestigkeiten τ_{10} deutlich höher als die Scherfestigkeiten τ_{50} des 30x30-SG, da die Scherfestigkeit auch nach 10mm Scherweg noch weiter abfällt. Auch im 30x30-SG wurde teilweise, wie die τ/α -Verläufe zeigen, die Restscherfestigkeit noch nicht erreicht. Zur Ermittlung der Restscherfestigkeit mit strukturierten Kunststoffdichtungsbahnen sind daher Untersuchungen in speziellen Versuchseinrichtungen (Kreisringschergerät oder Wiener Routine Versuch) erforderlich. Für baupraktisch relevante Zwecke wird jedoch in der Regel ein Scherweg $\alpha=50\text{mm}$, wie er mit dem 30x30-SG erreicht werden kann, ausreichend sein.

Eine weitere Anwendungsgrenze des 10x10-SG ergibt sich aus der Größe der Strukturierung bzw. der maximalen Korngröße des Bodens. Daher konnten mit der KDB Spikes und dem gemischtkörnigen Boden keine Versuche im 10x10-SG durchgeführt werden. Es wird in Anlehnung an ASTM D 5321-92 vorgeschlagen, daß die Breite und Länge des Schergerätes mindestens das fünfzehnfache des Korndurchmessers d_{85} (bei 85 Gewichtsprozent Siebdurchgang) des Bodens oder das fünffache des Abstands der wiederkehrenden Strukturierung betragen soll. Die Probenhöhe des Bodens sollte das sechsfache von d_{10} des verwendeten Bodens bzw. der Strukturierungshöhe nicht unterschreiten.

Das 30x30-SG besitzt den Nachteil, daß die maximale Normalspannung gerätetechnisch bedingt begrenzt ist. Bei höheren Normalspannungen muß daher auf das 10x10-SG zurückgegriffen werden.

Für die weiteren Untersuchungen wurde, soweit hinsichtlich der Korngröße und der Größe der wiederkehrenden Strukturierung möglich, das 10x10-SG eingesetzt, da die Ergebnisse anhand der maximalen Scherfestigkeit über einen möglichst großen Normalspannungsbereich vergleichend beurteilt werden sollten.

5.4 Versuche mit teilgesättigten bindigen Böden

5.4.1 Einfluß der Schergeschwindigkeit

Nach Terzaghi reduzieren beim undrained Scherversuch mit gesättigten bindigen Böden Porenwasserüberdrücke die effektive Normalspannung und verringern somit die Scherfestigkeit. Bezüglich des Scherverhaltens zwischen teilgesättigten Böden und Kunststoffdichtungsbahnen stellt sich die Frage, ob in der Kontaktfläche ebenfalls scherfestigkeitsmindernde Porenwasser- oder Porenluftüberdrücke entstehen und welche Schergeschwindigkeit und Konsolidationsdauer für drainierte Versuchsbedingungen zu wählen sind. Hierzu bestehen, wie in Abschn. 2.2 bereits ausgeführt, in der Fachwelt sehr unterschiedliche Auffassungen.

Zur Bestimmung des Einflusses der Schergeschwindigkeit auf die Scherfestigkeit wurden Versuche zwischen der KDB glatt und dem Ton 11A ($w_L=23\%$) bei unterschiedlichen Schergeschwindigkeiten jeweils mit und ohne Konsolidation (Konsolidation nach Proctorverdichtung) durchgeführt (s. Tab. 5.2). Die KDB glatt wurde gewählt, da die maximale Scherfestigkeit bereits nach einem sehr geringem Scherweg erreicht wird (Fishman & Pal, 1994) und somit der Einfluß der Schergeschwindigkeit am größten ist. Die ermittelten maximalen Scherspannungen sind in Abb. 5.7 und 5.8 dargestellt.

Tab. 5.2

Versuchsreihe	Anlage /Blatt	σ [kN/m ²]	v [mm/h]	Konsolidation
1/G/HA/1	3 / 1	10/20/50/100/200/400/800	10	-
1/G/HA/4	3 / 3	10/20/50/100/200/400/800	4,8	-
1/G/HA/3	3 / 3	10/20/50/100/200/400/800	0,3	-
1/G/HA/5	3 / 3	10/20/50/100/200/400/800	10	Konsolid. nach Proctorverd.
1/G/HA/2	3 / 2	10/20/50/100/200/400/800	0,3	Konsolid. nach Proctorverd.
1/G/HA/6	3 / 3	10/20/50/100/200/400/800	0,06	Konsolid. nach Proctorverd.

Abb. 5.7: Einfluß der Schergeschwindigkeit unkonsolidierter Versuche zwischen KDB glatt und Ton 11A ($w_L=23\%$)

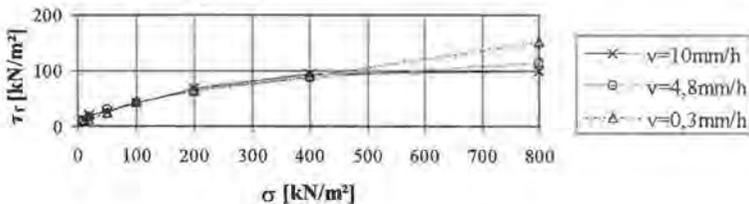
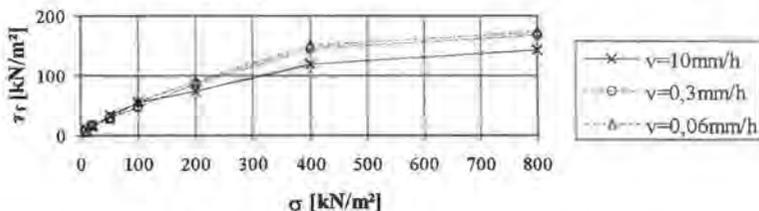


Abb. 5.8: Einfluß der Schergeschwindigkeit konsolidierter Versuche zwischen KDB glatt und Ton 11A ($w_a=23\%$)



Aus den Ergebnissen ist zu ersehen, daß die Scherfestigkeit unter höherer Normalspannung von der Schergeschwindigkeit, aber auch der Konsolidation beeinflußt wird. Dies ist unter Berücksichtigung der in Abschn. 4.3 beschriebenen Eigenschaften teilgesättigter aggregierter Böden dadurch zu verstehen, daß mit steigender Normalspannung die Steifigkeit der Aggregate und somit der Anteil der direkt über das Korngerüst übertragenen Normalspannungen abnimmt. Somit entstehen im Boden, aber auch in der Kontaktfläche bei der schnellen, unkonsolidierten Scherung unter hohen Normalspannungen Porenwasser- und Porenluftüberdrücke. Bei geringer Schergeschwindigkeit, aber auch während der Konsolidation können sich diese Überdrücke abbauen, wobei dann die effektive Normalspannung und somit auch die maximale Scherspannung ansteigt. Eine Reduzierung der Schergeschwindigkeit von $v=0,3$ mm/h auf $v=0,06$ mm/h führt nur noch zu einer unwesentlichen Erhöhung der Scherfestigkeit, die auch darauf zurückzuführen sein kann, daß sich bei der langen Versuchsdauer der Wassergehalt geringfügig reduziert. Bei den weiteren Untersuchungen wurde dementsprechend für dränierte Zustände die Schergeschwindigkeit $v=0,3$ mm/h zugrundegelegt. Für undrännierte Versuche wurde $v=10$ mm/h gewählt, da die Gefahr bestand, daß bei noch höheren Schergeschwindigkeiten die Scherfestigkeit infolge geschwindigkeitsabhängiger Zähigkeitsanteile wieder ansteigt.

Unter geringen Normalspannungen entstehen anscheinend bei schnell durchgeführten, unkonsolidierten Versuchen keine scherfestigkeitsmindernden Porenwasser- und Porenluftüberdrücke. Hierauf wird im nächsten Abschnitt ausführlich eingegangen.

5.4.2 Vergleich zwischen undrännierten und drännierten Versuchen

In der Literatur wird vielfach gefordert, je nach Lastfall zwischen undrännierten Versuchen (UU-Versuchen) und drännierten Versuchen (D-Versuchen) zu unterscheiden. Dabei ist strenggenommen in Rahmenschergeräten kein UU-Versuch möglich (DIN 18137-1), da sich theoretisch während des Versuches Porenwasser- und Porenluftüberdrücke teilweise abbauen können. Im folgenden wird jedoch davon ausgegangen, daß sich bei Versuchen mit ausgeprägt plastischen Böden, die direkt nach der plötzlichen Belastung schnell abgeschert werden, Porenwasser- und Porenluftüberdrücke so langsam abbauen, daß annähernd undrännierte Verhältnisse vorliegen. Dies ist auch im Sinne anwendungsorientierter Scherversuchs-

durchführungen gerechtfertigt. Im übrigen wurden diese Bezeichnungen ebenso in verschiedenen amerikanischen Veröffentlichungen sowie den GDA-Empfehlungen (1997) der deutschen Gesellschaft für Geotechnik verwendet. Die bisher veröffentlichten Vergleiche zwischen UU-Versuchen und D-Versuchen führten zu unterschiedlichen Ergebnissen. Es ist allerdings auch für die Bemessung von ganz entscheidender Bedeutung, ob zwischen beiden Versuchsdurchführungen unterschieden werden muß. Außerdem lassen sich am Vergleich dieser Versuche die Schereigenschaften zwischen teilgesättigten bindigen Böden und Kunststoffdichtungsbahnen sehr gut darstellen. Deshalb wurden Vergleichsversuche mit allen vier Kunststoffdichtungsbahnen und den drei Versuchsböden unter Berücksichtigung eines großen Normalspannungsbereiches gefahren.

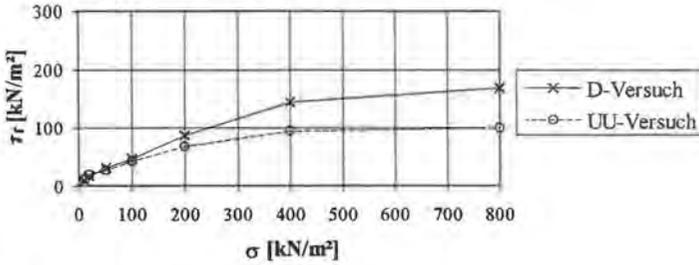
In Tab. 5.3 sind die durchgeführten Versuchsreihen mit dem Ton 11A ($w_s=23\%$), dem Kaolinton ($w_s=30\%$), dem gemischtkörnigen Material ($w_s=13,5\%$) sowie den vier Kunststoffdichtungsbahnen zusammengestellt. Die Ergebnisse sind in Abb. 5.9-5.11 vergleichend gegenübergestellt.

Tab. 5.3: Zusammenstellung der durchgeführten UU-Versuche und D-Versuche

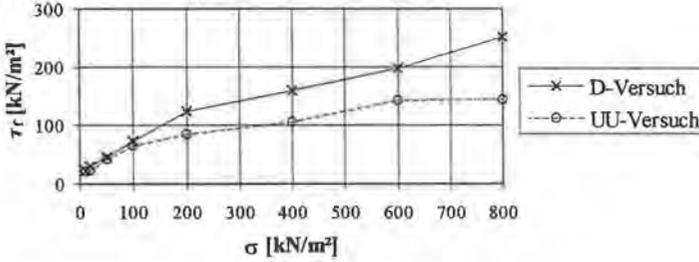
Versuchsreihe	Anlage /Blatt	KDB	Schergerät	σ [kN/m ²]	Versuchsart
1/G/HA/1	3 / 1	glatt	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/800	UU-Versuch
1/G/HA/2	3 / 2	glatt	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/800	D-Versuch
1/K/HA/1	5 / 1	Karo Noppe	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	UU-Versuch
1/K/HA/2	5 / 2	Karo Noppe	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	D-Versuch
1/S/HA/1	4 / 1	sandrauh	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	UU-Versuch
1/S/HA/2	4 / 2	sandrauh	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	D-Versuch
3/P/HA/1	6 / 1	Spikes	30x30-SG	10/20/50/100/200/300	UU-Versuch
3/P/HA/2	6 / 2	Spikes	30x30-SG	10/20/50/100/200/300	D-Versuch
3/S/MI/1	8 / 1	sandrauh	30x30-SG	50/100/300	UU-Versuch
3/S/MI/2	8 / 1	sandrauh	30x30-SG	50/100/300	D-Versuch
3/P/MI/1	9 / 1	Spikes	30x30-SG	50/100/300	UU-Versuch
3/P/MI/2	9 / 1	Spikes	30x30-SG	50/100/300	D-Versuch
1/G/AO/1	7 / 1	glatt	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	UU-Versuch
1/G/AO/2	7 / 1	glatt	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	D-Versuch
1/S/AO/1	7 / 3	sandrauh	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	UU-Versuch
1/S/AO/2	7 / 4	sandrauh	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	D-Versuch
1/K/AO/1	7 / 5	Karo Noppe	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	UU-Versuch
1/K/AO/2	7 / 5	Karo Noppe	10x10-SG	10/20/50/100/200/400/600/800	D-Versuch

Abb. 5.9: Vergleich zwischen UU-Versuchen und D-Versuchen mit Ton 11A

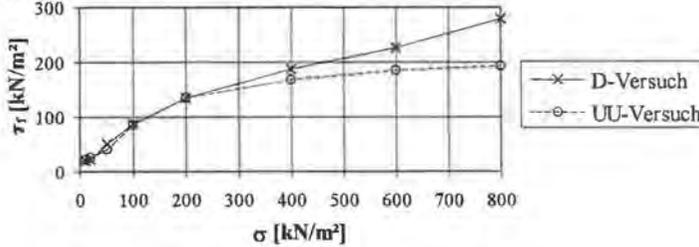
a: Ton 11A / KDB glatt



b: Ton 11A / KDB Karo Noppe



c: Ton 11A / KDB sandrauh



d: Ton 11A / KDB Spikes

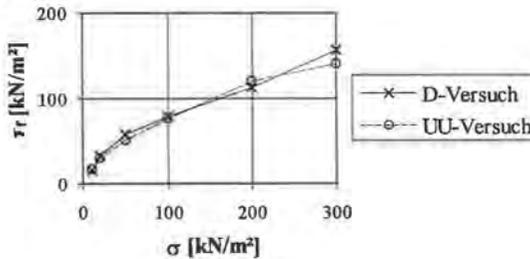
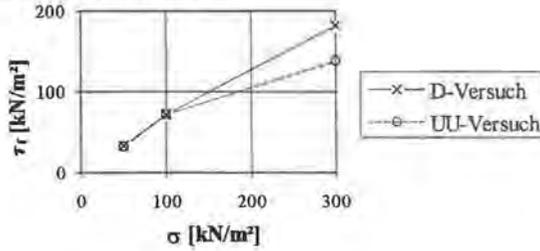


Abb. 5.10: Vergleich zwischen UU-Versuchen und D-Versuchen mit gemischtkörnigem Material

a: Gemischtkörniges Material / KDB sandrauh



b: Gemischtkörniges Material / KDB Spikes

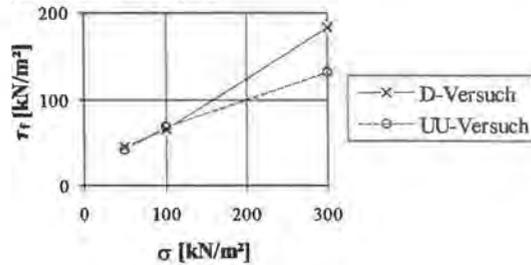
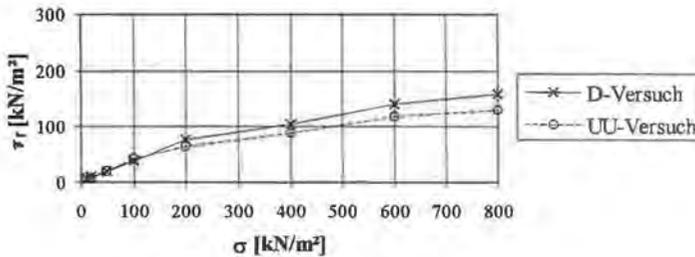
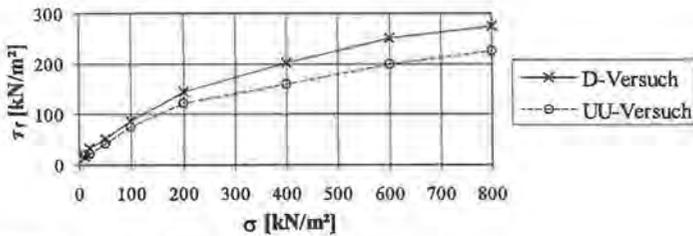


Abb. 5.11: Vergleich zwischen UU-Versuchen und D-Versuchen mit Kaolinton

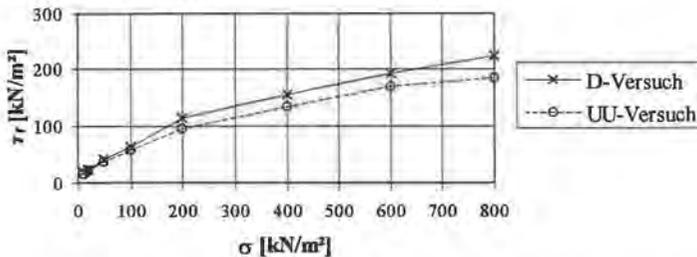
a: Kaolinton / KDB glatt



b: Kaolinton / KDB sandrauh



c: Kaolinton / KDB Karo Noppe



Wie in Abschnitt 4.3 ausgeführt, besitzt der mit Proctorarbeit verdichtete Boden (Wassergehalt im Bereich des Proctoroptimums auf der nassen Seite der Proctorkurve) im unbelasteten Zustand aufgrund der wirkenden Matrixspannung eine hohe Steifigkeit. Wird eine geringe Normalspannung auf den Boden aufgebracht, führt dies unmittelbar nach der Belastung nur zu einer geringen Erhöhung des Porenluft- und Porenwasserdruckes, da der größte Anteil der Normalspannung über das Korngerüst abgetragen wird. Mit steigender Normalspannung, aber auch mit Erhöhung des Wassergehaltes nimmt die Steifigkeit des Bodens ab und der Anteil der Normalspannung, der unmittelbar nach der Belastung über Porenluft- und Porenwasserüberdruck aufgenommen wird, steigt überproportional an.

Dieses Verhalten spiegelt sich auch in den Scherversuchsergebnissen zwischen bindigem Boden und KDB wieder und erklärt den mit der Normalspannung steigenden Unterschied zwischen UU-Versuchen und D-Versuchen. Im unteren Normalspannungsbereich (hier bei $\sigma < 100 \text{ kN/m}^2$) sind die entstehenden Porenwasser- und Porenluftüberdrücke und somit der Unterschied zwischen UU-Versuchen und D-Versuchen vernachlässigbar. Kurzfristig kann sich der Verbund zwischen KDB und bindigem Boden allerdings noch verbessern, wenn sich die Struktur der KDB langsam in den Boden eindrückt. Dies konnte bei den Versuchen mit der KDB sandrauh beobachtet werden. Unter höheren Normalspannungen (hier bei $\sigma > 100$ bis 200 kN/m^2) sind die auftretenden Porenwasser- und Porenluftüberdrücke so groß, daß dadurch die Scherfestigkeit erkennbar beeinflusst wird. Beim D-Versuch können sich die Porenwasser- und Porenluftüberdrücke abbauen, weshalb sich die effektive Normalspannung und damit auch die maximale Scherfestigkeit erhöht. Gegenüber dem unteren Normalspannungsbereich muß hier zwischen UU-Versuchen und D-Versuchen unterschieden werden.

Ab welchen Normalspannungen signifikante Unterschiede zwischen UU- und D-Versuchen auftreten, ist vom Boden und seinen Einbaubedingungen abhängig und somit nicht zu verallgemeinern. Nach den hier vorliegenden Ergebnissen kann davon ausgegangen werden, daß bei bindigen Böden, die auf eine Trockendichte $\rho_d \geq 0,95\rho_{PR}$ auf dem nassen Ast der Proctor-Kurve verdichtet werden, der Einfluß auftretender Porenwasser- und Porenluftüberdrücke auf die Scherfestigkeit unter Normalspannungen $\sigma \leq 50 \text{ kN/m}^2$ sehr gering ist.

Wie die UU-Versuche zwischen dem Ton 11A und den Kunststoffdichtungsbahnen zeigen, nähert sich der σ/τ -Verlauf mit zunehmender Normalspannung einer Horizontalen an. Entsprechend den Untersuchungen mit dem Ton 11A bei einem Wassergehalt $w_s = 23\%$ geht bei einer Normalspannung $\sigma = 600$ bis 800 kN/m^2 der ursprünglich teilgesättigte Ton 11A in den gesättigten Zustand über. Zusätzliche Normalspannungen führen dann direkt nach der Belastung ausschließlich zu Porenwasserüberdrücken und nicht mehr zu einer Erhöhung der effektiven Spannung. Somit kann beim UU-Versuch zwischen KDB und Boden analog zur undrained Kohäsion c_u bindiger Böden unter gesättigten Verhältnissen von einer undrained Adhäsion a_u ausgegangen werden. Allerdings besitzen auch die D-Versuche deutlich gekrümmte σ/τ -Verläufe, worauf im nächsten Abschnitt eingegangen wird.

5.4.3 Scherparameter der D-Versuche in Abhängigkeit von der Normalspannung

Aufgrund des gekrümmten σ/τ -Verlaufes bei Scherversuchen zwischen KDB und teilgesättigtem bindigem Boden stellten Giroud et. al (1993) fest, daß eine lineare Regression über den gesamten Normalspannungsbereich zur Beschreibung der Scherfestigkeit nicht geeignet ist. Sie schlagen vor, eine hyperbolische Grenzbedingung nach Gl. 5.1 zu verwenden.

$$\tau = a_{\infty} + \sigma \tan \delta_{\infty} - (a_{\infty} - a_0) / (1 + \sigma / \sigma_0)^p \quad \text{Gl. 5.1}$$

Die Parameter a_{∞} , a_0 , δ_{∞} und p (die Bezeichnungen wurden aus der Literatur übernommen) sind durch Scherversuche zu ermitteln. Diese Funktion scheint den gekrümmten σ/τ -Verlauf gut zu beschreiben. Sie ist jedoch nicht praxisgerecht, da die Ermittlung der Parameter aufwendig ist und bereits für einfache Gleitsicherheitsbetrachtungen die bekannten Rechenansätze mit den Scherparametern a und δ nicht verwendet werden können, aber auch die Sicherheitsdefinitionen ihre Gültigkeit verlieren.

Es hat sich bei den hier durchgeführten Versuchen gezeigt, daß sich der σ/τ -Verlauf der D-Versuche auch gut durch zwei Grenzgeraden annähern läßt, die für unterschiedliche Normalspannungsbereiche, einem oberen und einem unteren Bereich, gültig sind. Beiden Normalspannungsbereichen wird somit je ein Scherparameterpaar zugeordnet. Abweichend hiervon waren die Ergebnisse der Versuche mit dem gemischtkörnigen Boden durch eine einzige Regressionsgerade darstellbar, da die maximalen Normalspannung aufgrund des hier

verwendeten 30x30-SG auf $\sigma=300\text{kN/m}^2$ begrenzt war und sich bis zu dieser Normalspannung noch kein ausgeprägt gekrümmter σ/τ -Verlauf ausbildete.

In Tab. 5.4 sind die ermittelten Scherparameter der im vorigen Abschnitt dargestellten D-Versuche zusammen mit dem Bestimmtheitsmaß R^2 wiedergegeben. Hierbei wurden die zwei Einzelversuche im unmittelbaren Übergangsbereich der beiden Regressionsgeraden jeweils für beide Regressionen berücksichtigt. Die Eingrenzung der Normalspannungsbereiche erfolgte rechnerisch durch Ermittlung des Schnittpunktes beider Regressionsgeraden. In Abb. 5.12 - 5.14 sind die Ergebnisse graphisch wiedergegeben.

Tab. 5.4; Scherparameter der D-Versuche ($w_s=23\%$)

KDB		Ton 11A $w_s=23\%$		Kaolinton $w_s=30\%$		Gemischtk. Material $w_s=13,5\%$
glatt	Bereich [kN/m ²]	für $\sigma \leq 247$	für $\sigma > 247$	für $\sigma \leq 208$	für $\sigma > 208$	
	a_r [kN/m ²]	7,9	75,2	7,3	69,9	
	δ_r [°]	21,7	7,1	24,0	8,2	
	R^2	0,995	0,831	0,998	0,952	
sandrauh	Bereich [kN/m ²]	für $\sigma \leq 144$	für $\sigma > 144$	für $\sigma \leq 213$	für $\sigma > 213$	für $\sigma \leq 300$
	a_r [kN/m ²]	11,0	89,2	17,2	106,8	8,7
	δ_r [°]	37,8	13,3	32,8	12,6	30,2
	R^2	0,991	0,997	0,990	0,969	0,995
Karo Noppe	Bereich [kN/m ²]	für $\sigma \leq 187$	für $\sigma > 187$	für $\sigma \leq 207$	für $\sigma > 207$	
	a_r [kN/m ²]	19,5	76,8	15,0	77,9	
	δ_r [°]	27,5	12,1	26,2	10,6	
	R^2	0,999	0,992	0,998	0,997	
Spikes*	Bereich [kN/m ²]	für $\sigma \leq 49$	$49 < \sigma < 300$			für $\sigma \leq 300$
	a_r [kN/m ²]	8,4	38,4			14,3
	δ_r [°]	45,3	21,3			29,3
	R^2	0,967	0,997			0,997
Ton-Ton	Bereich [kN/m ²]	für $\sigma \geq 100$		für $\sigma \geq 100$		
	c_c [kN/m ²]	93,9		139,3		
	φ [°]	12,9		12,0		

*: Mit der KDB Spikes und dem gemischtkörnigen Material konnten nur Versuche bis $\sigma=300\text{kN/m}^2$ durchgeführt werden. Diese Scherparameter sind nur bedingt mit den anderen Werten vergleichbar.

5.12: Grenzgeraden der D-Versuche mit Ton 11A

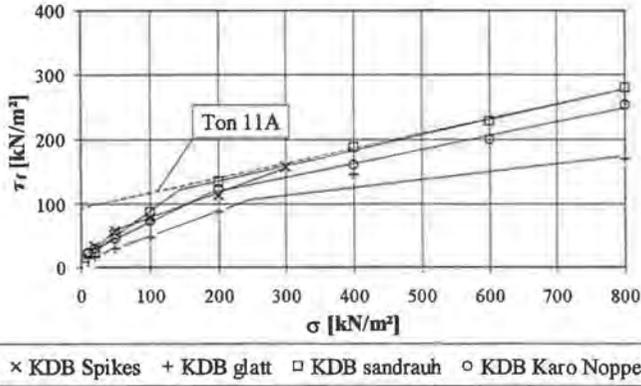


Abb. 5.13: Grenzgeraden der D-Versuche mit Kaolinton

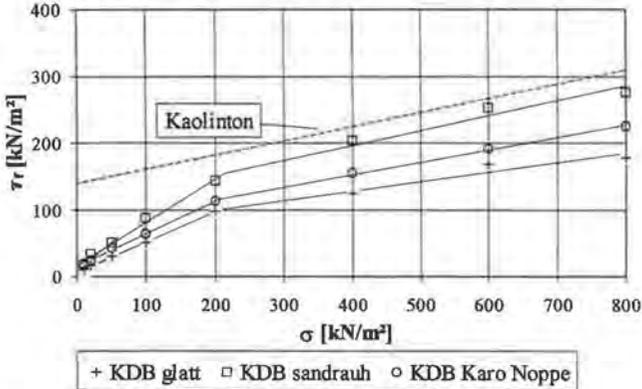
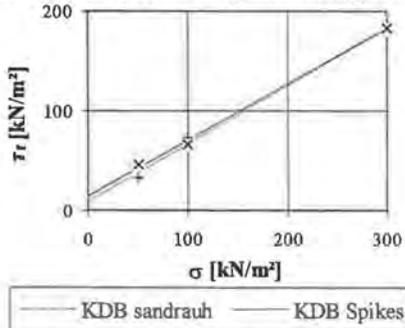


Abb. 5.14: Grenzgeraden der D-Versuche mit gemischtkörnigem Boden



Der bilineare σ/τ -Verlauf läßt sich wiederum anhand der Eigenschaften des teilgesättigten bindigen Bodens nach Abschnitt 4.3 erklären. Unter geringen Normalspannungen besitzt die teilgesättigte, verdichtete Bodenprobe eine hohe Eigensteifigkeit und Scherfestigkeit. Diese kann nicht auf die Kontaktfläche übertragen werden, da sich kein inniger Verbund zwischen KDB und bindigem Boden einstellt. Das Scherverhalten der Kontaktfläche entspricht dem eines Reibungsbodens (hoher Kontaktreibungswinkel, niedrige Adhäsion). Dies ähnelt dem Scherverhalten nicht verdichteter aggregierter Böden, bei denen die Einzelaggregate keinen ausgeprägten Verbund untereinander aufweisen. Die Matrixspannung der Einzelaggregate trägt dadurch nicht direkt zur Scherfestigkeit der gesamten Bodenprobe bei. Mit steigender Normalspannung verbessert sich der Verbund in der Kontaktfläche, und die Schereigenschaften des Versuchsbodens bilden sich unter diesen Normalspannungen (geringer Kontaktreibungswinkel und hohe Adhäsion) immer mehr heraus. Im oberen Normalspannungsbereich ist der bestmögliche Verbund erreicht und bei geeigneter Strukturierung kann die Scherfestigkeit annähernd die des bindigen Bodens betragen. Die Ergebnisse mit dem gemischtkörnigen Boden zeigten bis $\sigma=300\text{kN/m}^2$ keinen gekrümmten σ/τ -Verlauf und die Kunststoffdichtungsbahnen wiesen nach der Versuchsdurchführung lediglich einen im Vergleich zu den anderen Versuchen geringen Bodenzustand auf. Dies kann darauf zurückgeführt werden, daß die Grobkornanteile, die fest in die Feinkornmatrix eingebunden sind, einem innigen Verbund in der Kontaktfläche entgegenwirken. Entsprechend den vorangegangenen Ausführungen ist jedoch anzunehmen, daß sich auch mit dem gemischtkörnigen Boden unter höheren Normalspannungen ein gekrümmter σ/τ -Verlauf einstellen wird.

Das Bestimmtheitsmaß R^2 liegt bei allen Versuchsreihen sehr nahe bei 1. Der gekrümmte σ/τ -Verlauf der teilgesättigten Versuche kann folglich gut durch zwei Geraden angenähert werden. Der rechnerisch ermittelte Schnittpunkt zwischen beiden Regressionsgeraden zeigte keine eindeutige Abhängigkeit von der Kunststoffdichtungsbahnstrukturierung. Es ist hier zu berücksichtigen, daß der bilineare σ/τ -Verlauf lediglich einem idealisierten Zustand entspricht und nur vorgenommen wurde, um die Scherfestigkeit mit den Scherparametern a und δ beschreiben zu können. In der Realität wird der Übergang stetig verlaufen. Unter welcher Normalspannung der rechnerisch ermittelte Knick im σ/τ -Verlauf auftritt, ist unter anderem davon abhängig, unter welchem Normalspannungsbereich die Versuche durchgeführt werden und welche Versuche für die jeweilige Regression verwendet werden. Für projektorientierte Untersuchungen ist es somit besonders wichtig, daß bei der Ermittlung der Scherparameter von Normalspannungen ausgegangen wird, die den Bedingungen in situ entsprechen.

Durch die Strukturierung wird die Scherkraftübertragung und somit die Scherfestigkeit der Kontaktfläche deutlich beeinflusst. Daher nimmt der Reibungsanteil bei der KDB glatt im oberen Normalspannungsbereich stark ab, während er bei strukturierten Kunststoffdichtungsbahnen annähernd dem des Bodens entspricht. Durch die Strukturierung erhöht sich der Verbund in der Kontaktfläche deutlich, wodurch die Scherfestigkeit des Tons besser übertragen werden kann. Nach Barbey (1993) wirkt die KDB sandrauh mit ihren vielen kleinen Partikeln flächig auf die Bodenprobe, während die KDB Spikes ihre Scherkraft eher punktuell einleitet, jedoch auch in die Tiefe wirkt. Die Versuche mit beiden Strukturierungen

zeigten jedoch keinen deutlichen Unterschied in der Scherfestigkeit. Die Scherkraftübertragung der KDB Karo Noppe ist etwas niedriger als bei den beiden vorgenannten Kunststoffdichtungsbahnen. Dies könnte daran liegen, daß die Strukturierung nicht so tief in die Bodenprobe eingreift wie die KDB Spikes und andererseits nicht so viele Erhebungen aufweist, wie die KDB sandrauh. Die niedrigste Scherspannung wurde erwartungsgemäß mit der KDB glatt erzielt.

5.4.4 Reproduzierbarkeit der Scherversuche

Bereits das hohe Bestimmtheitsmaß der D-Versuche weist darauf hin, daß die versuchstechnisch bedingten Streuungen der Scherversuche zwischen KDB und teilgesättigtem bindigem Boden gering sind. Insbesondere im Hinblick auf das probabilistische Sicherheitskonzept, bei welchem ja auch versuchstechnisch bedingte Streuungen in die Standsicherheitsbetrachtungen Eingang finden sollen, ist es jedoch wichtig, darüber genauere Aussagen treffen zu können. Daher wurden UU-Versuche unter Wiederholbedingungen zwischen dem Kaolinton und den Kunststoffdichtungsbahnen KDB sandrauh und KDB glatt bei $\sigma=50\text{kN/m}^2$ und 800kN/m^2 durchgeführt. Die Versuche erfolgten im 10x10-SG, da die damit erzielten Ergebnisse erfahrungsgemäß höheren Streuungen unterworfen sind als im 30x30-SG.

In Tab. 5.5 sind die sich aus den maximalen Scherspannungen ergebenden statistischen Kennwerte wiedergegeben.

Tab. 5.5: Wiederholversuche mit Kaolinton

	KDB glatt		KDB sandrauh	
	Anl.7, Bl.2	Anl.7, Bl.2	Anl.7, Bl.4	Anl.7, Bl.4
σ [kN/m ²]	50	800	50	800
Versuchszahl	9	7	7	7
Mittelwert der Schersp. [kN/m ²]	30	134,7	43,6	226,1
Standardabweichung [kN/m ²]	1,4	5	2,5	5,9
Variationskoeffizient [%]	4,7	3,7	5,7	2,6
5%-Quantil [kN/m ²]	26,5	122,5	37,5	211,7

Die Variationskoeffizienten sind alle geringer als sechs Prozent. Die aus der Versuchsdurchführung resultierende Streuung ist somit sehr gering. Berücksichtigt man diese Ergebnisse, so besteht kein Anlaß infolge versuchstechnischer Streuungen von den in der Bodenmechanik üblicherweise angesetzten Abminderungen von Versuchswerten zu Bemessungswerten abzuweichen.

5.5 Vergleichende Untersuchungen mit gesättigten bindigen Böden

Die vergleichsweise hohe Scherfestigkeit zwischen teilgesättigten bindigen Böden und Kunststoffdichtungsbahnen ist auf die im Boden wirkenden kapillaren Kräfte zurückzuführen. Diese können zumindest teilweise verloren gehen, wenn sich beispielsweise infolge Schwitz- oder Regenwassers bzw. durch kapillare Verbindung zum Grundwasserspiegel der Wassergehalt des bindigen Bodens erhöht. Um diesen Aspekt versuchstechnisch zu erfassen, wurden zwei zusätzliche Versuchsdurchführungen entwickelt. Während Bemben und Schulze (1995) davon ausgehen, daß der bindige Boden erst nach der Belastung bis zur Sättigung Wasser aufnimmt (dränierter gesättigte Versuche), setzen Mitchell et al. (1990) voraus, daß der Boden bereits vor der Belastung gesättigt ist und durch die plötzliche Belastung undrännierte Zustände entstehen (undrännierte gesättigte Versuche). Im folgenden werden die Ergebnisse dränkter gesättigter Versuche dargestellt. Auf die Darstellung undränkter gesättigter Versuche wurde dagegen verzichtet, da durch gezielte Maßnahmen beim Einbau der mineralischen Dichtung vermieden werden kann, daß derartige Randbedingungen relevant werden. Zudem ergab sich bei der Durchführung undränkter gesättigter Versuche das Problem, daß sich bei der Sättigung unter geringer Normalspannung ein sehr hoher Wassergehalt einstelle. Bei der plötzlichen Belastung nach der Sättigung wurde das Bodenmaterial aus der Scherfuge gepreßt, so daß keine einheitlichen und vergleichbaren Versuchsrandbedingungen mehr gewährleistet waren.

Beim dränierten gesättigten Versuch nach Bemben & Schulze (1995) wird die teilgesättigte verdichtete Bodenprobe nach dem Einbau in das Rahmenschergerät zusammen mit der KDB im Wasserbad konsolidiert (geflutete Versuchsdurchführung). Bemben & Schulze (1995) konnten anhand ihrer Versuche zeigen, daß sich dabei der zunächst negative Porenwasserdruck während der Konsolidation abbaut. Nach der Konsolidation wird dräniert mit $v=0,3\text{mm/h}$ abgeschert.

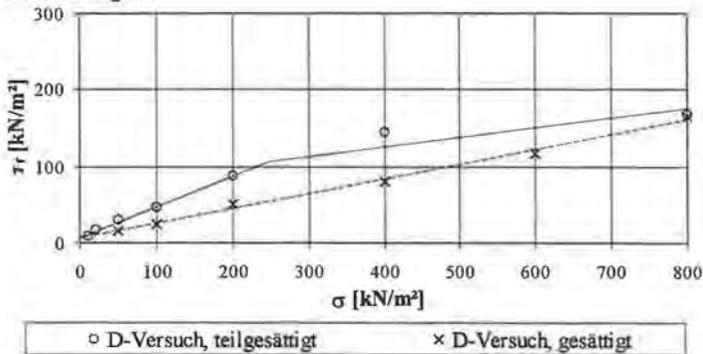
Derartige Versuche wurden im 10x10-SG mit dem Ton 11A ($w_a=23\%$) und den Kunststoffdichtungsbahnen glatt, sandrauh und Karo Noppe durchgeführt und den vergleichbaren teilgesättigten D-Versuchen aus Abschn. 5.4.2 gegenübergestellt (Tab. 5.6 und Abb. 5.15). Zusätzlich wurde noch eine teilgesättigte Versuchsreihe mit der KDB sandrauh und dem Ton 11A bei $w_a=26,5\%$ durchgeführt, um auch den Einfluß des Einbauwassergehaltes teilgesättigter Versuche zu erfassen.

Tab. 5.6: Versuchsrandbedingungen der teilgesättigten und gesättigten Versuche

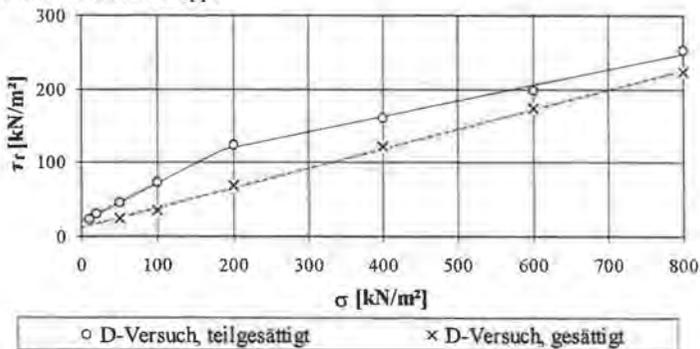
Versuchsreihe	Anlage /Blatt	Ton	KDB	σ [kN/m ²]	Sättigungszustand nach der Konsolidation
1/G/HA/2	3 / 2	11A	glatt	10/20/50/100/200/400/800	teilgesättigt
1/G/HA/1/W	3 / 4	11A	glatt	50/100/200/400/600/800	gesättigt
1/S/HA/2	4 / 2	11A	sandrauh	10/20/50/100/200/400/600/800	teilgesättigt ($w_s=23\%$)
1/S/HA/3	4 / 3	11A	sandrauh	10/20/50/100/200/400/600/800	teilgesättigt ($w_s=26,5\%$)
1/S/HA/1/W	4 / 4	11A	sandrauh	50/100/200/400/600/800	gesättigt
1/K/HA/2	5 / 2	11A	Karo Noppe	10/20/50/100/200/400/600/800	teilgesättigt
1/K/HA/1/W	5 / 3	11A	Karo Noppe	50/100/200/400/600/800	gesättigt

Abb. 5.15: Vergleich zwischen teilgesättigten und gesättigten Versuchen

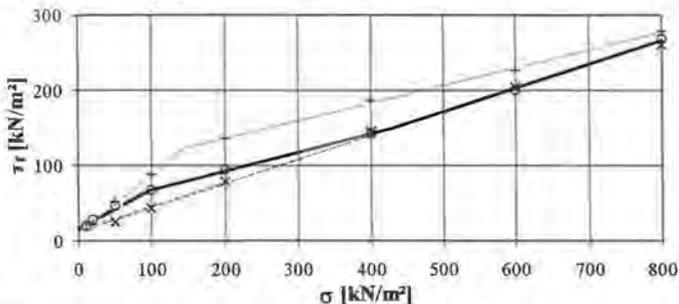
a: Ton 11A / KDB glatt



b: Ton 11A / KDB Karo Noppe



c: Ton 11A / KDB sandrauh



+ D-Versuch, teilgesättigt, $w_a=23\%$ o D-Versuch, teilgesättigt, $w_a=26,5\%$
 x D-Versuch gesättigt

Im Gegensatz zur teilgesättigten Versuchsreihe ist der σ/τ -Verlauf der Versuchsreihe mit dem gesättigten Ton 11A über den untersuchten Normalspannungsbereich linear. Unter geringen Normalspannungen erhöht sich der Wassergehalt der Bodenprobe während der Konsolidation im Wasserbad, wobei sich gleichzeitig die Matrixspannung im Boden abbaut. Dadurch nimmt die im teilgesättigten Zustand hohe Festigkeit des Bodens stark ab und es ergibt sich bereits unter geringen Normalspannungen ein guter Verbund zwischen Bodenprobe und KDB. Unter sehr geringen und sehr hohen Normalspannungen näherten sich die Scherspannungen der teilgesättigten und gesättigten Versuche einander an. Wie bereits beschrieben, bildet sich unter sehr geringen Normalspannungen zwischen teilgesättigtem Boden und KDB noch kein ausgeprägter Verbund aus. Unter hohen Normalspannungen wird der teilgesättigte bindige Boden so stark komprimiert, daß sich auch bei dem im teilgesättigten Zustand eingebauten Boden nach der Konsolidation Sättigung einstellt. Die ermittelte Scherfestigkeit ist bei Versuchen mit teilgesättigten Böden außer bei derart hohen Normalspannungen deutlich größer als die der vergleichbaren Versuche mit gesättigten Böden, da auch die Scherfestigkeit des teilgesättigten Bodens an sich aufgrund der wirkenden Matrixspannung größer ist als die des gesättigten Bodens.

Die Matrixspannung und somit die Scherfestigkeit des bei $w_a=26,5\%$ verdichteten Tons 11A ist geringer als bei $w_a=23\%$ (Abschn. 4.2.4). Dadurch begründet sich die geringere Scherfestigkeit der Versuchsreihe mit $w_a=26,5\%$ zwischen Ton 11A und KDB sandrauh, was sich durch einen geringeren Kontaktreibungswinkel im Anfangsbereich und einen geringeren Adhäsionsanteil nach Erreichen des optimalen Verbundes darstellt. Weiterhin ist aufgrund des höheren Einbauwassergehaltes bereits unter $\sigma=400\text{kN/m}^2$ - 450kN/m^2 Sättigung in der Probe erreicht, wodurch sich mit steigender Normalspannung die Scherfestigkeit entsprechend der gesättigten Versuchsreihe erhöht. Dieses Ergebnis stimmt gut mit den Erkenntnissen aus den Rahmenscher- und Triaxialversuchen überein, wenn man berücksichtigt, daß sich die

Regressionsgeraden schleifend schneiden und deshalb bereits geringe Versuchsstreuungen große Änderungen bei der Ermittlung des Schnittpunktes ergeben.

In Analogie zu den Triaxialversuchen hätte sich infolge des unterschiedlichen Überkonsolidationsverhältnisses des Tons 11A (Normalkonsolidation bei $w_a=23\%$ und Überkonsolidation bei $w_a=26,5\%$) nach Erreichen des optimalen Verbundes ein unterschiedlicher Kontaktreibungswinkel einstellen müssen. Dies ließ sich durch die Versuche jedoch nicht bestätigen. Es kann vermutet werden, daß dieser Einfluß durch Streuungen der Versuchsergebnisse überlagert wird.

5.6 Folgerungen im Hinblick auf projektorientierte Scherversuchsdurchführungen

Die durchgeführten Vergleichsversuche zwischen dem 30x30-SG und dem 10x10-SG ergaben bei der maximalen Scherfestigkeit prinzipiell eine gute Übereinstimmung. Unter folgenden Voraussetzungen ist jedoch das hier eingesetzte 10x10-SG (Rahmenschergerät nach Casagrande) lediglich bedingt geeignet:

- bei Normalspannungen $\sigma < 50 \text{ kN/m}^2$, da gerätebedingte Unzulänglichkeiten zu leicht überhöhten Scherfestigkeiten führen können;
- zur Ermittlung der Restscherfestigkeit strukturierter Kunststoffdichtungsbahnen, da der maximale Scherweg von 10mm nicht ausreicht;
- bei Proben, die aufgrund des Größtkorns bzw. der Größe der Kunststoffdichtungsbahnstrukturierung zu klein sind. Hierzu wird vorgeschlagen, daß die Breite und Länge des Schergerätes mindestens das fünfzehnfache des Korndurchmessers d_{63} (bei 85 Gewichtsprozent Siebdurchgang) des Bodens oder das fünffache des Abstands der wiederkehrenden Strukturierung betragen sollte. Weiterhin sollte die Probenhöhe das sechsfache des Größtkorns des verwendeten Bodens bzw. der Strukturierungshöhe nicht unterschreiten (ASTM D 5321-92).

Gerätetechnik und Probeneinbau können einen äußerst großen Einfluß auf das Scherversuchsergebnis besitzen. Im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen haben sich folgende Aspekte als besonders wichtig erwiesen:

- Die Verdichtung des bindigen Bodens auf der KDB bewirkt einen guten Verbund in der Kontaktfläche. Er kann in der Praxis nur erreicht werden, wenn nach dem Verlegen der KDB durch Eindrücken in den bindigen Boden der Verbund gezielt verbessert wird. Sofern dies nicht gegeben ist, ist die Bodenprobe für den Versuch getrennt von der KDB zu verdichten.
- Die Bodenprobe sollte eine möglichst gleichmäßige Dicke und Dichte aufweisen, damit eine konstante Normalspannung in der Scherfuge erzielt wird. Die außerhalb des

Rahmenschergeräts verdichtete Bodenprobe sollte daher vor dem Einbau beidseitig mit einer Lehre abgeglichen werden.

- Bei Schergeräten mit in Vertikalrichtung unverschieblichen Scherrahmen ist zu überprüfen, ob die aufgetragten Normalspannungen tatsächlich in der Scherfuge wirken. Um Reibungsverluste zwischen Bodenprobe und Wandung des oberen Scherkastens zu minimieren, wurden dazwischen zwei Lagen Teflonfolie eingebaut. Messungen ohne Teflonfolie ergaben Normalspannungsverluste von bis zu 20 Prozent. Weiterhin empfiehlt es sich, durch Kraftmeßdosens unterhalb der KDB die tatsächlich in der Scherfuge wirkenden Normalspannungen zumindest während der Konsolidationsphase vor jeder Versuchsreihe im Sinne einer Kalibrierung zu messen.
- Die Dicke der Bodenprobe wurde in Abhängigkeit von der Kunststoffdichtungsbahnstrukturierung zwischen 20 und 50mm gewählt. Je geringer die Probendicke, um so geringer sind die Reibungsverluste an der Wandung des oberen Scherkastens.
- Die Scherkraft wurde über eine Lamellenplatte in die Bodenprobe eingeleitet, um eine über die Scherfuge möglichst konstante Scherspannungsverteilung bei annähernd gleichmäßiger Verformung zu erreichen.
- Bei längerer Versuchsdauer ist das Austrocknen der Bodenprobe durch Abdecken des Scherspalt zu verhindern.

Um den geforderten Verdichtungsgrad bei gleichzeitig geringer Durchlässigkeit zu erreichen, werden mineralische Dichtungen in teilgesättigtem Zustand bei einem Wassergehalt auf der nassen Seite der Proctorkurve eingebaut. Bezüglich der Scherversuche stellt sich die Frage, ob in Abhängigkeit von den untersuchten Lastfällen diese Einbaubedingungen auch als Versuchsrandbedingungen gewählt werden können. Entscheidend für die Scherfestigkeit wirkt sich hierbei aus, ob die im teilgesättigten Zustand in der Bodenprobe wirkende Matrixspannung angesetzt werden kann. Zur Wahl der Versuchsrandbedingungen wird in diesem Zusammenhang folgende Vorgehensweise vorgeschlagen:

- Für die Untersuchung von Bauzuständen unter geringen Normalspannungen (z.B. $\sigma \leq 50 \text{ kN/m}^2$) sind in der Regel teilgesättigte Versuche maßgeblich, sofern verhindert werden kann, daß der Boden Wasser aufnimmt. Dies könnte beispielsweise durch konstruktive Maßnahmen, wie das Abdecken und schnellstmögliche Überschütten der KDB zur Verhinderung von Schwitzwasserbildung und zusätzlich durch die Anordnung von Drängräben zur geordneten Fassung von Regenwasser bewerkstelligt werden. Für teilgesättigte Versuchsdurchführungen empfiehlt sich, auf der sicheren Seite liegend einen Wassergehalt zu wählen, der mindestens dem maximal zulässigen Einbauwassergehalt auf der Baustelle entspricht. Die Scherversuche können schnell (z.B. $v=10 \text{ mm/h}$) und unkonsolidiert durchgeführt werden. Sofern sich aufgrund der im Boden wirkenden Matrixspannung noch kein inniger Verbund zwischen KDB und Boden einstellt, besitzen Schergeschwindigkeit und Konsolidationsdauer keinen ausgeprägten Einfluß auf das Scherergebnis.
- Undrained, gesättigte Scherversuche (Mitchell et al., 1990) führen unter geringen Normalspannungen zu extrem ungünstigen Scherparametern, da sich durch die

Wasserlagerung sehr hohe Wassergehaltsänderungen ergeben. Derartige Versuche sind lediglich relevant, wenn der bindige Boden nach dem Einbau vor Ort ungehindert Wasser aufnehmen kann.

- Bei Kombinationsabdichtungen im Endzustand sowie im Bauzustand unter hohen Normalspannungen ist zu untersuchen, ob der bindige Boden langfristig Wasser aufnehmen kann. Ist dies der Fall, sind dränierete wassergesättigte Versuche maßgeblich, andernfalls können teilgesättigte, dränierete Versuche durchgeführt werden. Auch hier ist auf der sicheren Seite liegend für die teilgesättigte Versuchsdurchführung ein Wassergehalt zu wählen, der mindestens dem maximal zulässigen Einbauwassergehalt auf der Baustelle liegt. In Verbindung mit teilgesättigten Triaxialversuchen nach Abschnitt 4.2 kann durch die Beziehung zwischen Matrixspannung und Wassergehalt der maßgebliche Wassergehalt durch die Eingrenzung der Matrixspannung ermittelt werden. Da bereits eine geringe Wassergehaltsänderung eine hohe Änderung der Matrixspannung und somit der Scherfestigkeit in der Kontaktfläche bewirkt, erscheint es für Endzustände zudem erforderlich, den gesättigten Zustand der mineralischen Abdichtung als außergewöhnlichen Lastfall mit den dann reduzierten Sicherheitsanforderungen bei Standsicherheitsbetrachtungen zu berücksichtigen. Aus den hier durchgeführten Untersuchungen ergab sich, daß bei einer Schergeschwindigkeit von $v=0,3\text{mm/h}$ im gesättigten wie auch im teilgesättigten Versuch dränierete Verhältnisse vorherrschen.

Aufgrund des gekrümmten σ/τ -Verlaufs teilgesättigter Scherversuche sind die Scherparameter von der Normalspannung abhängig. Um die Scherfestigkeit nicht zu überschätzen, sollten daher die Versuche unter den der Standsicherheitsberechnung zugrundeliegenden Normalspannungen durchgeführt werden.

Ob für Standsicherheitsberechnungen die im Scherversuch erreichte maximale Scherfestigkeit τ_n , die Restscherfestigkeit τ_r , oder die Scherfestigkeit nach einem bestimmten Scherweg (z.B. τ_{50} nach 50mm Scherweg) angesetzt wird, hängt u.a. von dem untersuchten Lastfall, dem Gesamtaufbau des Dichtungssystems sowie den zu erwartenden Verformungen ab und kann nicht verallgemeinert werden. Diesbezüglich sei hier nur darauf hingewiesen, daß bei den Untersuchungen mit der KDB glatt im Gegensatz zu den strukturierten Kunststoffdichtungsbahnen die maximale Scherkraft bereits nach sehr geringen Scherwegen von teilweise weniger als 1mm erreicht wurde und danach rasch auf die Restscherfestigkeit abfiel. Daher wird für Berechnungen mit dieser KDB im allgemeinen die Restscherfestigkeit maßgeblich sein.

Da die Eigenschaften des bindigen Bodens die Scherfestigkeit in der Kontaktfläche entscheidend mit beeinflusst, sollte neben Scherversuchen zur Kontaktfläche als Bezugsgröße auch immer das Scherverhalten des Bodens mit untersucht werden.

6 Untersuchungen zur Scherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und Geotextilien

6.1 Allgemeines

Herkömmlicherweise werden Scherversuche zur Ermittlung der maximalen Scherfestigkeit zwischen Geotextil und KDB weggesteuert, also mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit durchgeführt. Demgegenüber wirkt jedoch bei den hier betrachteten Dichtungssystemen in der Scherfuge eine konstante Scherkraft, was eher durch eine kraftgesteuerte Versuchsdurchführung simuliert werden kann. Da Kunststoffe im allgemeinen unter konstanter Beanspruchung (z.B. beim Zugversuch) kriechen, ergeben sich somit bezüglich des Scherverhaltens zwischen Geotextil und KDB folgende bisher nicht geklärte Fragestellungen, die Anlaß zu den hier durchgeführten Untersuchungen waren:

- Entsprechen die Ergebnisse des weggesteuerten Scherversuchs denen des kraftgesteuerten Scherversuchs?
- Welche Verschiebungen treten zwischen beiden Materialien bei konstanter Scherkraft nahe des Grenzzustandes in Abhängigkeit von der Zeit auf und nähern sie sich einem Grenzwert an?

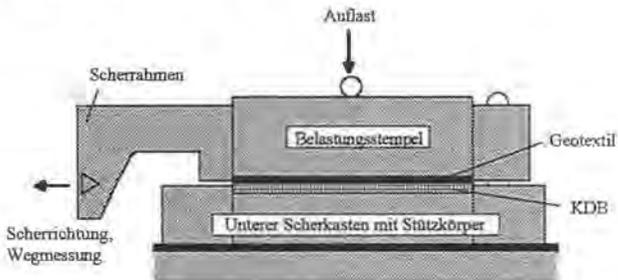
Zur Klärung dieser Fragestellungen wurden zunächst die Ergebnisse kraft- und weggesteuerter Scherversuche vergleichend gegenübergestellt. Anschließend wurde anhand von Kriechversuchen (1000-stündige konstante Belastungsdauer) bei unterschiedlichen Auslastungsgraden das Verformungsverhalten unter konstanter Scherspannung ermittelt.

6.2 Vergleich zwischen kraft- und weggesteuerten Rahmenscherversuchen

6.2.1 Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm

Die kraftgesteuerten Scherversuche wurden im 10x10-SG durchgeführt (Abb. 6.1). Im oberen Scherrahmen befindet sich das kraftschlüssig mit dem Belastungsstempel verbundene Geotextil, im unteren Scherrahmen die KDB auf einem Stützkörper.

Abb. 6.1: Kraftgesteuerte Versuche im 10x10-SG



Beim kraftgesteuerten Scherversuch wird durch schrittweise Erhöhung der Scherkraft bei konstanter Normalspannung eine Scherfuge erzwungen. Im Gegensatz zum weggesteuerten Scherversuch ist die Verschiebungsgeschwindigkeit also nicht konstant. Die Scherkraft wurde zunächst in Schritten von 5 kN/m^2 bei $\sigma=50\text{ kN/m}^2$ und 10 kN/m^2 bei $\sigma=100$ und 300 kN/m^2 erhöht. Diese Schrittweite wurde mit Annäherung an die maximale Scherspannung bis auf $1,25\text{ kN/m}^2$ (bei $\sigma=50\text{ kN/m}^2$) bzw. $2,5\text{ kN/m}^2$ (bei $\sigma=100$ und 300 kN/m^2) reduziert. Nach jeder Erhöhung der Scherkraft wurde die Verschiebungsgeschwindigkeit dx/dt in Abhängigkeit von der Zeit bestimmt. Die Scherkraft wurde immer dann erhöht, wenn der Scherweg innerhalb einer Minute kleiner war als $0,05\text{ mm}$. Dieses Kriterium hat sich bereits bei kraftgesteuerten Kipptischversuchen als geeignet erwiesen (Fillibeck & Floss, 1995). Der Scherversuch ist beendet, wenn sich der Bruch in der Scherfuge vollzogen hat. Da dann die größte Scherfestigkeit bereits überschritten ist, wurde auf der sicheren Seite liegend zur Bestimmung der Scherfestigkeit die vor dem Bruch aufgebrachte Scherspannung als maximale Scherspannung definiert.

Die weggesteuerten Scherversuche wurden im $10\times 10\text{-SG}$ sowie im $30\times 30\text{-SG}$ durchgeführt, um zusätzlich eine Aussage über die Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit beiden Schergeräten zu erhalten. Wie beim kraftgesteuerten Scherversuch (Abb. 6.1) befindet sich im oberen Scherrahmen das kraftschlüssig mit dem Belastungsstempel verbundene Geotextil und im unteren Scherrahmen die KDB auf einem Stützkörper. Es wurde eine Schergeschwindigkeit $v=10\text{ mm/h}$ gewählt. Nach bisherigen Untersuchungen hat die Schergeschwindigkeit keinen Einfluß auf das Scherergebnis (Saathoff, 1991, Williams & Houlihan, 1987).

Die Vergleichsversuche wurden mit dem Spinnfaservliesstoff (SV) und den Strukturen Organat und sandrauh durchgeführt. Zur statistischen Absicherung wurden die kraftgesteuerten Scherversuche bei jeder Normalspannung viermal wiederholt. In Tab. 6.1 sind die Versuchsreihen mit ihren Randbedingungen zusammengestellt.

Tab. 6.1: Versuchsrandbedingungen der durchgeführten Vergleichsversuche

Versuchsreihe	Anlage / Blatt	KDB	Schergerät	σ [kN/m ²]	Versuchsdurchführung
1/S/SV/1/KA	9 / 1	sandrauh	10x10-SG	50/100/300	kraftgesteuert, (bei jedem σ jeweils 4 Einzelversuche)
1/O/SV/1/KA	9 / 1	Organat	10x10-SG	50/100/300	
1/S/SV/1	9 / 2	sandrauh	10x10-SG	10/20/50/100/ 200/400/800	weggesteuert
1/O/SV/1	9 / 2	Organat	10x10-SG	10/20/50/100/ 200/400/800	weggesteuert
3/S/SV/1	9 / 2	sandrauh	30x30-SG	10/20/50/100/ 200/300	weggesteuert
3/O/SV/1	9 / 2	Organat	30x30-SG	10/20/50/100/ 200/300	weggesteuert

6.2.2 Versuchsergebnisse und deren Beurteilung

In Tab. 6.2 und 6.3 sind die Ergebnisse der kraft- und weggesteuerten Scherversuche wiedergegeben. Um die Ergebnisse besser miteinander vergleichen zu können, wurde zusätzlich der Kontaktreibungswinkel δ_f^* unter der Voraussetzung bestimmt, daß die Regressionsgerade durch den Ursprung verläuft ($a_f=0$).

Tab 6.2: Ergebnisse der kraftgesteuerten Scherversuche im 10x10-SG

	σ [kN/m ²]	$\tau_f^{**} / \sigma x$ [kN/m ²]	$x_f^{**} / \sigma x$ [mm]	x_{fm} [mm]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2	δ_f^* [°]
sandrauh	50	28,8 / 0	5 / 0,3	5,5	6,3	27,1	0,997	28,3
	100	61,3 / 1,3	6 / 0,7					
	300	158,8 / 1,3	5,6 / 1,0					
Organat	50	15 / 0,9	3,1 / 0,8	2,5	2,8	15,0	0,998	15,7
	100	31,3 / 1,3	2,7 / 0,6					
	300	83,1 / 2,7	1,7 / 0,6					

Tab. 6.3: Ergebnisse der weggesteuerten Scherversuche

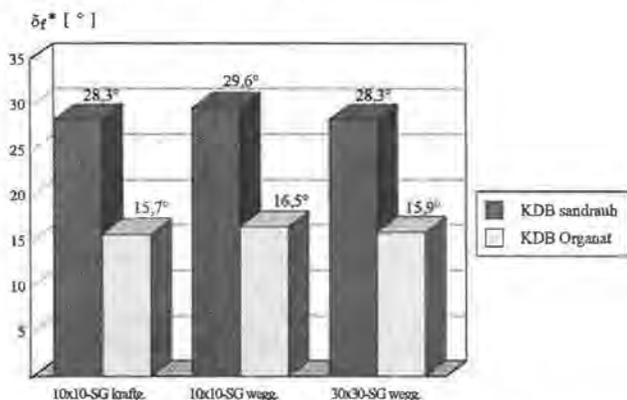
	Scher- gerät	x_{sm} / σ_x [mm]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R ² [-]	δ_f^* [°]
sandrauh	10x10-SG	6,8 / 0,7	3,5	29,3	1	29,6
	30x30-SG	11,8 / 4,9	3,9	28	0,997	28,3
Organat	10x10-SG	2,2 / 0,9	0,9	16,4	0,998	16,5
	30x30-SG	3,4 / 1,8	0	15,9	0,998	15,9

- τ_f : max. Scherspannung
 σ : Normalspannung
 a_f : Adhäsion
 σ_x : Standardabweichung
 δ_f^* : Kontaktreibungswinkel bei linearer Regression durch den Koordinatenursprung ($a_f=0$)
 x_f : Scherweg bei max. Scherspannung
 x_{sm} : Mittelwert der Scherwege
 δ_f : Kontaktreibungswinkel
 R^2 : Bestimmtheitsmaß
 (**): Mittelwert aus 4 Einzelversuchen)

Die geringen Standardabweichungen der maximalen Scherfestigkeit bei den kraftgesteuerten Versuchen wie auch die hohen Bestimmtheitsmaße R^2 bei den weggesteuerten Scherversuchen belegen die geringe Streuung und somit gute Vergleichbarkeit der Versuche unter Wiederholbedingungen. Weiterhin ist aufgrund der hohen Bestimmtheitsmaße festzustellen, daß die Coulombsche Grenzbedingung zur Beschreibung des Scherverhaltens gut geeignet ist und nicht - wie bei der Kontaktfläche zwischen teilgesättigtem bindigen Boden und KDB - zwischen verschiedenen Normalspannungsbereichen unterschieden werden muß. Die Scherparameter a_f und δ_f beschreiben das Scherverhalten im gesamten, hier untersuchten Normalspannungsbereich.

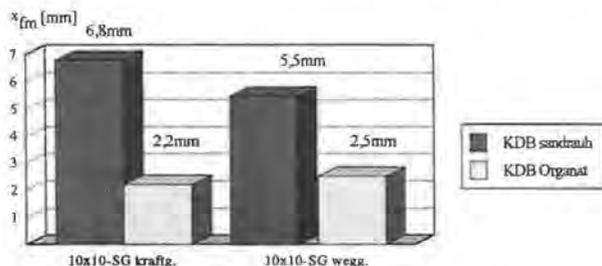
Wie ein Vergleich der Kontaktreibungswinkel δ_f^* zeigt, stimmen die Scherergebnisse der kraft- und weggesteuerten Versuche im 10x10-SG sehr gut miteinander überein (Abb. 6.2). Somit kann der in seiner Versuchsdurchführung vergleichsweise einfache weggesteuerte Scherversuch für die Ermittlung der Scherparameter als geeignet betrachtet werden. Weiterhin zeigen die Ergebnisse des 10x10-SG und des 30x30-SG, wie auch bei den Vergleichsversuchen zwischen KDB und bindigem Boden (Abschn. 5.3), gute Übereinstimmung bei der maximalen Scherfestigkeit. Für die weiteren Untersuchungen wurde deshalb das 10x10-SG eingesetzt. Bezüglich der Anwendungsgrenzen des 10x10-SG gelten sinngemäß die Ausführungen aus Abschnitt 5.7.

Abb. 6.2: Vergleich der Kontaktreibungswinkel δ_t^*



Bei den kraftgesteuerten Versuchen mit der KDB Organat nimmt der für das Erreichen der maximalen Scherfestigkeit nötige Scherweg mit steigender Normalspannung ab. Dies gilt jedoch nicht für die KDB sandrauh und auch nicht für die weggesteuerten Scherversuche. Wie an der prozentual hohen Standardabweichung der Scherwege zu erkennen ist, streuen diese insbesondere beim 30x30-SG erheblich. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, daß aus einbautechnischen Gründen das Geotextil manchmal schon vor dem eigentlichen Versuchstart in Scherrichtung geringfügig verformt wird. Beim 30x30-SG ist der Scherweg x_r größer. Dies läßt sich dadurch erklären, daß x_r nicht nur aus einer Relativverschiebung zwischen Geotextil und KDB, sondern zu einem großen Anteil auch aus einer Schubverformung des Geotextils resultiert und das 30x30-SG mit seinen größeren Abmessungen und dem größeren Scherspalt größere Schubverformungen im Geotextil zuläßt. In Abb. 6.3 sind die Mittelwerte der Scherwege der kraft- und weggesteuerten Scherversuche im 10x10-SG gegenübergestellt.

Abb. 6.3: Vergleich der Scherwege x_m von kraft- und weggesteuerten Scherversuchen



Berücksichtigt man, daß auch bei den Wiederholversuchen relativ große Streuungen beim Scherweg x_s auftraten, weisen auch die in Abb. 6.3 gegenübergestellten Ergebnisse auf keine signifikanten Unterschiede zwischen kraftgesteuertem und weggesteuertem Scherversuch hin.

Die Versuchsdauer der hier durchgeführten kraftgesteuerten Scherversuche bis zum Erreichen der maximalen Scherfestigkeit entsprach in etwa der Dauer der weggesteuerten Scherversuche. Es können daher anhand dieser Ergebnisse keine Aussagen über das Langzeitverformungsverhalten unter konstanter Scherbeanspruchung getroffen werden. Hierzu wurden die nachfolgend beschriebenen Kriechversuche durchgeführt.

6.3 Ermittlung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens unter konstanter Scherspannung

6.3.1 Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm

Kriechversuche unterscheiden sich von kraftgesteuerten Scherversuchen dadurch, daß bei einer gewählten Scherspannung die auftretenden Verformungen über einen langen Zeitraum (hier 1000h) gemessen werden. Versuchsaufbau, Probeneinbau und Belastungssteigerung bis zur Kriechscherspannung entsprach bei den hier vorgestellten Kriechversuchen der Durchführung beim kraftgesteuerten Scherversuch (s. Abschnitt 6.2). Die Verschiebungsgeschwindigkeit dx/dt wurde jeweils zwischen zwei Meßwerten ermittelt und dem zweiten Meßwert zugewiesen. Nach 1000-stündiger Belastung wurde die Scherspannung in kleinen Schritten von $1,25 \text{ kN/m}^2$ (bei $\sigma=50 \text{ kN/m}^2$) bzw. $2,5 \text{ kN/m}^2$ (bei $\sigma=300 \text{ kN/m}^2$) bis zum Bruch gesteigert. Dabei wurde wiederum die Laststufe erst erhöht, wenn der Scherweg pro Minute Meßdauer kleiner war als $0,05 \text{ mm}$.

Es wurden mit der KDB Organat und der KDB sandrauh sowie dem Spinnfaservliesstoff (SV) und dem Endlosfaservliesstoff (EV) bei den Normalspannungen $\sigma=50 \text{ kN/m}^2$ und 300 kN/m^2 Kriechversuche bei den Ausnutzungsgraden $D=65\%$, 90% und 95% durchgeführt. Der Ausnutzungsgrad ist hier als Verhältnis zwischen Kriechscherspannung und Mittelwert der im kraftgesteuerten Rahmenscherversuch bestimmten maximalen Scherspannungen (Abschnitt 6.2) definiert. Der Ausnutzungsgrad $D=65\%$ entspricht dem Reziprokwert des Sicherheitsfaktors $\eta=1,4 \cdot 1,1=1,54$, welcher bei Standsicherheitsberechnungen nach dem globalen Standsicherheitskonzept unter Berücksichtigung der Reduzierung von Versuchswerten zu Cal-Werten in der Regel angesetzt wird. In Tab. 6.4 sind die durchgeführten Kriechversuche tabellarisch zusammengestellt.

Tab. 6.4: Versuchsrandbedingungen der Kriechversuche

Versuchsreihe	Anlage / Blatt	KDB	Geotextil	Ausnutzungsgrad D [%]	σ [kN/m ²]
1/S/SV/1/KI	10 / 1	sandrauh	SV	65/90/95	50
1/S/SV/2/KI	10 / 1	sandrauh	SV	65/90/95	300
1/S/EV/1/KI	10 / 1	sandrauh	EV	65/90	50
1/S/EV/2/KI	10 / 1	sandrauh	EV	65/90	300
1/O/SV/1/KI	10 / 2	Organat	SV	65/90/95	50
1/O/SV/2/KI	10 / 2	Organat	SV	65/90/95	300
1/O/EV/1/KI	10 / 2	Organat	EV	65/90	50
1/O/EV/2/KI	10 / 2	Organat	EV	65/90	300

6.3.2 Potenzansatz zur Auswertung der Versuche

Zur Beschreibung des Kriechverhaltens eines Stoffes eignen sich verschiedenste physikalische Modelle. In der Rheologie werden zur Beschreibung eines Materials häufig Modelle verwendet, die aus Reihen- bzw. Hintereinanderschaltung von drei "idealen" Elementen zusammengesetzt sind: dem Hookeschen Körper (elastisch), dem St-Venant'sche Körper (plastisch) und der Newtonschen Flüssigkeit (viskos). Nachteil derartiger rheologischer Modelle ist, daß ihre mathematische Beschreibung bei komplexen Vorgängen, wie beispielsweise dem Kriechverhalten zwischen KDB und Geotextil, sehr aufwendig und die hierfür zu bestimmenden Konstanten wenig anschaulich sind. Für die hier durchgeführten Untersuchungen konnten keine einfachen, aus diesen drei Körpern aufbauenden Modelle gefunden werden, mit denen das Kriechverhalten hinreichend wiedergegeben wurde. Aufgründessen wurde hier in Anlehnung an Singh & Mitchell (1969), die das Kriechverhalten von Böden untersuchten, auf einen Potenzansatz zurückgegriffen. Potenzansätze haben gegenüber "echten" rheologischen Ansätzen den Nachteil, daß sie nicht dimensionsrein sind (Reiner, 1968). Sie besitzen daher "nur" empirischen Charakter, beschreiben jedoch häufig das Kriechverhalten sehr gut und werden daher in der Forschung vielfach mit Erfolg angewandt. Der gewählte Potenzansatz (Gl. 6.1) beschreibt die Schergeschwindigkeit dx/dt in Abhängigkeit von der Zeit.

$$\frac{dx}{dt} = A_1 t^{-m}$$

Gl. 6.1

$\frac{dx}{dt}$ = Schergeschwindigkeit

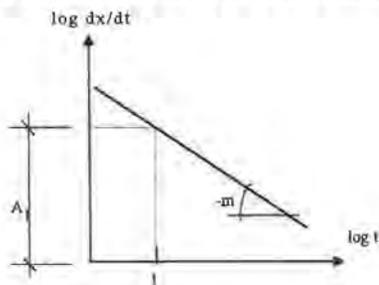
m = Maß für das Kriechpotential

A_1 = Schergeschwindigkeit zum Zeitpunkt $t=1$

t = Zeit

Bei Auftragung der Zeit gegenüber der Schergeschwindigkeit im doppellogarithmischen Maßstab ergibt die Potenzfunktion eine Gerade (s. Abb. 6.4). Der Exponent $-m$ entspricht der Neigung dieser Geraden. Je kleiner m ist, um so größer ist das Kriechpotential. Die Konstante A_1 entspricht der Schergeschwindigkeit zum Zeitpunkt $t=1$.

Abb. 6.4: Die Bedeutung der Konstanten m und A_1 des gewählten Potenzansatzes



Der Scherweg x kann durch Integration der Potenzfunktion ermittelt werden. Die Lösung ist abhängig von m (Gl. 5.2 und 5.3).

$$x = \int \frac{dx}{dt} dt = A_1 \ln t + x_G \quad m = 1 \quad \text{Gl. 5.2}$$

$$x = \int \frac{dx}{dt} dt = \frac{A_1}{1-m} t^{(1-m)} + x_G \quad m \neq 1 \quad \text{Gl. 5.3}$$

x_G = Konstante, Scherweg für $t \rightarrow \infty$

Für $m=1$ ergibt sich bei Auftragung des Scherweges in Abhängigkeit von $\ln t$ eine Gerade.

Für $t \rightarrow \infty$, strebt für $m > 1$ der Scherweg x gegen die Konstante x_G . Die Zeit/Scherweg-Funktion nähert sich damit einer horizontalen Asymptote an, die mit der x -Achse den Schnittpunkt x_G besitzt. Für $m \leq 1$ kann keine horizontale Asymptote angegeben werden.

6.3.3 Versuchsergebnisse und deren Beurteilung hinsichtlich des Verformungsverhaltens und der maximalen Scherfestigkeit

Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche sind zusammen mit den sich daraus ergebenden Kriechfunktionen in Anlage 10 zusammengestellt.

In Abb. 6.5 und 6.6 sind beispielhaft für die durchgeführten Versuche die Kriechverläufe zwischen dem Spinnfaservliesstoff SV und beiden Strukturierungen bei $\sigma=300\text{kN/m}^2$ zusammen mit den Regressionsfunktionen (Potenzansatz) dargestellt. Tab. 6.5 enthält die sich aus

den Kriechversuchen ergebenden Neigungen der Regressionsgeraden $-m$, Grenzwerte x_G sowie die Bestimmtheitsmaße R^2 aller Versuche.

Abb. 6.5: Kriechversuche zwischen KDB sandrauh und Spinnfaservlies (D=65, 90 und 95%)

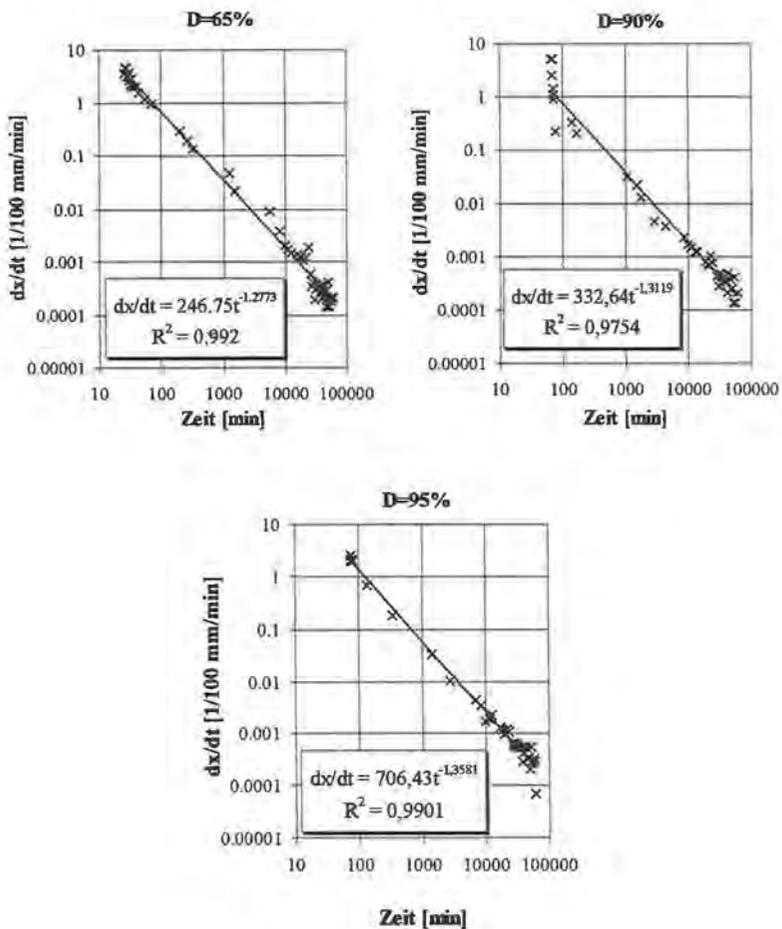
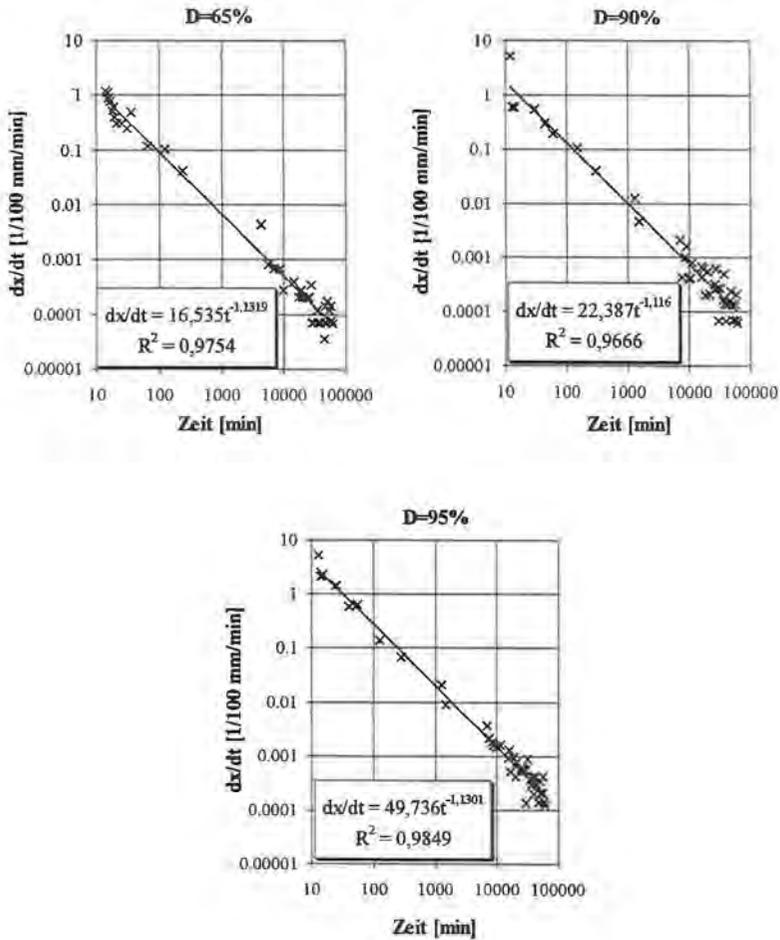


Abb. 6.6: Kriechversuche zwischen KDB Organat und Spinnfaservlies (D=65, 90 und 95%)



Nach dem 1000stündigen Kriechversuch wurde jeweils in der in Abschnitt 6.2.1 beschriebenen Weise die Scherspannung bis zum Bruch erhöht. In Tab. 6.6 sind die dabei erhaltenen maximalen Scherspannungen τ_r denen der kraftgesteuerten Scherversuche gegenübergestellt.

Tab. 6.6: Vergleich der nach dem Kriechversuch sowie im kraftgesteuerten Scherversuch ermittelten maximalen Scherspannungen τ_r

Versuch KDB / Geotextil	σ [kN/m ²]	τ_r [kN/m ²]			
		Kriechversuch			Kraftgest. Scherversuch (Mittelwert aus 4 Einzelversuchen)
		D=65%	D=90%	D=95%	
Organat / SV	50	17,5	17,5	17,5	15
	300	87,5	102,5	100	83,1
Organat / EV	50	13,75	15		12,5
	300	92,5	97,5		75
sandrauh / SV	50	30	32,5	30	28,75
	300	192,5	220	217,5	158,75
sandrauh / EV	50	32,5	32,5		28,75
	300	215	217,5		191,3

Die maximalen Scherspannungen nach dem Kriechversuch stiegen gegenüber den Werten des kraftgesteuerten Scherversuchs immer an, bei $\sigma=300$ kN/m² deutlicher als bei $\sigma=50$ kN/m². Dies kann durch den Abbau von Spannungsspitzen im Geotextil während des Kriechversuchs (Spannungsumlagerungen) erklärt werden. Bei relativ schneller Erhöhung der Scherspannung - wie beim kraft- und weggesteuerten Rahmenscherversuch - wird die Grenzfläche zwischen Geotextil und KDB ungleichmäßig beansprucht. Bei Belastungssteigerung über die maximale Scherfestigkeit hinaus versagen die höher beanspruchten Bereiche und es kommt zu einem progressiven Bruch. Wird die Scherspannung vor dem Bruch wie beim Kriechversuch konstant gehalten, können stark beanspruchte Bereiche ihre Spannungen abbauen, wobei eine Verschiebung in der Grenzfläche auftritt (Kriechverformung). Durch diese Umlagerung der Spannungsspitzen wird die Grenzfläche gleichmäßiger beansprucht. Wird die Scherbeanspruchung nach dem 1000-stündigen Kriechversuch erhöht, steigt, da es nicht mehr zum progressiven Bruch kommt, die maximale Scherfestigkeit über den im kraftgesteuerten Scherversuch ermittelten Wert an. Bei gleicher Normalspannung wird bei höherem Ausnutzungsgrad die Grenzfläche stärker beansprucht und so erhöht sich auch die Möglichkeit zu Spannungsumlagerungen. Aus diesem Grunde steigt mit dem Ausnutzungsgrad auch die maximale Scherspannung an.

Beim kraftgesteuerten Scherversuch unter $\sigma=300$ kN/m² mit der KDB sandrauh ergaben sich mit dem Spinnfaservliesstoff geringere maximale Scherfestigkeiten als mit dem Endlosfaservliesstoff (jeweils Mittelwert aus vier Einzelversuchen). Weitere signifikante Unterschiede zwischen den beiden Geotextilien konnten nicht festgestellt werden. Eine mögliche

Erklärung wäre, daß beim Spinnfaservliesstoff unter sehr hohen Scherspannungen und hohem Ausnutzungsgrad bei plötzlicher Belastung im Kurzzeitversuch einzelne, auf Zug beanspruchte Fasern derart belastet werden, daß sie aus ihrem Verbund gezogen werden (Entschlaufungseffekt). Um diese These zu erhärten, sind weitergehende Untersuchungen bei noch höheren Normalspannungen erforderlich. Da es sich hierbei um einen Grenzfall handelt, der keine baupraktische Bedeutung erwarten läßt, wurde im Rahmen vorliegender Arbeit diese Thematik nicht weiter untersucht.

6.4 Folgerungen im Hinblick auf projektorientierte Scherversuchsdurchführungen

Vergleiche zwischen kraft- und weggesteuerten Scherversuchen zeigten sehr gute Übereinstimmung hinsichtlich der maximalen Scherfestigkeit und des dazu nötigen Scherweges. Folglich kann zur Bestimmung der maximalen Scherspannung zwischen Geotextil und KDB der versuchstechnisch einfachere, weggesteuerte Scherversuch verwendet werden, auch wenn die Art der Beanspruchung nicht derjenigen in situ entspricht.

Wie die durchgeführten Kriechversuche zeigten, nehmen die Kriechverformungen selbst unter hohen Ausnutzungsgraden sehr stark ab. Die Verformungen strebten einem Grenzwert x_G zu, der beim Ausnutzungsgrad $D=90\%$ etwa den Verformungen zum Erreichen der maximalen Scherfestigkeit beim kraftgesteuerten Scherversuch entsprach. Für den Ausnutzungsgrad $D=65\%$, der in etwa der Ausnutzung unter Berücksichtigung globaler Sicherheitsfaktoren entspricht, wurden Grenzwerte ermittelt, die weit unter den Scherwegen beim kraftgesteuerten Scherversuch liegen. Somit ist im allgemeinen nicht zu erwarten, daß in der Praxis langfristig größere Kriechverformungen auftreten werden. Die Auswirkungen hoher Temperatur- oder Chemikalienbeanspruchungen, wie sie bei Basisabdichtungen von Deponien in Ausnahmefällen möglich sein können, wurden im Rahmen dieser Untersuchungen versuchstechnisch nicht berücksichtigt. Es ist anzunehmen, daß diese Beanspruchungen dann die Scherfestigkeit in der Kontaktfläche beeinflussen, wenn die Scherkraft in der Kontaktfläche und im Geotextil nicht über Druck und Reibung zwischen den Geotextilfasern, sondern hauptsächlich über Zugkraft in den Geotextilfasern übertragen wird. Dies ist jedoch bei geringen Ausnutzungsgraden $D=65\%$ aufgrund der hier bestimmten geringen Kriechverformungen nicht zu erwarten.

Die Scherfestigkeit nach Beendigung des Kriechversuchs nahm im Vergleich zum weg- oder kraftgesteuerten "Kurzzeit"-Scherversuch immer zu, was durch Spannungsumlagerungen in der Grenzfläche erklärt werden kann. Die Zunahme verstärkte sich bei hohen Ausnutzungsgraden und hohen Scherspannungen. Für die Baupraxis bedeutet dies, daß, sofern die Bemessungswerte für die Scherparameter im kraft- bzw. weggesteuerten Kurzzeitversuch ermittelt werden, bezüglich der langfristigen Standsicherheit unter Berücksichtigung der genannten Randbedingungen noch Reserven vorhanden sind. Dies könnte in speziellen Fällen auch bei Standsicherheitsuntersuchungen, zum Beispiel bei der Wahl des

Teilsicherheitsbeiwertes, berücksichtigt werden. Da die Durchführung von Kriechversuchen sehr zeitaufwendig ist, sind diese jedoch als Standardversuche wenig geeignet.

Aus Untersuchungen ist bekannt, daß die Schergeschwindigkeit in gewissen Grenzen die maximale Scherspannung nicht beeinflußt. Aufgrund der Ergebnisse der Kriechversuche ist jedoch zu erwarten, daß sich die maximale Scherfestigkeit gegenüber dem "Kurzzeit"-Versuch erhöht - vorausgesetzt die Schergeschwindigkeit ist so gering, daß Spannungsumlagerungen in der Kontaktfläche auftreten können.

7 Standsicherheitsnachweise mehrschichtiger Dichtungssysteme

7.1 Allgemeines

Mit Hilfe der in den vorangegangenen Abschnitten beschriebenen Scherversuche werden die Eingangswerte zur Überprüfung der Standsicherheit in den Kontaktflächen des Dichtungssystems bestimmt. Es ist nachzuweisen, daß die parallel der Kontaktflächen auftretenden Schubspannungen standsicher aufgenommen und weitergeleitet werden können, ohne dabei das Dichtungssystem in seiner Funktion zu beeinträchtigen. Je nach Lage des Dichtungssystems können zwei Fälle unterschieden werden (Abb. 7.1): der Nachweis der Schubspannungsaufnahme oberflächennaher Dichtungssysteme und der Nachweis der Schubspannungsaufnahme in der Aufstandsfläche haldenförmiger Schüttungen (Spreizspannungen).

Abb. 7.1: Dichtungssystemspezifische Standsicherheitsnachweise am Beispiel einer Deponie



Die im folgenden beschriebenen Berechnungsverfahren basieren auf Gleichgewichtsbetrachtungen an Gleitkörpern im Grenzzustand unter Berücksichtigung der klassischen Erd-drucktheorie. Derartige Verfahren haben sich in der Praxis vielfach bewährt.

7.2 Das probabilistische Standsicherheitskonzept

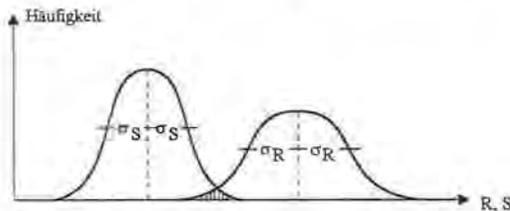
Neben dem bisherigen Standsicherheitskonzept mit globalen Sicherheiten ist derzeit mit Entwurf des EC 7 sowie den mit -100 gekennzeichneten deutschen Normen und dem nationalen Anwendungsdokument NAD auch die Anwendung des Standsicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten (probabilistisches Standsicherheitskonzept) möglich. Die im folgenden wiedergegebenen Nachweise beruhen auf dem probabilistischen Sicherheitskonzept, welches sich im Zuge der Europäisierung wohl auch in Deutschland durchsetzen wird. In Abschnitt 7.5 wird das probabilistische Sicherheitskonzept kritisch betrachtet.

Grundgedanke des probabilistischen Sicherheitskonzeptes ist, daß die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden können. Nach DIN V 1054-100 werden folgende Grenzzustände GZ unterschieden:

- GZ 1A: Grenzzustand der Lage:
Versagen des Bauwerkes durch Gleichgewichtsverlust ohne Bruch
- GZ 1B: Grenzzustand der Tragfähigkeit von Konstruktionsteilen:
Versagen von Konstruktionsteilen durch Bruch des Konstruktionsteiles oder des stützenden Bodens
- GZ 1C: Grenzzustand der Gesamttragfähigkeit des Bodens:
Versagen des Bodens, ggf. einschließlich auf oder in ihm befindlicher Bauwerke, durch Bruch
- GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:
Grenzzustand eines Bauwerkes, bei dem Einwirkungen das Bauwerk unbrauchbar werden lassen, ohne daß seine Tragfähigkeit verloren geht

Die Versagenswahrscheinlichkeit, die für den Bereich des Grundbaus nicht größer als $1 \cdot 10^{-4}$ sein soll, ergibt sich aus der Häufigkeitsverteilung der Einwirkungen S und der Widerstände R (Abb. 7.2). Die Versagenswahrscheinlichkeit ist durch die Überschneidung der Häufigkeitsverteilungen (schraffierte Fläche in Abb. 7.2) gekennzeichnet.

Abb. 7.2: Vergleich zwischen Einwirkungen und Widerständen



Nach dem probabilistischen Sicherheitskonzept werden die Bemessungswerte der Widerstände R_d denen der Einwirkungen S_d entgegengesetzt. Der Nachweis gilt als erbracht, wenn der Verhältniswert größer als 1 (Gl. 7.1) bzw. die Differenz größer als 0 ist.

$$\frac{\sum R_d}{\sum S_d} = 1/f > 1$$

Gl. 7.1

- R_d : Bemessungswert der Widerstände
- S_d : Bemessungswert der Einwirkungen
- f : Ausnutzungsgrad [-]

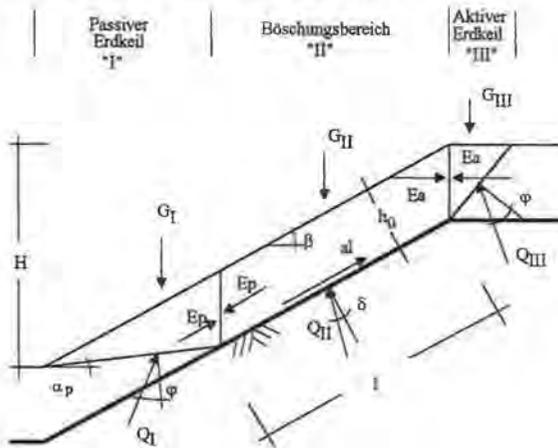
Der Bemessungswert wird durch Multiplikation (Einwirkung) bzw. Division (Widerstand) des charakteristischen Wertes mit dem Teilsicherheitsbeiwert ermittelt. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind abhängig von dem untersuchten Lastfall sowie dem Grenzzustand. Sie sind in DIN V 1054-100 (Tabelle 2 und 3) festgelegt. Der charakteristische Wert ist nach DIN V 1054-100 "auf der sicheren Seite vom Mittelwert der geotechnischen Größe zu wählen". Nach dem derzeitigen Stand des Eurocode 7 (1997) ist geplant, den charakteristischen Wert als 5%-Quantil der Versuchsergebnisse festzulegen. Dies führt jedoch, wie in Abschnitt 7.5 noch gezeigt werden wird, nicht immer zu den ungünstigsten Rechenannahmen.

Bei den Eingangswerten der im folgenden wiedergegebenen Nachweise handelt es sich immer um Bemessungswerte, wobei das Suffix "d", wie beispielsweise auch in DIN V 4084-100, zur Vereinfachung entfällt.

7.3 Standsicherheitsnachweise oberflächennaher Dichtungssysteme

Überwiegend werden Dichtungssysteme oberflächennah und parallel zur Böschung eingesetzt (z.B. Oberflächenabdeckungen von Deponien oder von Straßen in Wassergewinnungsgebieten). Der Standsicherheitsnachweis gegen Schubversagen in Kontaktflächen des Dichtungssystems oder darüber befindlicher Schichten wird in der Regel anhand von Mehrkörperbruchmechanismen nach Abb. 7.3 (z.B. Fillibeck & Floss, 1994, Koerner & Hwu, 1991; Druschel & Underwood, 1993; Bourdeau et al., 1993) erbracht. Meist wird das System in drei monolithische Bruchkörper aufgeteilt, einen Gleitkörper im Böschungsbereich, einen aktiven Erdkeil an der Böschungsschulter und einen stützenden Erdkeil am Böschungsfuß.

Abb. 7.3: Mehrkörperbruchmechanismus zur Ermittlung der Standsicherheit böschungspareller Dichtungssysteme (Fillibeck & Floss, 1994)



- $G_{I,II,III}$: Gewichtskraft der Bruchkörper
- E_a, E_p : Passive und aktive Erddruckkraft
- $Q_{I,II,III}$: Resultierende Kraft auf den Untergrund des jeweiligen Gleitkörpers
- a_l : Adhäsionskraft
- h_0 : Höhe der Überdeckung
- δ, φ : Bemessungswerte
- β : Böschungswinkel
- α_p : Neigung der Aufstandsfläche des passiven Erdkeils

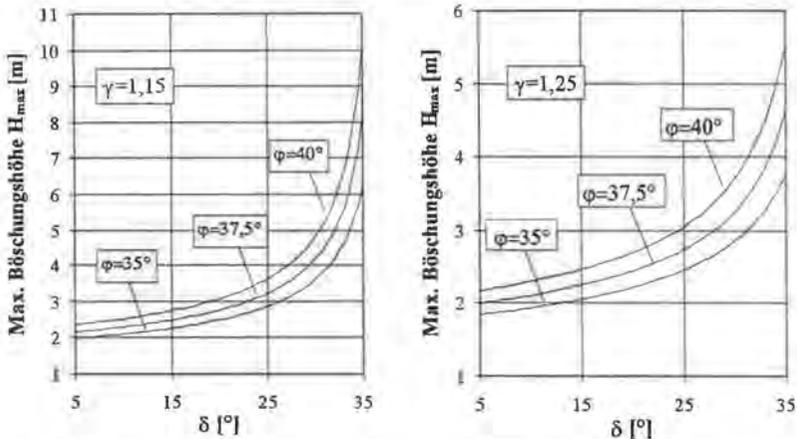
Die Annahme, daß die Neigung α_p der Aufstandsfläche des passiven Erdkeils horizontal verläuft (z. B. Koerner & Hwu, 1991; Druschel & Underwood, 1993), liegt bei steilen Böschungen und hohen Reibungswinkeln der Überschüttung φ auf der unsicheren Seite, da in diesem Fall dem passiven Erdkeil zu hohe Kräfte zugewiesen werden. Daher wurde von Fillibeck & Floss (1994) ein iteratives Berechnungsverfahren entwickelt, mit dem durch Variation des Winkels α_p (Abb. 7.3) diejenige Geometrie des Gleitkörpers ermittelt wird, bei der sich der geringste Ausnutzungsgrad ergibt. Bei Ansatz von Kohäsion in der Überdeckung können im Böschungsbereich auch weitere Gleitkeilgeometrien, beispielsweise mit gekrümmten Gleitflächen, maßgeblich sein.

Für die Anwendung von Kunststoffdichtungsbahnen bei Straßen in Wassergewinnungsgebieten wurden von Fillibeck & Floss (1994) basierend auf o.g. Berechnungsverfahren Diagramme erstellt, anhand derer für im Straßenbau übliche Böschungsgeometrien bei gegebenen Scherparametern φ und δ die für die erforderliche Standsicherheit η (globales Sicherheitskonzept) maximal mögliche Böschungshöhe H_{max} abgelesen werden kann. Für die Straßenführung auf einem Damm (Böschungsgeometrie nach Abb. 7.3) sind derartige Diagramme

unter Zugrundelegung des probabilistischen Sicherheitskonzeptes in Abb. 7.4 dargestellt, wobei sich in diesem Fall gegenüber dem globalen Sicherheitskonzept nur der Teilsicherheitsbeiwert, nicht aber das Berechnungsverfahren ändert. Den Diagrammen wurden folgende Annahmen zugrundegelegt:

- Die Überdeckung besitzt keine Kohäsion ($c=0$)
- Die Böschungsneigung beträgt wie im Straßenbau im allgemeinen üblich $h/b=1/1,5$
- Die Höhe der Überdeckung h_0 zum Schutz des Dichtungssystems beträgt 80cm
- Strömungs- und Zusatzkräfte (z.B. durch Befahren) bleiben aufgrund der hohen Böschungsneigung unberücksichtigt
- Untersucht wird der Grenzzustand 1C, wobei die Teilsicherheitsbeiwerte γ gemäß DIN V 1054-100 jeweils auf die Scherparameter bezogen sind

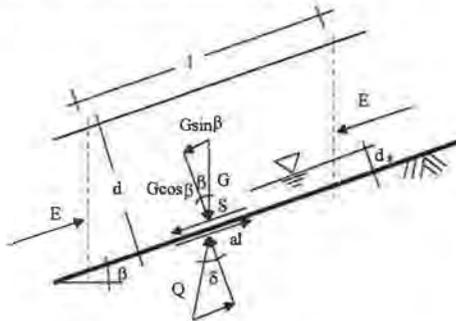
Abb. 7.4: Ermittlung der max. Böschungshöhe H_{max} bei Straßenführung auf einem Damm



Bezüglich der Herleitung dieser Diagramme sowie weiterer Diagramme für andere Böschungsgeometrien wird auf Fillibeck & Floss (1994) verwiesen.

Mit zunehmender Böschungslänge nimmt der Einfluß des stützenden Erdkeils ab. Daher kann für lange Böschungen die vereinfachende Annahme getroffen werden, daß die auf ein Element der Böschung wirkenden Erddruckkräfte gleich groß sind. Hierauf beruht der als "unendliche Gleitfuge" bezeichnete Nachweis (GDA-Empfehlungen, 1997). Betrachtet wird ein Einheitselement auf der maßgeblichen Kontaktfläche mit den Scherparametern a und δ (s. Abb. 7.5). Der Nachweis kann nach Gl. 7.2 geführt werden.

Abb. 7.5: Kräfteansatz beim Nachweis "unendliche Gleitfuge"



- | | | | |
|----|--|------------|----------------------|
| G | : Gewichtskraft des Gleitkörpers | γ_w | : Wichte des Wassers |
| S | : Strömungskraft $S = d_s l \gamma_w \sin \beta$ | d_s | : Aufstauhöhe |
| al | : Adhäsionskraft | | |
| Q | : Resultierende Kraft auf den Untergrund | | |

$$\frac{1}{f} = \frac{\sum R_d}{\sum S_d} = \frac{G \cos \beta \tan \delta + al}{G \sin \beta + S} \geq 1 \quad \text{Gl. 7.2}$$

Infolge eines Regenereignisses kann es zu einer Durchströmung des untersuchten Bodenelementes und somit zu einer hangabwärts gerichteten Strömungskraft S kommen. Zur Berechnung der Strömungskraft ist zunächst die Aufstauhöhe d_s zu ermitteln (GDA-Empfehlungen, 1997; Wunsch, 1996). Diese ist unter anderem abhängig von Stärke und Dauer des untersuchten Regenereignisses, der Böschungsgeometrie und der Durchlässigkeit sowie dem Porenanteil des durchströmten Bodenelementes. Der Einfluß der Strömungskraft bei langen Böschungen ist dann nicht vernachlässigbar, wenn sich über dem Bodenelement keine abdeckende Schicht (Bodenbewuchs) befindet, die das Eindringen von Regenwasser stark reduziert würde. Zusätzliche auf das Bodenelement wirkende Kräfte, wie z.B. Gewichts- und Bremskräfte beim Befahren der Böschung oder dynamische Beanspruchung bei der Verdichtung, sind gegebenenfalls gesondert zu berücksichtigen.

Ist die erforderliche Standsicherheit nicht gegeben, besteht die Möglichkeit, über das Dichtungssystem oberflächenparallel verlegte Bewehrungselemente wie z.B. Geogitter einzubauen, die die überschüssigen Hangabtriebskräfte aufnehmen und über die Böschungsschulter in einen Einbindegraben einleiten. Die bei Zugkraftaufnahme entstehenden Dehnungen im Bewehrungselement dürfen dabei nicht zu Schädigungen des Dichtungssystems führen. Zur Minimierung der auftretenden Verformungen ist es möglich, die Dehnung der Bewehrung zumindest teilweise durch Vorspannung vor Aufbringen der Überschüttung vorwegzunehmen, wie dies beispielsweise für die Erstellung eines mit Geogittern oberflächenparallel bewehrten Sportfeldes bereits ausgeführt wurde (Floss & Gold, 1996).

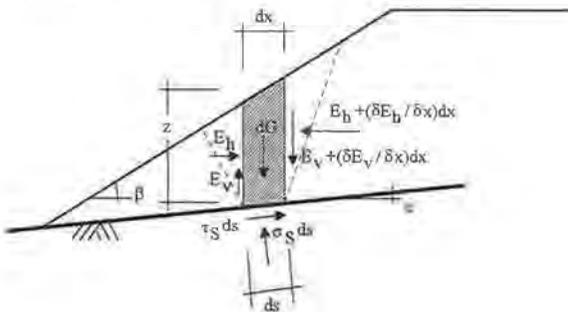
7.4 Spreizspannungsnachweise

7.4.1 Lokaler Spreizspannungsnachweis

Entlang der Aufstandsfläche haldenförmiger Schüttungen wirken Spreizspannungen, die zur Verbreiterung der Aufstandsfläche und im ungünstigsten Fall zum Ausfließen des Schüttkörpers führen können. Bei der Anwendung von Dichtungssystemen in derartigen Aufstandsflächen (z.B. bei Basisabdichtungen von Deponien) ist zu prüfen, ob die auftretenden Spreizspannungen über die Kontaktflächen standsicher in den Untergrund eingeleitet werden können. Entsprechend den Erfordernissen kann die Spreizspannungsaufnahme durch zwei Verfahren nachgewiesen werden. Wird das Dichtungssystem im Falle örtlicher Spreizspannungsüberschreitungen beeinträchtigt bzw. geschädigt, ist der lokale Spreizspannungsnachweis zu führen. Unabhängig vom lokalen Spreizspannungsnachweis ist durch den globalen Spreizspannungsnachweis immer zu untersuchen, ob infolge der Spreizspannungen die Gesamtstandsicherheit des Dichtungssystems gefährdet ist (s. Kap. 7.4.2).

Beim lokalen Spreizspannungsnachweis wird überprüft, ob die an jeder Stelle der Aufstandsfläche auftretenden Spreizspannungen lokal aufgenommen werden können. Die Ermittlung der Spreizspannungen kann basierend auf dem Verfahren von Rendulic (1938) erfolgen, welches von Schwarz (1963) auf Schüttungen mit geneigter Aufstandsfläche erweitert wurde. Die Gültigkeit dieses Berechnungsverfahrens wurde von Brendlin (1962) anhand numerischer Berechnungen überprüft. Betrachtet wird ein Element der Breite dx einer unter β geneigten Böschung (Abb. 7.6). Die einwirkenden Spannungen in der Kontaktfläche σ_s und τ_s lassen sich über das Kräftegleichgewicht ermitteln (Gl. 7.3 und 7.4).

Abb. 7.6: Lokaler Spreizspannungsnachweis (Schwarz, 1963)



$$\sigma_s = \left[\cos \varepsilon \left(\gamma z + \frac{\delta E_v}{\delta x} \right) - \sin \varepsilon \frac{\delta E_h}{\delta x} \right] \cos \varepsilon \quad \text{Gl. 7.3}$$

$$\tau_s = \left[\sin \varepsilon \left(\gamma z + \frac{\partial E_v}{\partial x} \right) + \cos \varepsilon \frac{\partial E_h}{\partial x} \right] \cos \varepsilon \quad \text{Gl. 7.4}$$

Die der auf die senkrechte Schnittfläche des Elementes wirkenden aktiven Erddruckkräfte können für den Fall, daß das Schüttmaterial kohäsionslos ist und die Böschungsneigung im Bereich der aktiven Erddruckkeile konstant verläuft, nach Rankine ermittelt werden (Gl. 7.5). Für den allgemeinen Fall eignen sich graphische Verfahren wie das Engesser-Verfahren oder rechnerische Verfahren, z.B. nach Minnich & Stöhr (1984). Eine exakte Lösung zur Bestimmung des aktiven Erddruckes einer unbegrenzten Böschung mit Kohäsion gibt Jelinek (1943) an. Er unterscheidet, ob die Böschungsneigung β größer, kleiner oder gleich dem Winkel der inneren Reibung φ des Schüttmaterials ist. Vergleichsberechnungen von Jungmanns (1969) ergaben gute Übereinstimmung des Verfahrens nach Jelinek mit dem Näherungsverfahren von Engesser, wenn mit gerissener Zugzone gerechnet wird. Schubert (1972) schränkt dagegen ein, daß aufgrund des großen Einflusses der Kohäsion bei geringen Böschungshöhen Näherungsverfahren nur eingesetzt werden sollten, wenn die Böschungshöhe mindestens die fünffache Rißtiefe beträgt.

$$E_a = \frac{\gamma z^2}{2} \left(\frac{\cos^2 \varphi}{\cos \beta \left[1 + \frac{1}{\cos \beta} \sqrt{\sin(\varphi + \beta) \sin(\varphi - \beta)} \right]^2} \right) \quad \text{Gl. 7.5}$$

Zur Ermittlung der Sohlspannungsverteilung wird die Böschung in einzelne kleine Elemente unterteilt und jeweils die vorhandenen Normal- und Schubspannungen σ_s und τ_s ermittelt. Der Nachweis der Spreizspannungsaufnahme wird für jedes Element nach Gl. 7.6 geführt.

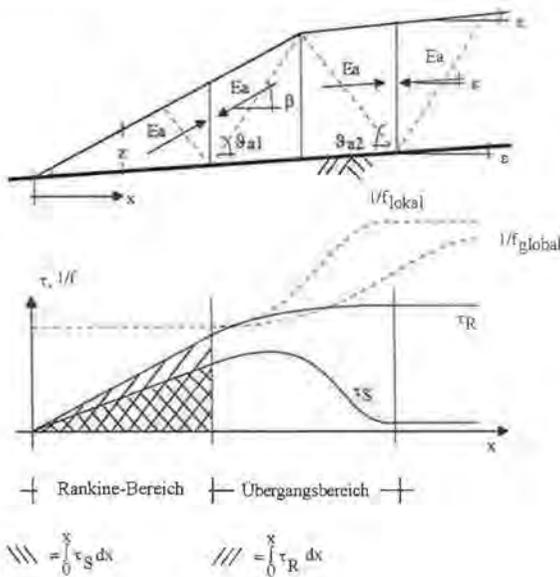
$$\frac{1}{f} = \frac{\tau_R}{\tau_S} = \frac{\sigma_S \tan \delta + a}{\tau_S} \geq 1 \quad \text{Gl. 7.6}$$

7.4.2 Globaler Spreizspannungsnachweis

Beim globalen Spreizspannungsnachweis wird das mögliche Abgleiten monolithischer Gleitkörper auf der maßgeblichen Kontaktfläche untersucht. Im Falle lokaler Spreizspannungsüberschreitungen wird hiermit die Möglichkeit der Spannungumlagerungen in Nachbarbereiche nachgewiesen. In Abb. 7.7 sind die auf einen derartigen Gleitkörper im Bereich des Böschungsfußes wirkenden Kräfte unter der Annahme dargestellt, daß das Schüttmaterial kohäsionslos ist ($c=0$). Der aktive Erddruck ist analog zum lokalen Spreizspannungsnachweis zu ermitteln.

Böschungsbereich die Neigung der Aufstandsfläche ε sowie die Böschungsneigung β konstant. Abb. 7.8 zeigt typische Verteilungen der einwirkenden und widerstehenden Spreizspannungen τ_s und τ_R sowie die sich daraus ergebenden Reziprokwerte der Ausnutzungsgrade für die lokalen und globalen Spreizspannungsnachweise $1/f_{\text{lokal}}$ und $1/f_{\text{global}}$. (Es wurden in den Diagrammen die Reziprokwerte der Ausnutzungsgrade dargestellt, da diese der jeweiligen Sicherheit η nach dem globalen Sicherheitskonzept entsprechen.) Im Rankine-Bereich ist der aktive Erddruck eine Funktion von z^2 (Gl. 7.5). Da zwischen z und x eine lineare Beziehung besteht (Gl. 7.8), sind die Komponenten $\delta E_v/\delta x$ und $\delta E_h/\delta x$ eine Funktion von x . Folglich nehmen die Spreizspannungen τ_R und τ_s (s. Gl. 7.4 und 7.9) im Rankine-Bereich mit x linear zu und das Verhältnis beider Werte, das nach Gl. 7.6 dem Wert $1/f_{\text{lokal}}$ entspricht, ist im Rankine-Bereich konstant. $1/f_{\text{global}}$ ergibt sich aus dem Verhältnis der Spreizspannungintegrale (Gl. 7.7), also der in Abb. 7.8 schraffiert dargestellten Flächen. $1/f_{\text{global}}$ ist somit im Rankine-Bereich ebenfalls konstant und entspricht zudem, sofern gleiche Teilsicherheitsbeiwerte zugrunde liegen, dem Wert $1/f_{\text{lokal}}$. Im Einflußbereich der Böschungsschulter, definiert durch die Gleitflächenneigungen ϑ_{a1} und ϑ_{a2} der Erddruckkeile die mit der Böschungsschulter abschließen, kann der Erddruck nicht mehr nach Rankine ermittelt werden. In diesem "Übergangsbereich" sinken die Komponenten $\delta E_v/\delta x$ und $\delta E_h/\delta x$ stetig bis auf 0 ab. Folglich nehmen $1/f_{\text{global}}$ und $1/f_{\text{lokal}}$ mit steigendem Abstand vom Rankine-Bereich zu. Unter den vorgenannten Annahmen ist es somit hinreichend, den lokalen oder globalen Nachweis an einer einzigen Stelle im Rankine-Bereich zu führen.

Abb. 7.8: Spreizspannungen im Böschungsbereich ($a=0$ und $c=0$)



Kann in der Aufstandsfläche keine Adhäsion angesetzt werden, sind die Werte $1/f_{\text{lokal}}$ und $1/f_{\text{global}}$ im Rankine-Bereich I und II konstant. Analog zu Fall I ist es wieder hinreichend, an einer einzigen Stelle im Rankine-Bereich I den lokalen bzw. globalen Spreizspannungsnachweis zu führen.

7.5 Anmerkungen zu den Standsicherheitsnachweisen

Die hier vorgestellten Spreizspannungsnachweise basieren auf Berechnungen anhand der klassischen Erddrucktheorie und setzen den aktiven Grenzzustand der Böschung oberhalb der maßgeblichen Kontaktfläche voraus. Zum Erreichen des aktiven Grenzzustandes der Böschung sind Verformungen in der Böschung erforderlich, die auch in das Dichtungssystem übertragen werden können. Dies führt im ungünstigsten Fall dazu, daß die maximale Scherfestigkeit in der maßgeblichen Kontaktfläche bereits vor Erreichen des aktiven Grenzzustandes überschritten wird. Daher sollten auf der sicheren Seite liegend für Spreizspannungsnachweise Scherfestigkeiten nach längeren Scherwegen bzw. Restscherfestigkeiten verwendet werden. Die Scherparameter für das Dichtungssystem können unter Berücksichtigung der in den vorigen Abschnitten genannten Versuchsrandbedingungen im 30x30-SG ermittelt werden. Es sind jedoch auch Kreisringscherversuche bzw. Wiener-Routine-Versuche möglich. Die auftretenden Verformungen können grob nach einem Berechnungsvorschlag von Kockel (1992) abgeschätzt werden.

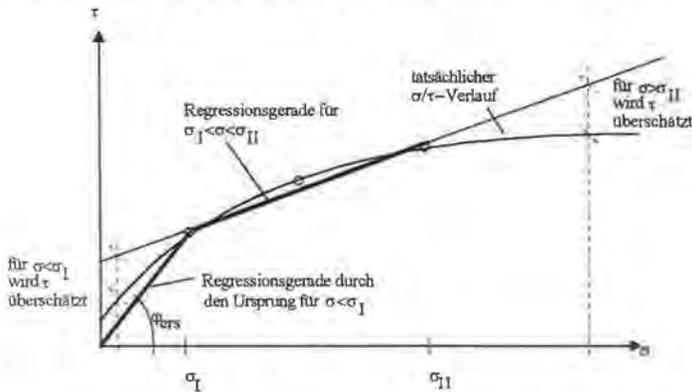
Weiterhin ist mit dem Spreizspannungsnachweis auch der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) verbunden, wobei zu berücksichtigen ist, daß die KDB als Dichtungselement keine Zugkräfte infolge Spreizspannung erhalten soll. (Nach BAM (1995) müssen die langfristig zulässigen Dehnungen von drei Prozent für Setzungen im Untergrund und für unvermeidbare Belastungen beim Einbau reserviert bleiben.) Diese Bedingung ist erfüllt, wenn sich die maßgebliche Kontaktfläche mit der geringsten Scherkraftübertragung immer über der KDB befindet. Ist dies nicht der Fall, muß durch genauere Untersuchungen unter Berücksichtigung des Scherspannungs-Verformungs-Verhaltens der Kontaktflächen geklärt werden, ob sich infolge von Spreizspannungen auch Zugspannungen in der KDB einstellen können.

Neben den klassischen Berechnungsverfahren können zur Spreizspannungsermittlung prinzipiell auch numerische Berechnungsmethoden eingesetzt werden (z.B. FEM), mit denen auch Aussagen über sich einstellende Verformungen möglich sind. Die wirklichkeitsnahe Modellierung ist jedoch aufgrund der bei mehrschichtigen Dichtungssystemen stark unterschiedlichen Kraft-Verformungs-Beziehungen und Steifigkeiten der einzelnen Schichten und Schichtgrenzen ohne vorherige Messungen in der Regel nicht möglich. Daher eignen sich nach derzeitigem Stand numerische Berechnungsverfahren insbesondere dann, wenn während des Baufortschrittes durch Messungen die Eingangswerte im Sinne einer Kalibrierung verifiziert werden können.

Häufig ist beim Spreizspannungsnachweis die Kontaktfläche zwischen KDB und bindigem Boden maßgeblich. Diese Kontaktfläche weist jedoch, sofern teilgesättigte Zustände angesetzt werden, einen deutlich gekrümmten σ/τ -Verlauf auf (Abschnitt 5). Die aus den Scherversuchen ermittelten Scherparameter sind daher lediglich für den untersuchten Normalspannungsbereich gültig (z.B. $\sigma_1 < \sigma < \sigma_{II}$ nach Abb. 7.11), da sonst die Scherfestigkeit überschätzt wird (für $\sigma < \sigma_1$, bzw. $\sigma > \sigma_{II}$ nach Abb. 7.11). Wurden Scherversuche abweichend hiervon unter höheren Normalspannungen durchgeführt, könnte näherungsweise auf der sicheren Seite liegend der Ersatzreibungswinkel (Neigungswinkel der Regressionsgeraden, die durch den Koordinatenursprung verläuft) für die Standsicherheitsberechnungen angesetzt werden.

Unter hohen Normalspannungen besitzt die Kontaktfläche zwar einen hohen Adhäsionsanteil, jedoch nur einen geringen Reibungsanteil. Eine pauschale Vernachlässigung der Adhäsion bei Standsicherheitsberechnungen, wie sie gelegentlich gefordert wird, ist daher allenfalls unter geringen Normalspannungen sinnvoll.

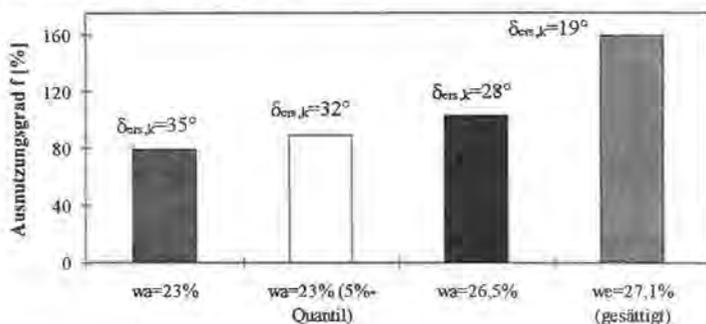
Abb. 7.11: Ermittlung der Scherparameter bei convex gekrümmtem σ/τ -Verlauf



Der Grundgedanke des probabilistischen Sicherheitskonzeptes ist, daß die Grenzzustände IA-C und 2 nach DIN V 1054-100 mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden können. Da die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN V 1054-100 festgelegt sind, kann die fallweise Berücksichtigung der Versagenswahrscheinlichkeit lediglich durch die Wahl der charakteristischen Kenngrößen erfolgen. Eine genaue Quantifizierung der Versagenswahrscheinlichkeit ist jedoch gerade im Grundbau nur schwer durchführbar, da einerseits der gewachsene Baugrund meist sehr inhomogen ist und nur punktweise aufgeschlossen werden kann. Andererseits können, wie anhand des folgenden Beispielen gezeigt werden soll, selbst bei künstlich hergestellten Bodenschichten geringe Veränderungen der Einbaueigenschaften deutliche Veränderungen der charakteristischen Kennwerte bewirken:

Beispielhaft wird der Einfluß des Einbauwassergehaltes der mineralischen Dichtung auf den Ausnutzungsgrad beim Nachweis "Unendliche Gleitfuge" (GZ 1C, Lastfall 1) zwischen mineralischer Dichtung (hier: Ton 11A) und KDB (hier: KDB sandrauh) dargestellt (Abb. 7.5 und Gl. 7.2). Kohäsions-, Adhäsions- und Strömungskräfte bleiben unberücksichtigt. Es wird von einer Böschungsneigung $h/b=1/1,8$ ausgegangen. Als charakteristische Scherparameter werden die sich aus den Scherversuchen bei $\sigma=100\text{kN/m}^2$ ergebenden Ersatzreibungswinkel $\delta_{\text{ers},k}$ bei $w_a=23\%$ bzw. $26,5\%$ im teilgesättigten Zustand sowie im gesättigten Zustand ($w_e=27,1\%$) zugrundegelegt. Zusätzlich wird der 5%-Quantilwert des Ersatzreibungswinkels bei $w_a=23\%$ unter Berücksichtigung einer Häufigkeitsverteilung gemäß den Wiederholversuchen unter $\sigma=50\text{kN/m}^2$ in die Berechnung einbezogen. In Abb. 7.12 sind die ermittelten charakteristischen Kontaktreibungswinkel sowie die sich aus dem Nachweis ergebenden Ausnutzungsgrade dargestellt.

7.12: Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit vom charakteristischen Ersatzreibungswinkel



Da die Streuungen aus den Wiederholversuchen gering sind (Abschnitt 5.4.4), ändert sich bei Ansatz des 5%-Quantils als charakteristischen Wert statt des Versuchswertes ($w_a=23\%$) der Ausnutzungsgrad nicht wesentlich. Bei einer Wassergehaltsänderung um nur 3,5% ($w_a=26,5\%$), die im Zuge der Baumaßnahme oberflächlich mit relativ hoher Wahrscheinlichkeit auftreten kann, wird der Ausnutzungsgrad gegenüber den beiden vorgenannten Ansätzen bereits deutlich überschritten. Werden gar wassergesättigte Zustände angenommen, verdoppelt sich der Ausnutzungsgrad gegenüber der ersten Annahme und der Standsicherheitsnachweis kann nicht mehr erbracht werden.

Dieses einfache Beispiel zeigt, daß der Standsicherheitsnachweis oberflächennaher Dichtungssysteme hinsichtlich Wassergehaltsänderungen bindiger Dichtungsschichten als besonders empfindlich einzustufen ist. Dies muß bei der Wahl der charakteristischen Werte in besonderem Maße berücksichtigt werden. Die sich aus Wiederholversuchen ergebenden Streuungen treten dabei in den Hintergrund. Eine der wichtigsten Aufgaben bei der Bemessung wird es weiterhin sein, derartige kritische Parameter zu erkennen und zu werten. Eine quantitative Beurteilung der Versagenswahrscheinlichkeit, wie sie nach dem probabilistischen Sicherheitskonzept gefordert ist, wird dabei in der Regel jedoch nicht möglich sein. So

gesehen kann das probabilistische Sicherheitskonzept als ein gegenüber dem globalen Sicherheitskonzept modifiziertes Verfahren bewertet werden, das in seiner jetzigen Form bei der hier untersuchten Fragestellung keine entscheidenden Verbesserungen enthält.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Der Einsatz mehrschichtiger Dichtungssysteme in der Böschung bedingt den Nachweis, daß die auftretenden hangparallelen Scherspannungen in den Kontaktflächen aufgenommen und in den Untergrund eingeleitet werden können. Die Grundlage dieses Nachweises bilden Scherversuche, mit denen die in den Kontaktflächen übertragbaren Scherspannungen ermittelt werden. Im Rahmen vorliegender Arbeit wurde das Scherverhalten zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden und zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und Geotextilien unter verschiedenen, praxisrelevanten Versuchsrandbedingungen untersucht. Da, wie sich herausstellte, das Scherverhalten zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden entscheidend von den Eigenschaften des bindigen Bodens geprägt ist, wurden Scherfestigkeitsuntersuchungen an bindigen Böden vorangestellt.

Als Dichtungsmaterialien eingesetzte bindige Böden werden teilgesättigt mit hoher Verdichtungsarbeit bei einem Wassergehalt über dem optimalen Wassergehalt eingebaut. Im teilgesättigten Zustand wirkt die Matrixspannung ($u_s - u_w$) erhöhend auf die Scherfestigkeit. Dies konnte anhand von Triaxialversuchen quantifiziert werden. Die Scherfestigkeit des überkonsolidierten, teilgesättigten Bodens ließ sich nach der erweiterten Mohr-Coulombschen Grenzbedingung mit den Scherparametern des gesättigten Bodens c' und φ' sowie dem Matrixreibungswinkel φ^b in dem durch die Koordinatenachsen ($(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_s$), $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ und ($u_s - u_w$) aufgespannten Spannungsraum beschreiben. Die Untersuchungen zeigten, daß auch bei teilgesättigten Böden zwischen über- und normalkonsolidierten Zuständen unterschieden werden muß. Deshalb wurden zur Beschreibung teilgesättigter normalkonsolidierter Böden die Scherparameter φ_s^b und φ_n^b eingeführt. Mit steigendem Einbauwassergehalt und steigender mittlerer Hauptspannung nimmt die Matrixspannung und somit auch der durch sie induzierte Anteil an der Scherfestigkeit ab. Anhand der durchgeführten Untersuchungen wurden qualitativ die Veränderungen der geomechanischen Eigenschaften teilgesättigter Böden bei der Verdichtung, Konsolidation und Scherung beschrieben, wobei insbesondere der Einfluß der Aggregatstruktur künstlich verdichteter bindiger Böden herausgestellt wurde.

Im Mittelpunkt der Untersuchungen zum Scherverhalten zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden stand die Frage, welche Unterschiede hinsichtlich der Schereigenschaften zwischen drainierten und undrainierten Versuchen sowie zwischen Versuchen mit gesättigtem und teilgesättigtem bindigem Boden bestehen. Es wurden drei bindige Böden und 4 Kunststoffdichtungsbahnen in die Untersuchungen einbezogen. Die Versuche mit teilgesättigten bindigen Böden zeigten ein deutlich nichtlineares σ/τ -Verhalten, wobei in Abhängigkeit von der Normalspannung zwischen drei Bereichen differenziert wurde, innerhalb derer die Scherparameter als konstant angenähert werden konnten:

- Beim teilgesättigten Versuch unter geringen Normalspannungen (Bereich I) kann die infolge der Matrixspannung hohe Festigkeit des bindigen Bodens nicht auf die Kunststoffdichtungsbahn übertragen werden, da sich kein inniger Verbund in der Kontaktfläche einstellt. Es können sich in der Kontaktfläche keine Porenwasserüberdrücke ausbilden

und es bestehen keine signifikanten Unterschiede zwischen dränierten und undränierten Versuchen sowie zwischen Versuchen bei unterschiedlicher Schergeschwindigkeit. Das Scherverhalten entspricht dem eines Reibungsbodens (geringe Adhäsion und hoher Kontaktreibungswinkel). Der Kontaktreibungswinkel ist gegenüber gesättigten Versuchen deutlich erhöht. Mit steigender Normalspannung verbessert sich der Verbund in der Kontaktfläche.

- Bereich II ist durch einen innigen Verbund zwischen teilgesättigtem Boden und KDB gekennzeichnet. Die Kontaktfläche weist nunmehr qualitativ die Schereigenschaften des teilgesättigten bindigen Bodens auf (geringer Kontaktreibungswinkel und hohe Adhäsion). Mit steigender Normalspannung treten immer höhere Unterschiede zwischen undrännierter und drännierter Scherfestigkeit auf, während sich die Scherfestigkeiten zwischen teilgesättigten und gesättigten Versuchen einander annähern.
- Eine weitere Erhöhung der Normalspannung führt schließlich zu einem gänzlichen Abbau der Matrixspannung, so daß der beim Einbau teilgesättigte Boden nach der Konsolidation weitgehend gesättigt vorliegt (Bereich III). Die Scherfestigkeit entspricht dann der des gesättigten Versuches. Undrännierte Versuche weisen einen durch die undrännierte Adhäsion charakterisierten, horizontalen σ/τ -Verlauf auf.

Die Spannungsgrenzen dieser drei Bereiche sind vom Einbauwassergehalt abhängig. Bezüglich gesättigten und teilgesättigten Versuchen ist besonders hervorzuheben, daß aufgrund der Matrixspannung des bindigen Bodens die Scherfestigkeit bei teilgesättigten Versuchen gegenüber gesättigten Versuchen in Bereich I und II zwar deutlich erhöht ist, daß jedoch bei teilgesättigten Versuchen bereits geringe Wassergehaltsänderungen eine hohe Reduzierung der Matrixspannung und somit der Scherfestigkeit in der Kontaktfläche bewirken können. Dies ist bei der Versuchsdurchführung zu berücksichtigen. Anhand der durchgeführten Untersuchungen ließen sich die teils widersprüchlichen Ergebnisse aus der Literatur zum Einfluß verschiedener Versuchsrandbedingungen auf das Scherverhalten zwischen Kunststoffdichtungsbahnen und bindigen Böden klären.

Weiterhin wurde das Langzeitscherverhalten zwischen Geotextilien und Kunststoffdichtungsbahnen unter konstanter Scherbeanspruchung untersucht. Die Versuche erfolgten zwischen zwei Kunststoffdichtungsbahnen und zwei mechanisch verfestigten Geotextilien. Die Ergebnisse zeigten, daß selbst unter hohem Ausnutzungsgrad die Kriechverformungen mit der Zeit stark abklingen. Die rechnerisch ermittelten Grenzscherwege entsprachen bei einem Ausnutzungsgrad $D=90\%$ etwa denen der weggesteuerten Scherversuche. Die Scherfestigkeiten nahmen nach Beendigung der Kriechversuche im Vergleich zu den weggesteuerten Kurzzeitversuchen noch zu. Dies wurde durch den Abbau von Spannungsspitzen im Geotextil (Spannungsumlagerungen) erklärt. Somit kann der in der Praxis zumeist angewandte, weggesteuerte Kurzzeitversuch unter den hier untersuchten Einbaubedingungen als auf der sicheren Seite liegend betrachtet werden.

Zu den untersuchten Scherflächen wurden den verschiedenen Anwendungs- und Lastfällen angepaßte Versuchsdurchführungen beschrieben. Die sich aus den Versuchen ergebenden Scherparameter bilden die Eingangswerte für die abschließend behandelten, bei

mehrschichtigen Dichtungssystemen relevanten Standsicherheitsnachweise. Diesen Nachweisen wurde das probabilistische Standsicherheitskonzept zugrundegelegt. Bezüglich der Aufnahme lokaler und globaler Spreizspannungen wurden vereinfachende Nachweisführungen für verschiedene, in der Praxis häufig auftretende Fälle beschrieben.

Im Rahmen vorliegender Arbeit konnte ein deutlicher Einfluß der Aggregatstruktur des teilgesättigten bindigen Bodens auf dessen geomechanische Eigenschaften in allgemeiner Form beschrieben werden. Um diesen Einfluß auch quantifizieren zu können, sind weitere Untersuchungen bei unterschiedlichen Aggregatstrukturen, Einbauwassergehalten und Verdichtungsgraden erforderlich. Derartige Untersuchungen sind von grundlegendem bodenmechanischem Interesse, da die vereinfachende Annahme gesättigter Verhältnisse in der Natur häufig nicht zutrifft.

Schrifttum

- Barbey, H.-P.; 1993: Reibungsverhalten von Dichtungsbahnen mit unterschiedlichen Oberflächenstrukturierungen. 3. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", Geotechnik Sonderheft, S. 56-61
- Baumgartl, T.; 1991: Spannungsverteilung in unterschiedlich texturierten Böden und ihre Bedeutung für die Bodenstabilität. Institut für Pflanzenernährung und Bodenkunde, Universität Kiel, Schriftenreihe Nr. 12
- Bear, J.; Verruijt, A.; 1987: Modelling groundwater flow and pollution. Reidel, Dordrecht
- Behrens, W.; Felser, J.; 1995: Die Kunststoffdichtungsbahn- zusätzliches oder überflüssiges Element des Oberflächenabdichtungssystems einer Deponie, Geotechnik 2, S. 77-83
- Bemben, S. M.; Schulze, D. A.; 1995: The Influence of Testing Procedures On Clay/Geomembrane Shear Strength Measurements. Geosynthetics Conference Nashville Tennessee, S.1043-1056
- Bishop, A. W.; Alpan, I.; Blight, G. E.; Donald, I. B.; 1960: Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. Research conference on shear strength of cohesive soils, American society of civil engineers, S. 503-532
- Bishop, A. W.; 1955: The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Geotechnique 5, S. 7-17
- Bjerrum, L.; 1954: Theoretical and experimental investigations on the shear strength of soils. Norges Geotekniske Institutt, Bull. No. 5, Oslo
- Blümel, W.; Brummermann, K.; 1996: Standsicherheit von Dichtungssystemen - Theoretische und experimentelle Untersuchungen. 12. Fachtagung "Die sichere Deponie", Süddeutsches Kunststoffzentrum, Würzburg, S. G1-G28
- Bourdeau, P.L.; Ludlow, S. J.; Simpson, B. E.; 1993: Stability of Soil-Covered Geosynthetic-Lined Slopes: A Parametric Study. Geosynthetics '93 Convergence, Vancouver, Canada, S. 1511-1521
- Brackley, I. J. A.; 1975: A Model of Unsaturated Clay Structure and its Application to Swell Behaviour. 6th African. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, Balkema-Verlag, Rotterdam, S. 71-79
- Braja, M. D.; 1983: Advanced soil mechanics. Hemisphere Publishing Corporation, Washington
- Brauns, J.; 1980: Spreizsicherheit von Böschungen auf geneigtem Gelände. Der Bauingenieur 55 Springer-Verlag, S. 433-436
- Brendlin, H.; 1962: Die Spannungsverteilung in der Sohlfuge von Dämmen und Böschungen. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau, TH Karlsruhe, Heft 10
- Carey, P. J.; Swyka, M. A.; 1991: Design and Placement Considerations for Clay and Composite Clay/ Geomembrane Landfill Final Covers. Geotextiles and Geomembranes, No 10, S. 515-522

- Druschel, S. J.; Underwood, E. R.; 1993: Design of Lining and Cover System Sideslopes. Geosynthetics '93 Conference, Vancouver, Canada, S. 1341-1355
- Escario, V.; Saez, J.; 1986: The Shear Strength of Partly Saturated Soils. Geotechnique, Vol. 36, No. 3, S. 453-456
- Fillibeck, J.; Floss, R.; 1995: Systemvergleich Scherkasten - Schiefe Ebene. Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben "Standicherheit von Dichtungssystemen mit Kunststoffdichtungsbahnen in der Böschung". Unveröffentlicht
- Fillibeck, J.; Floss, R.; 1994: Untersuchungen zur Eignung von Kunststoffdichtungsbahnen für die Anwendung als Abdichtungsmaterial bei Straßen in Wassergewinnungsgebieten. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 682
- Fillibeck, J.; Heyer, D.; Bestimmung der Scherparameter zwischen mineralischer Abdichtung und Kunststoffdichtungsbahn, Süddeutsches Kunststoffzentrum, 11. Fachtagung "Die sichere Deponie", S. 335-359
- Fishman, K. L.; Pal, S.; 1994: Further Study of Geomembrane/Cohesive Soil Interface Shear Behavior. Geotextiles and Geomembranes No. 13, S. 571-590
- Floss, R.; 1968: Anwendung eines Isotopenmeßverfahrens zur Untersuchung der kapillaren Wasserbewegung in sandig kiesigen Böden. Straße und Autobahn, Heft 7, S. 229-233
- Floss, R.; Gold, G.; 1996: Vorgespannte Geokunststoff-Bewehrungen für Boden-Tragsysteme. Vorträge der Baugrundtagung der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Berlin, S. 495-504
- Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R.; Widger, R. A.; 1978: The Shear Strength of Unsaturated Soils. Canadian Geotechnical Journal, No. 15, S. 313-321
- Fredlund, D. G.; Rahardjo, H.; 1993: Soil mechanics for unsaturated soils. Verlag John Wiley and Sons, Inc., First Edition
- Gan, K. J.; Fredlund, D. G.; 1988: Multistage Direct Shear Testing of Unsaturated Soils. Geotechnical testing journal, Vol. 11, No. 2, S. 132-138
- Giroud, J. P.; Darrasse, J.; Bachus, R. C.; 1993: Hyperbolic Expression for Soil-Geosynthetic or Geosynthetic-Geosynthetic Interface Shear Strength. Geotextiles and Geomembranes Nr. 12, S. 275-285
- Gudehus, G.; 1996: Alte und neue Bodenmechanik. Geotechnik 19, Nr. 4, S.252-259
- Hartge, K. H.; Horn, R.; 1991: Einführung in die Bodenphysik. Ferdinand Enke Verlag, 2. Auflage, Stuttgart
- Hilf, J. W.; 1956: An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils. Phil.D. dissertation Tech. Memo. No. 654, U. S. Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Div., Denver, CO, S. 654ff. Zitiert aus Fredlund & Rahardjo (1993)
- Ingold, T. S.; 1990: Friction Testing. Aus: Geomembranes, Identification and Performance Testing. Report of Technical Committee 103-MGH Mechanical and Hydraulic Testing of Geomembranes RILEM, University Press, Cambridge, Great Britain
- Jelinek, R.; Maini, K.; 1977: Zusammenhang zwischen der spezifischen Verdichtungsarbeit und der Scherfestigkeit eines Bodens. Verein Deutscher Ingenieure, VDI-Verlag GmbH Düsseldorf, Reihe 4, Nr. 35

- Jelinek, R.; 1943: Grenzzustände des Gleichgewichtes und der Gleitlinienfelder in einer kohärenten, mit innerer Reibung ausgestatteten schweren Masse, die den Raum unterhalb einer unbegrenzten Böschung ausfüllt. TH Wien
- Junghanns, H.; 1969: Die Anwendung des Verfahrens von Engesser bei der Erddruckberechnung in kohärenten Böden. Bergbautechnik, Heft 6, S. 412-416
- Kockel, R.; 1992: Schubbeanspruchungen im Basisabdichtungssystem von Haldendeponien. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 20, S. 341-353
- Koerner, R. M.; Hwu, B. L.; 1991: Stability and Tension Considerations Regarding Cover Soils on Geomembrane Lined Slopes. Geotextiles and Geomembranes, No 10, S. 335-355
- Kool, J. B.; Parker, J. C.; 1987: Development and evaluation of closed-form expressions for hysteretic soil hydraulic properties, Water Resources Research, Vol. 23 No.1
- Koutsourais, M. M.; Sprague, C. J.; Pucetas, R. C.; 1991: Interfacial Friction Study of Cap Liner Components for Landfill Design. Geotextiles and Geomembranes, No.10, S. 531-548
- Kruse, T.; 1989: Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 29
- Kuntze, W.; Warmbold, U.; 1994: Sicherung böschungsnaher setzungsfließgefährdeter Kippenbereiche an Tagebau-Restseen. Vorträge der Baugrundtagung, Köln, S. 331-348
- Lambe, T. W.; 1960: A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, S. 555-580
- Lambe, T. W.; 1958: The Engineering Behaviour of Compacted Clay. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 84, Paper No. 1655, S. 1-35. Zitiert aus Fredlund & Rahardjo (1993)
- Maini, K. S.; 1971: Einfluß der Endflächenreibung und der Verformungsgeschwindigkeit auf die Ergebnisse des Triaxialversuches bei verdichteten Böden. Veröffentlichung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU München
- Matichard, Y.; Delmas, PH.; Soyez, B.; Girard, H.; Mathieu, M.; 1991: Stability of Lining Systems on Slopes. 3. Int. Landfill Symposium, Sardinia, S. 709-717
- Mahalinga-Iyer, U.; Williams, D. J.; 1995: Unsaturated Strength Behaviour of Compacted Lateritic soils. Geotechnique, Vol. 45, No. 2, S. 317-320
- Minnich, H.; Stöhr, G.; 1981: Analytische Lösung des zeichnerischen Culmann-Verfahrens zur Ermittlung des passiven Erddruckes. Die Bautechnik 6, S. 197-202
- Mitchell, J. K.; Seed, R. B.; Seed, H. B.; 1990: Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure. Liner System Properties. Journal of Geotechnical Engineering Division No. 4, S. 647-690
- Mitchell, J. K.; 1993: Fundamentals of soil behaviour. University of California, Berkeley. John Wiley & Sons Inc., Second Edition
- Müller, W.; 1996: Scherverhalten zwischen Kunststoffdichtungsbahn und Boden. Geotechnik, Nr. 19, S. 35-42

- Pasqualini, E.; Roccatò, M.; Sani, D.; 1993: Shear Resistance at the Interfaces of Composite Liners. Fourth International Landfill Symposium, Sardinia, S. 1457-1471
- Pietruszczak, S.; Pande, G. N.; 1996: Constitutive Relations for Partially Saturated Soils containing Gas Inclusions. Journal of Geotechnical Engineering Vol. 122, No.1, S. 50-60
- Plehm, H.; 1973: Beitrag zur Frage des Einflusses der Verdichtung auf Berechnungswerte von bindigen und schluffigen Erdstoffen. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Heft 31, Berlin
- Prüfbericht Projekt.Nr. 8975/104; 1992: Prüfbericht des Prüfauftrages für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München. Untersuchungen des Tons 11 Hambach zur Eignung als Abdichtungsmaterial bei Deponien, unveröffentlicht
- Reiner, M.; 1968: Rheologie in elementarer Darstellung. Carl Hanser Verlag, München
- Rendulic, L.; 1938: Der Erddruck im Straßenbau und Brückenbau. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen. Band 10, Berlin
- Rodebush, W. H.; Buswell, A. M.; 1958: Properties of Water Substances. Highway Res. Board Special Report No. 40, 1958. Zitiert aus Fredlund & Rahardjo (1993)
- Saathoff, F.; 1991: Geokunststoffe in Dichtungssystemen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover. Heft 72
- Scheffer, O.; Schachtschabel, P.; 1989: Lehrbuch der Bodenkunde. Ferdinand Enke Verlag, 12. Auflage, Stuttgart
- Schröder, H. P.; Düllmann, H.; 1994: Eignung von Tonen aus Braunkohletagebauen als Deponie-barrierematerial. TIS Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau, Heft 4, S. 37-40
- Schubert, K.; 1972: Böschungen - Halden - Kippen. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1972
- Schultze, E.; Muhs, H.; 1967: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Springer-Verlag
- Schwarz, E.; 1963: Die Ermittlung der Spreizspannungen unter Dämmen mit geneigter Unterlage. Die Bautechnik, Heft 6, S. 206-208
- Scott, R. F.; 1963: Principles of Soil Mechanics. Addison-Wesley Publishing Company, Inc
- Seed, H. B.; Mitchell, J. K.; Chan, C. K.; 1960: The Strength of Compacted Cohesive Soils. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, S.877-964
- Sharma, H. D.; Hulings, D. E.; 1993: Direct Shear Testing for HDPE / Amended Soil Composites. Geosynthetics '93 Conference Vancouver, Canada, S. 1469-1472
- Singh, A.; Mitchell, J. K.; 1969: General Stress-Strain-Time Function for Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, S. 21-46
- Smolczyk, H. U.; 1967: Zum bodenmechanischen Begriff der Kohäsion. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 35, S. 57-86
- Steffen, H.; Sobulewski, J.; 1993: Standsicherheitsberechnungen im Deponiebau. 3. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", Geotechnik, Sonderheft, S. 48-55

- Swan, R. H., Bonaparte, R.; Bachus, R. C., Rivette, C. A. Skipula, D. R.; 1991: Effect of Soil Compaction Conditions on Geomembrane- Soil Interface Strength. *Geotextiles and Geomembranes* No. 10, S. 523-529
- Stark, T. D.; Williamson, T. A.; Eid, H. T.; 1996: HDPE Geomembrane/Geotextile Interface Shear Strength. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No.3, S.197-203
- Takasumi, L. D.; Green, K. R.; Holtz, R. D.; 1991: Soil- Geosynthetics Interface Strength Characteristics. *Geosynthetics '91 Conference Atlanta, USA*, S. 87-100
- Teublitz Dichtungston GmbH: Produktinformation zu Teublitz Dichtungstonen
- Toll, D. G.; 1990: A Framework for Unsaturated Soil Behaviour. *Geotechnique*, Vol. 40, No.1, S. 31-44
- Williams, N. D.; Houlihan, M. F.; 1987: Evaluation of Interface Friction Properties Between Geosynthetics and Soils. *Geosynthetic '87 Conference, New Orleans, USA*, S. 616-627
- Wunsch, R.; 1996: Bestimmung der Abflußhöhe in offenliegenden Dränschichten über Deponiedichtungen. *Bautechnik* 73, Heft 5, S. 309-311
- Yegian, M. K.; Lahaf, A. M.; 1992: Dynamic Interface Shear Strength Properties of Geomembranes and Geotextiles. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No.5, S. 760-779

Normen, Richtlinien und Merkblätter

- ASTM D3080-90: Standard Test Method for Determining the coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method
- ASTM D5321- 92: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions
- BAM; 1995: Anforderungen an die Schutzschicht für die Dichtungsbahnen in der Kombinationsabdichtung, Zulassungsrichtlinie für Schutzschichten. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, 1995
- DIN 4022-1; 1987: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels
- DIN 18121-1; 1976: Wassergehalt; Bestimmung durch Ofentrocknung
- DIN 18122-1; 1976: Zustandsgrenzen; Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze
- DIN 18123; 1996: Bestimmung der Korngrößenverteilung
- DIN 18124; 1989: Bestimmung der Korndichte
- DIN 18125-1; 1986: Bestimmung der Dichte des Bodens
- DIN 18127; 1993: Proctorversuch
- DIN 18128; 1990: Bestimmung des Glühverlustes
- DIN 18129; 1996: Kalkgehaltsbestimmung
- DIN 18137-1; 1990: Bestimmung der Scherfestigkeit. Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen
- DIN 18137-2; 1990: Bestimmung der Scherfestigkeit. Triaxialversuch
- DIN EN 964 T1-2; 1993: Geotextilien und geotextilverwandte Produkte; Bestimmung der Dicke unter festgelegten Drücken

- DIN EN 965; 1993: Geotextilien und geotextilverwandte Produkte; Bestimmung des Flächengewichtes
- DIN V 1054-100; 1996: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; Beschreibung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten
- DIN V 4084-100; 1996: Böschungs- und Geländebruchberechnungen; Beschreibung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten
- EAU; 1996: Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Verlag Ernst & Sohn, 7. Auflage, Berlin.
- EC 7; 1997: V ENV 1997-1; Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
- GDA-Empfehlungen; 1997: Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT). Verlag Ernst und Sohn, 3. Auflage
- Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten (RiStWag). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 1982
- TA Abfall; 1991: Abfall- und Reststoffüberwachungsverordnung. Deutscher Gemeindeverlag W. Kohlhammer, 2. Auflage
- TA Siedlungsabfall, 1993: Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen. Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz

Verzeichnis der Abkürzungen

α	: Randwinkel zwischen der Flüssigkeit und einer Kapillarröhre
α_p	: Neigung der Aufstandsfläche des passiven Erdkeils
β	: Böschungsneigung
χ	: Parameter des teilgesättigten Bodens ("chi")
δ	: Kontaktreibungswinkel zwischen zwei Materialien
δ', a'	: Effektive Scherparameter zwischen zwei Materialien
ε	: Neigung der Aufstandsfläche des Schüttkörpers
γ	: Teilsicherheitsbeiwert
γ_w	: Wichte des Wassers
φ	: Winkel der inneren Reibung
φ', c'	: Effektive Scherparameter des dränierten Bodens
φ', c'_r	: Scherparameter der Restscherfestigkeit
φ'_s	: Winkel der Gesamtscherfestigkeit
φ'_{ws}, c'_w	: Wahre Scherparameter nach Horslev
$\varphi_{10}, c_{10}, \varphi_{50}, c_{50}$: Scherparameter nach 10 bzw. 50mm Scherweg
ϑ_s	: Gleitflächenneigung des aktiven Erdkeils
φ^b	: Reibungswinkel bezogen auf die Matrixspannung ($u_s - u_w$)
φ_{em}	: Ersatzreibungswinkel
φ_s^b	: Winkel der Gesamtscherfestigkeit bezogen auf ($u_s - u_w$)
λ	: Löslichkeit eines Gases
λ_{ov}	: Überkonsolidierungskonstante
σ	: Totale Normalspannung
σ'	: Effektive, auf das Korngerüst wirkende Normalspannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Totale Hauptspannungen ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)
σ_s	: Korn-zu-Korn-Spannung
σ_s, σ_R	: Einwirkende und widerstehende Normalspannung
τ	: Scherspannung
τ_t	: Maximale Scherspannung
τ_{st}, τ_{st}	: Einwirkende und widerstehende Scherspannung
ψ	: relative Luftfeuchte
ψ', ψ^b, d'	: Parameter, durch die die Lage der Spannungspfadbene im erweiterten Mohr-Coulombschen Bruchdiagramm definiert ist
a	: Adhäsion zwischen zwei Materialien
A	: Fläche
A_t	: Schergeschwindigkeit zum Zeitpunkt $t=1$
b	: Breite
c	: Kohäsion
c_c	: Kapillarkohäsion
c_u	: Undränirte Kohäsion

d	: Dicke
d_s	: Aufstauhöhe
D	: Ausnutzungsgrad beim Kriechversuch
D-Versuch	: Dränierter Versuch
e	: Porenzahl
E_a, E_p	: Aktive und passive Erddruckkraft
E_h, E_v	: Horizontal- und Vertikalkomponente des Erddruckes
f	: Ausnutzungsgrad: $1/f = R_d/S_d$
$f_{\text{lokal}}, f_{\text{global}}$: Ausnutzungsgrad des lokalen bzw. globalen Spreizspannungsnachweises
F	: Kraft
G	: Gewichtskraft
h	: Höhe
h_k	: Kapillare Steighöhe
h_u	: Höhe der Überdeckung über dem Abdichtungssystem
H	: Böschungshöhe
K	: Proportionalitätsfaktor
KDB	: Kunststoffdichtungsbahn
l	: Längeneinheit
m	: Maß für das Kriechpotential
N	: Normalkraft
p'	: Mittlere Hauptspannung $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$
q_r	: $q_r = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$
Q	: Resultierende Kraft
r	: Radius
R	: Gaskonstante
R^2	: Bestimmtheitsmaß
R_d	: Bemessungswert der Widerstände
S_d	: Bemessungswert der Einwirkungen
S_r	: Sättigungsgrad
T	: Temperatur
t	: Zeit
T_s	: Oberflächenspannung des Wassers
\bar{u}_a	: Absoluter Luftdruck
u_a	: Porenluftdruck, definiert als Differenzdruck zum Atmosphärendruck
u_{os}	: Osmotische Wasserspannung
u_w	: Porenwasserdruck, definiert als Differenzdruck zum Atmosphärendruck
$u_s - u_w$: Matrixspannung
UU-Versuch	: Undrännierter unkonsolidierter Versuch
V_m	: Molvolumen
w_a	: Anfangswassergehalt
w_o	: Endwassergehalt
w_l	: Fließgrenze
w_p	: Ausrollgrenze
WP	: Welkepunkt

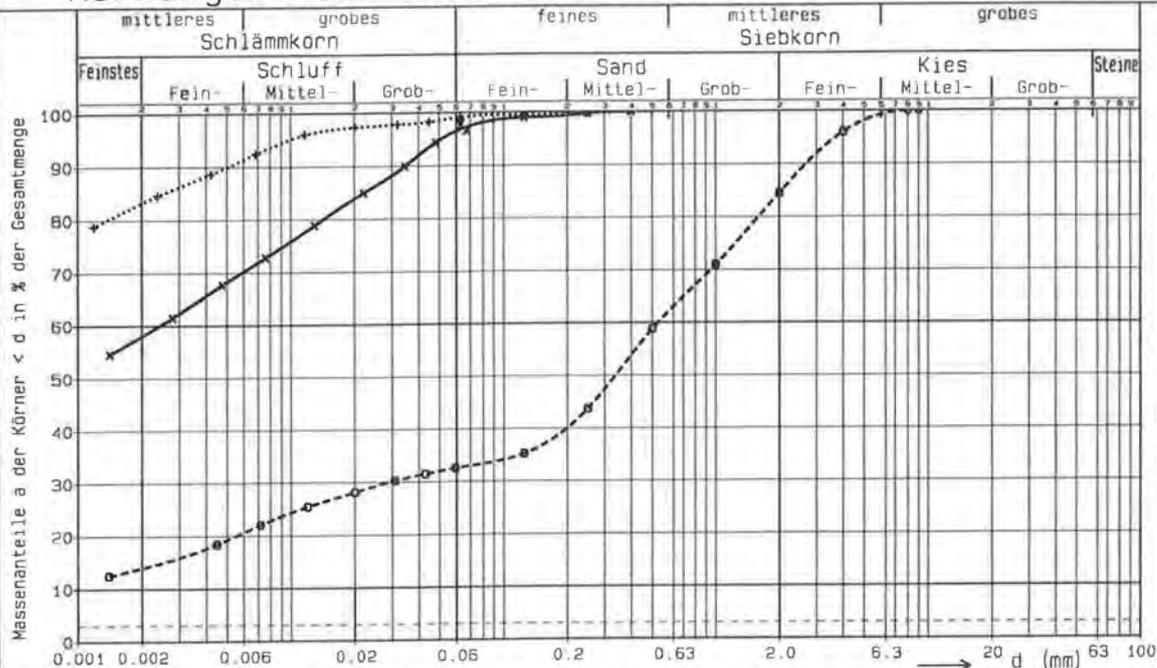
x_f, x_r	∴ Scherweg (f. bezogen auf Maximalscherspannung, r: bezogen auf Restscherspannung)
x_G	∴ Scherweg für $t \rightarrow \infty$
z	∴ Höhe des Schüttkörpers
30x30-SG	∴ 30x30cm ² -Schergerät
10x10-SG	∴ 10x10cm ² -Rahmenschergerät

Anlagen

Anl. 1, Bl. 1:	Kornverteilungen
Anl. 1, Bl. 2 bis 4:	Proctor-Versuche
Anl. 2, Bl. 1 bis 4:	Triaxialversuche mit Ton 11A
Anl. 2, Bl. 5:	Rahmenscherversuche mit Ton 11A
Anl. 3, Bl. 1 bis 4:	Rahmenscherversuche zwischen Ton 11A und KDB glatt
Anl. 4, Bl. 1 bis 4:	Rahmenscherversuche zwischen Ton 11A und KDB sandrau
Anl. 5, Bl. 1 bis 3:	Rahmenscherversuche zwischen Ton 11A und KDB Karo Noppe
Anl. 6, Bl. 1 und 2:	Rahmenscherversuche zwischen Ton 11A und KDB Spikes
Anl. 7, Bl. 1 bis 5:	Rahmenscherversuche zwischen Kaolinton und KDB
Anl. 8, Bl. 1 und 2:	Rahmenscherversuche zwischen gemischtk. Material und KDB
Anl. 9, Bl. 1 und 2:	Rahmenscherversuche zwischen Geotextil und KDB
Anl. 10, Bl. 1 und 2:	Kriechversuche zwischen Geotextil und KDB

Körnungslinien nach DIN 18123

Anlage 1 Blatt 1 zu /



LEGENDE:
 U=Ungleichförmigkeitszahl
 $= \frac{d_{60}}{d_{10}}$
 C=Krümmungszahl = $\frac{(d_{30})^2}{d_{60} d_{10}}$

Bauvorhaben:

MÜNCHEN, den 8.8.1996

Probe Nr.	Entnahme- stelle (tiefe [m])	ort	Bodengruppe DIN 18196	Bodenart DIN 4022	Geologische Bezeichnung	U	C	Kornkenn- zahl	Arbeitsweise
— x		Ton 11A	TA	Ton		---	---	6400	Sedimentation
..... +		Kaolinton	TA	Ton		---	---	8200	Sedimentation
- - - o		Gemischtkörn. Material	ST	Ton, stark sandig, feinkiesig		---	---	1252	Siebung und Sedimentation

Prüfamt für Grundbau,
Bodenmechanik u. Felsmechanik



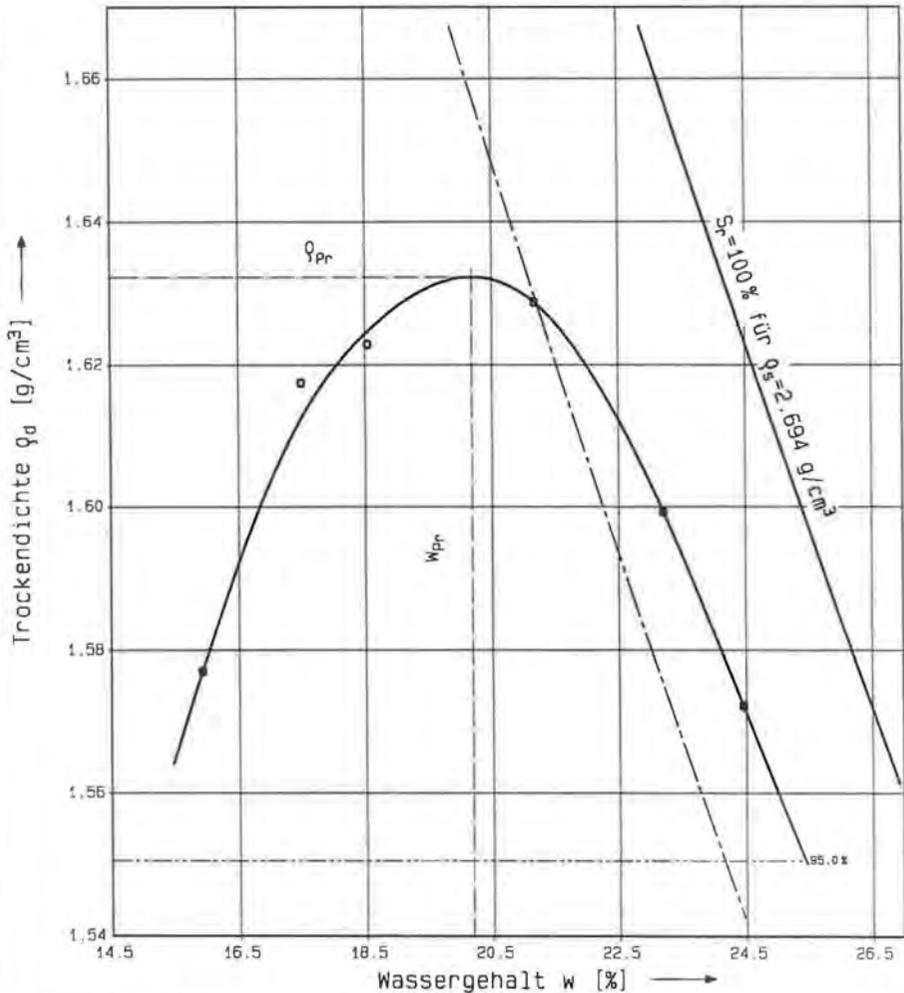
Proctor-Versuch

Prüfung DIN 18 127 - P 100 Y

Prüfamt für Grundbau,
Bodenmechanik u. Felsmechanik



Bauvorhaben	Ton 11A			Anlage 1 zu Blatt 2
Bodenart	Ton			
Entnahmestelle	-tiefe	Hambach		Probe Nr. 11A
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2.694	Verdichtungsarbeit [MN/m ²]	0.6	
Überkornanteil [%]	0.00	Versuchszylinder d_1 [mm]	100	Projekt Nr.



$\rho_{Pr} = 1.632 \text{ g/cm}^3$
 $w_{Pr} = 20.19 \%$

—○— Proctor-Kurve
- - - ρ_d für $n_s = 95.0\%$

ohne Überkorn		mit Überkorn		
95.00 %				< Anteil
1.591				< Dichte
-----				< w_{links}
25.43				< w_{rechts}

MÜNCHEN, den 08.08.1995

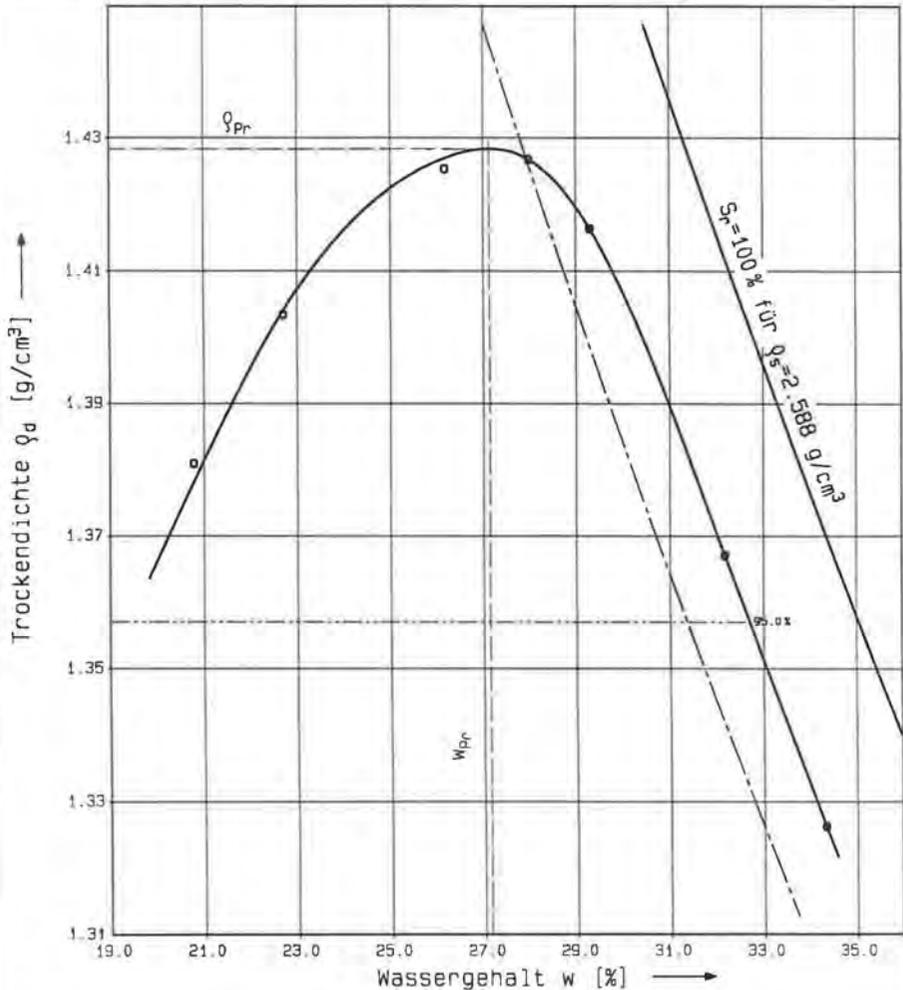
Proctor-Versuch

Prüfung DIN 18 127 - P 100 Y

Prüfamt für Grundbau,
Bodenmechanik u. Felsmechanik



Bauvorhaben	Kaolinton			Anlage 1 zu	
Bodenart	Ton			Blatt 3	
Entnahmestelle -tiefe				Probe Nr.	Kaolinton
Körndichte ρ_s [g/cm ³]	2.588	Verdichtungsarbeit [MN/m ²]	0.6	Projekt Nr.	
Überkornanteil [%]	0.00	Versuchszylinder d_s [mm]	100		



$\rho_{Pr} = 1.428$ g/cm³

$w_{Pr} = 27.14$ %

—○— Proctor-Kurve
- - - ρ_d für $n_s = 5.00$ %

ohne Überkorn	mit Überkorn	
95.00 %	< Anteil	
1.357	< Dichte	
	< Wlinks	
32.70	< Wrechts	

MÜNCHEN, den 08.08.1995

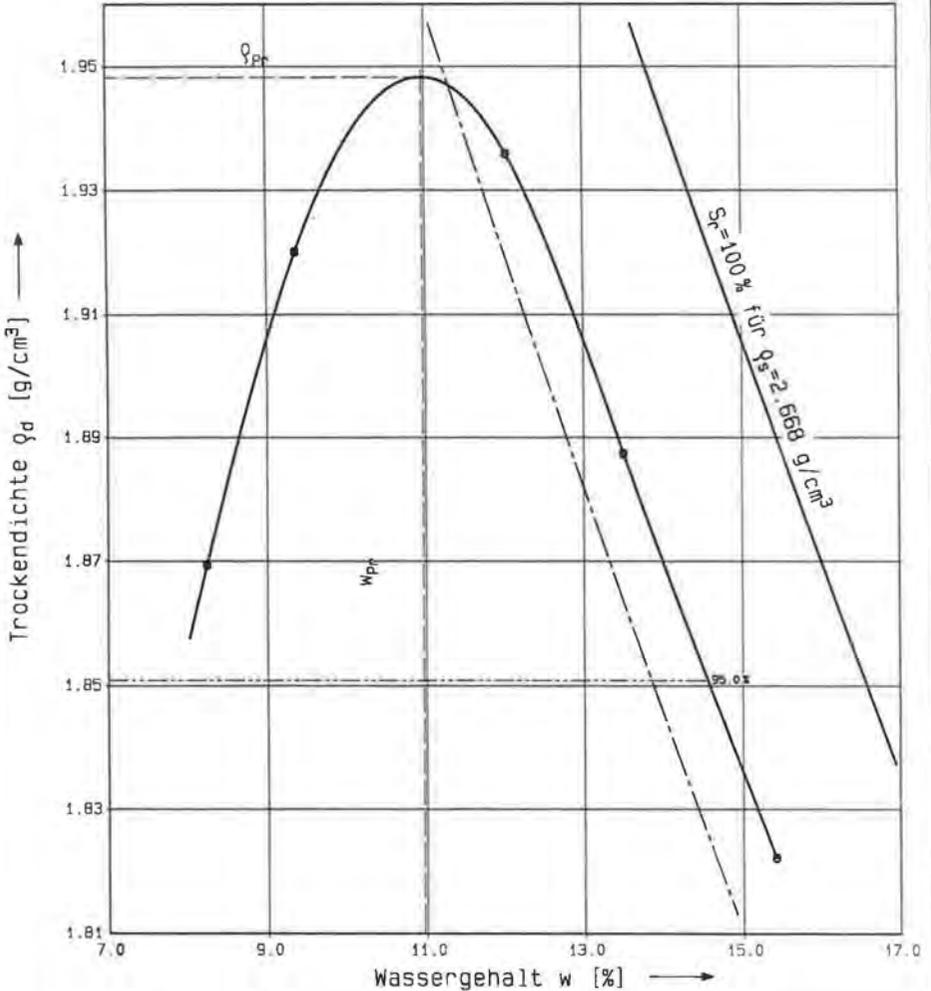
Proctor-Versuch

Prüfung DIN 18 127 - P 100 Y

Prüfamt für Grundbau,
Bodenmechanik u. Felsmechanik



Bauvorhaben		Gemischtkoerniges Material		Anlage 1 zu	
Bodenart		Ton, stark sandig, feinkiesig		Blatt 4	
Entnahmestelle	-tiefe			Probe Nr.	Gemischtk.
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2.668	Verdichtungsarbeit [MN/m ²]	0.6	Projekt Nr.	
Überkornanteil [%]	0.00	Versuchszylinder d_1 [mm]	100		



$\rho_{PR} = 1.948 \text{ g/cm}^3$
 $w_{PR} = 10.96 \%$

—○— Proctor-Kurve
- - - ρ_d für $\eta_0 = 5.00 \%$

ohne Überkorn		mit Überkorn		
95.00 %				< Anteil
1.851				< Dichte
-----				< w_{lines}
14.65				< w_{rechts}

MÜNCHEN, den 08.08.1996

Triaxialversuch (CW-Versuch)

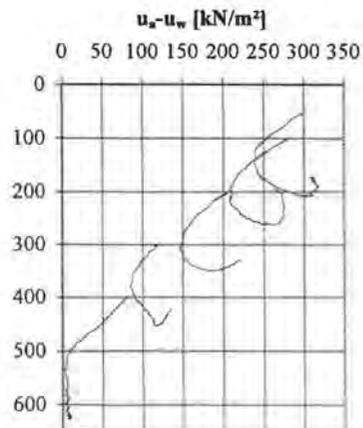
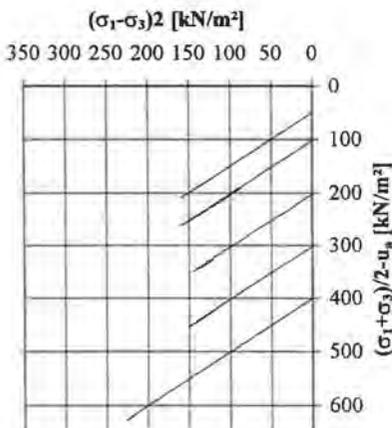
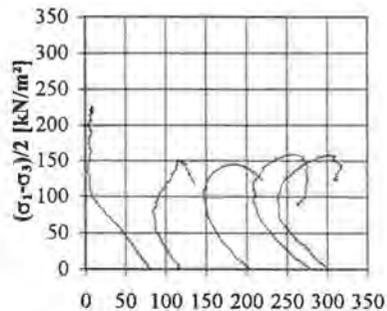
Ton 11A / teilgesättigt

Versuchsreihe: T/HA/1

 ρ_s : 2.69t/m³
 u_s : 400kN/m²Schergeschw.: 0.08mm/h
Verdichtung: statisch / einpressen
Probengröße h/d: 100/50 mm/mmAufbereitung: 3mm-Aggregate
Konsolidation: Konsolid. nach
Verdichtung

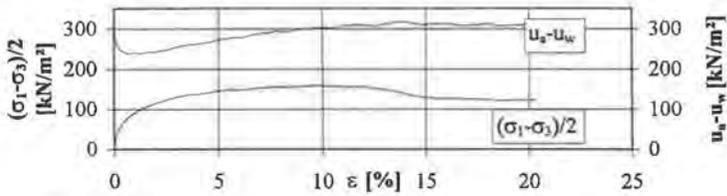
$\sigma_3 - u_a$ [kN/m ²]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kN/m ²]	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_a$ [kN/m ²]	$u_a - u_w$ [kN/m ²]	ε_f [%]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]	Neigung der Bruchfläche [°]
50	158.9	208.9	303.3	9.7	22.7	22.5	1.61	59
100	158.4	260.9	252.5	7.4	22.6	22.6	1.62	56
200	145.1	349.7	190.2	10.5	22.8	22.6	1.63	58
300	151.2	454.1	114.8	10.2	22.6	22.6	1.63	-
400	226.2	627.4	6.6	13.7	23.0	22.6	1.61	-

Spannungspfade, projiziert auf die Ebenen mit den Koordinatenachsen

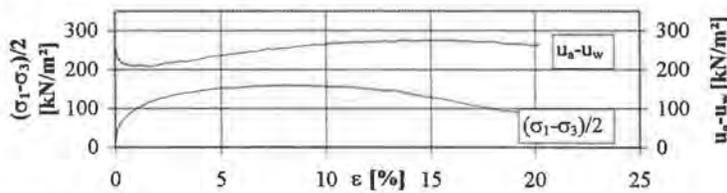


Matrixspannung und Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Probenstauchung

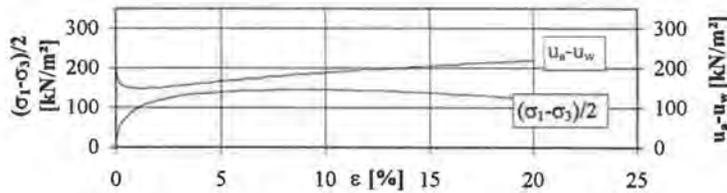
$$\sigma_3 - u_a = 50 \text{ kN/m}^2$$



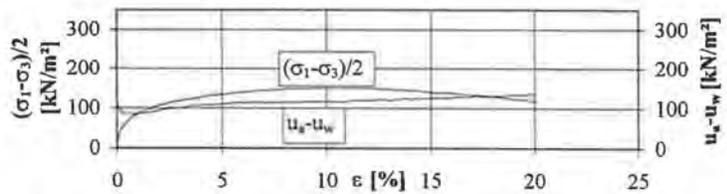
$$\sigma_3 - u_a = 100 \text{ kN/m}^2$$



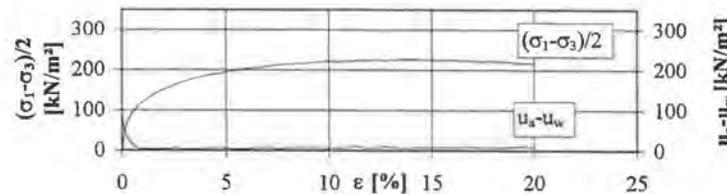
$$\sigma_3 - u_a = 200 \text{ kN/m}^2$$



$$\sigma_3 - u_a = 300 \text{ kN/m}^2$$



$$\sigma_3 - u_a = 400 \text{ kN/m}^2$$



Triaxialversuch (CW-Versuch)

Ton 11A / teilgesättigt

Versuchsreihe: T/HA/2

 ρ_s : 2,69t/m³ u_a : 400kN/m²

Schergeschw.: 0,08mm/h

Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: statisch / einpressen

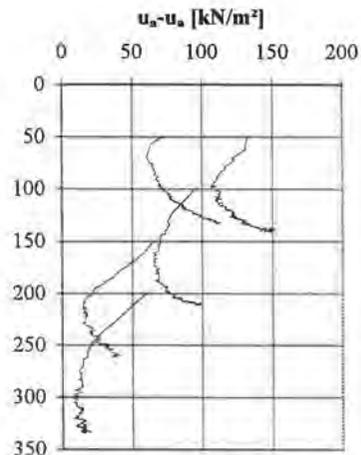
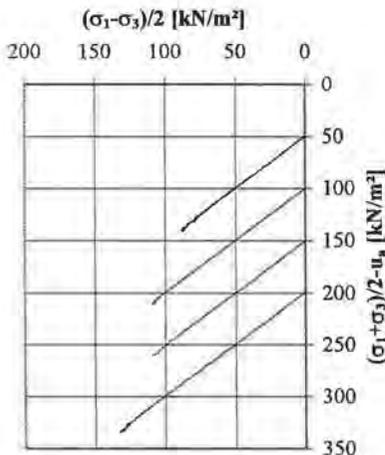
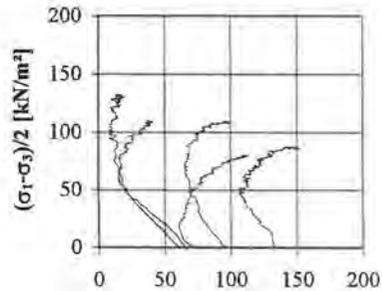
Konsolidation: Konsolid. nach

Probengröße h/d: 100/50 mm/mm

Verdichtung

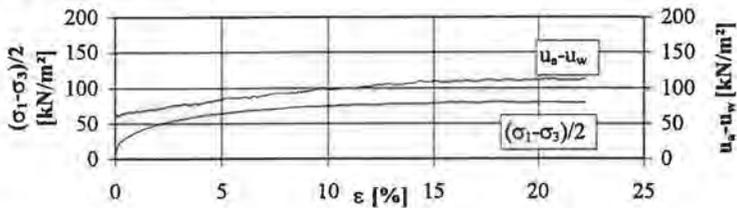
$\sigma_3 - u_a$ [kN/m ²]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kN/m ²]	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_a$ [kN/m ²]	$u_a - u_w$ [kN/m ²]	ε_r [%]	w_a [%]	w_e [%]	ρ_d (t/m ³)
50	80,6	132,6	109,8	18,1	26,8	26,5	1,55
50	88,5	140,6	142,6	10,4	26,5	26,5	1,53
100	109,5	210,5	95,1	12,6	27,1	26,5	1,54
150	109,6	260,5	37,7	18,4	26,6	26,6	1,53
200	132,1	332,5	18,0	11,1	26,4	26,0	1,53

Spannungspfade, projiziert auf die Ebenen mit den Koordinatenachsen

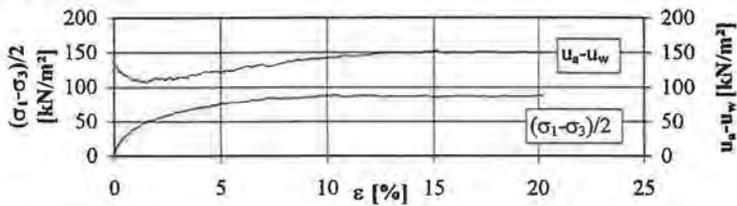


Matrixspannung und Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Probenstauchung

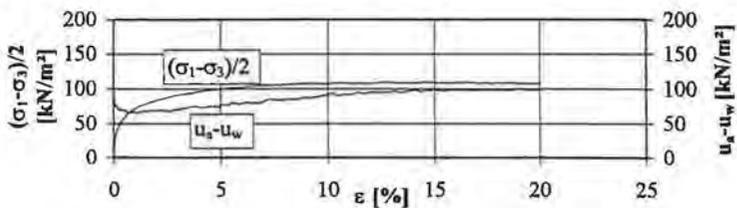
$$\sigma_3 - u_a = 50 \text{ kN/m}^2$$



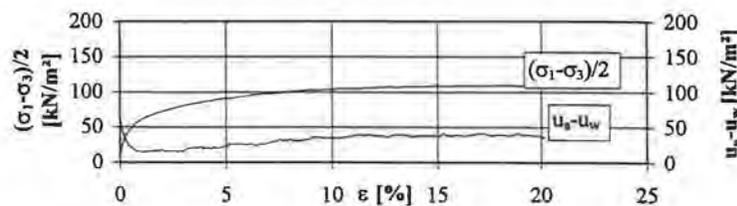
$$\sigma_3 - u_a = 50 \text{ kN/m}^2$$



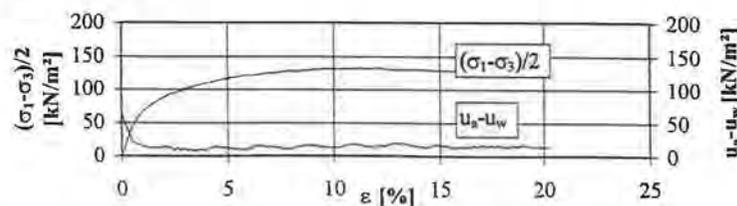
$$\sigma_3 - u_a = 100 \text{ kN/m}^2$$



$$\sigma_3 - u_a = 150 \text{ kN/m}^2$$



$$\sigma_3 - u_a = 200 \text{ kN/m}^2$$



Triaxialversuch (D-Versuch)

Ton 11A / gesättigt

Versuchsreihe: T/HA/3/W

 ρ_s : 2.69t/m³ u_w : 400kN/m²

Schergeschw.: 0.08 mm/h

Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: statisch / einpressen

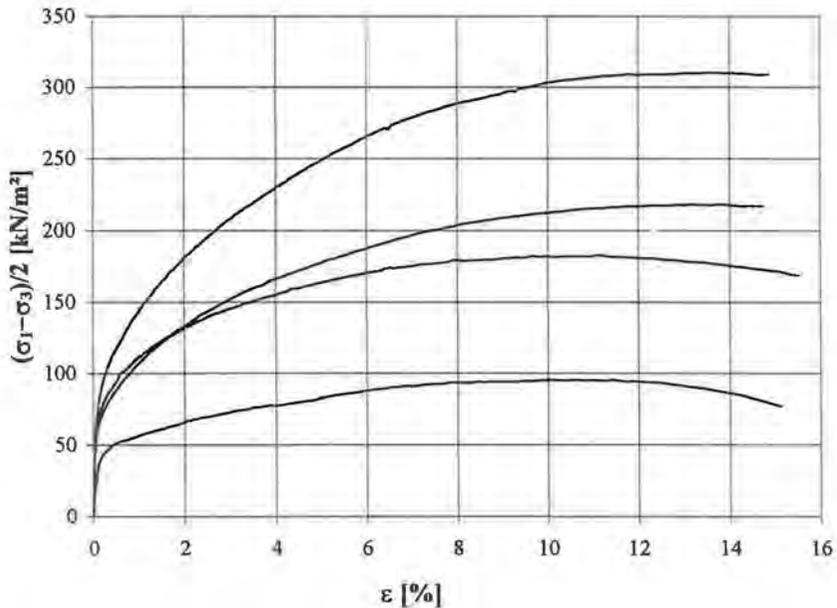
Konsolidation: Kons. nach Verdichtung

Probengröße h/d: 100/50 mm/mm

Sättigung während Konsolidation

$\sigma_3 - u_w$ [kN/m ²]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kN/m ²]	ϵ_f [%]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]
200	95.2	10.1	23.0	25.4	1.62
400	182.9	11.1	23.2	24.1	1.62
600	220.0	13.9	23.3	22.9	1.63
800	310.0	13.8	23.5	22.3	1.61

Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Probenstauchung



Triaxialversuch (D-Versuch)

Ton 11A / gesättigt

Versuchsreihe: T/HA/4/W

 ρ_s : 2.69t/m³ u_w : 400kN/m²

Schergeschw.: 0.08 mm/h

Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: statisch / einpressen

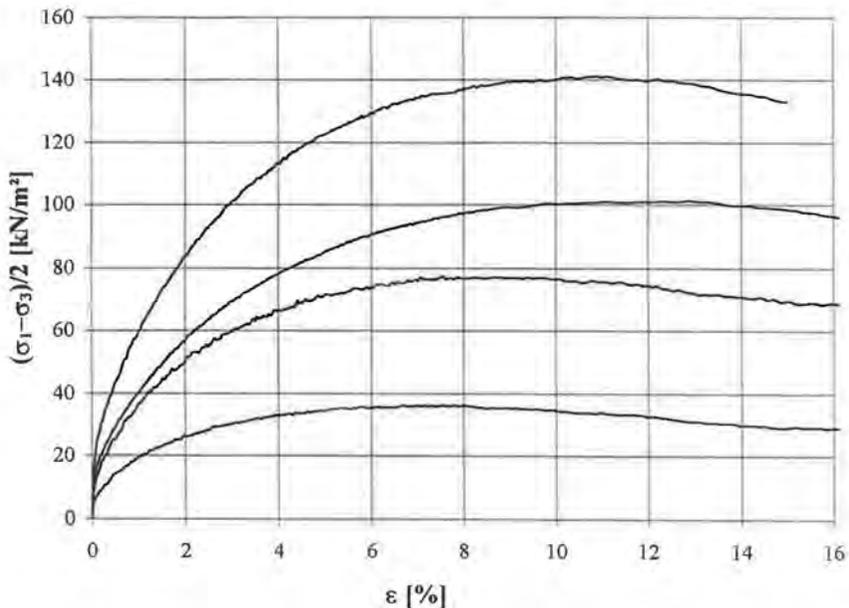
Konsolidation: Kons. nach Verdichtung

Probengröße h/d: 100/50 mm/mm

Sättigung während Konsolidation

$\sigma_3 - u_w$ [kN/m ²]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kN/m ²]	ε_r [%]	w_s [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]
50	31.4	7.3	26.7	29.2	1.53
150	77.2	8.7	26.3	26.6	1.53
200	101.0	12.7	26.4	25.6	1.54
300	141.5	10.9	26.3	25.1	1.53

Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Probenstauchung



Rahmenscherversuch Ton 11A

Versuchsreihe: 1/HA/1
 Schergeschw.: 0.3 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Scherggerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Konsolidation nach Proctorverdichtung.
 Keine Wasserzugabe während der Konsolidation

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{10} [kN/m ²]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]	c [kN/m ²]	φ [°]	R^2 [-]	c_{10} [kN/m ²]	φ_{10} [°]	R^2 [-]	
100	120.9	1.2	85.9	23.4	22.7	1.60	Scherparameter für $\sigma=100-800$ kN/m ²	74.1	14.4	1.000	46.6	12.4	1.000
200	140.2	2.0	91.8	23.4	22.9	1.60							
400	177.1	2.2	134.8	23.3	22.7	1.60							
800	280.1	2.9	223.0	23.7	21.5	1.60							

Rahmenscherversuch Ton 11A

Versuchsreihe: 1/HA/2/W
 Schergeschw.: 0.3 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Scherggerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Konsolidation nach Proctorverdichtung
 Sättigung während der Konsolidation

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]	c' [kN/m ²]	φ' [°]	R^2 [-]	c'_r [kN/m ²]	φ'_r [°]	R^2 [-]
100	62.1	1.2	37.9	8.0	23.7	26.5	1.60	28.3	17.8	1.000	8.7	15.2	0.999
200	90.6	1.6	63.0	9.1	23.4	24.3	1.60						
400	156.1	3.3	114.1	10.0	23.5	23.1	1.60						
800	285.0	3.0	227.8	10.0	23.0	21.7	1.60						

Rahmenscherversuch Ton 11A

Versuchsreihe: 1/HA/3
 Schergeschw.: 0.3 mm/h

Scherggerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: bei Fließgrenze

Erstkonsolidation (gesättigter Zustand)

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{10} [kN/m ²]	w_a [%]	w_c [%]	φ'_{10} [°]	R^2 [-]	c'_{10} [kN/m ²]	φ'_{10} [°]	R^2 [-]
100	43.2	7.0	39.1	58.8	35.8	19.6	0.996	19.9	14.5	0.989
200	79.3	4.4	71.0	58.0	31.8					
400	140.5	4.4	135.2	58.4	27.1					
800	282.9	4.0	221.0	58.3	22.5					

Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB glatt

Versuchsreihe: 1/G/HA/1

Schergerät: 10x10-SG

Schergeschw.: 10 mm/h

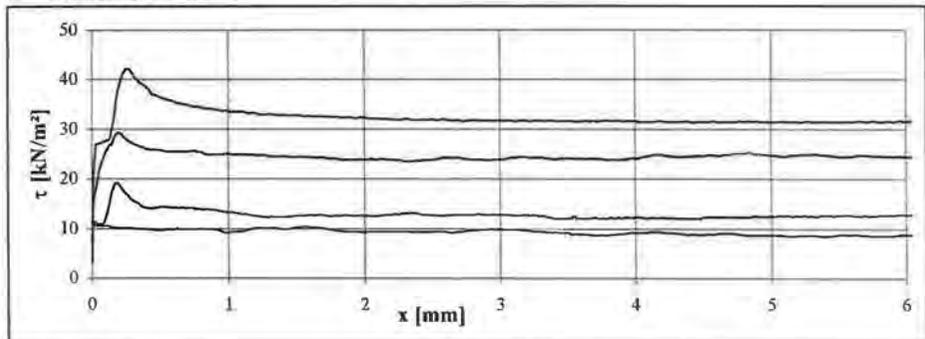
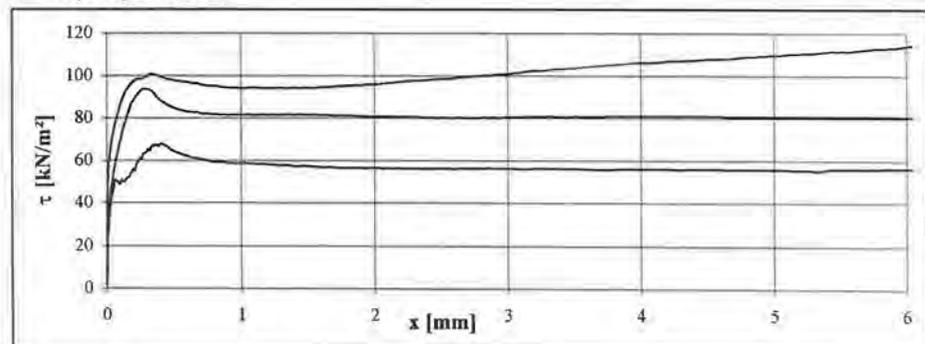
Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]
10	11.5	0.0	8.5	5.1	23.8	23.4	1.59
20	19.3	0.2	12.0	3.4	23.7	23.5	1.61
50	26.0	0.4	23.5	2.3	23.9	23.6	1.60
100	42.3	0.3	31.2	4.4	23.8	23.8	1.60
200	68.2	0.4	55.8	2.4	22.7	22.5	1.62
400	93.5	0.3	80.1	2.5	22.8	22.5	1.61
800	100.7	0.4	93.7	1.3	23.1	22.4	1.62

Scherspannungs- Scherwegdiagramme

 $\sigma = 10, 20, 50, 100 \text{ kN/m}^2$  $\sigma = 200, 400, 800 \text{ kN/m}^2$ 

Rahmenscherversuch Ton 11A / KDB glatt

Versuchsreihe: 1/G/HA/2

Schergerat: 10x10-SG

Schergeschw.: 0.3 mm/h

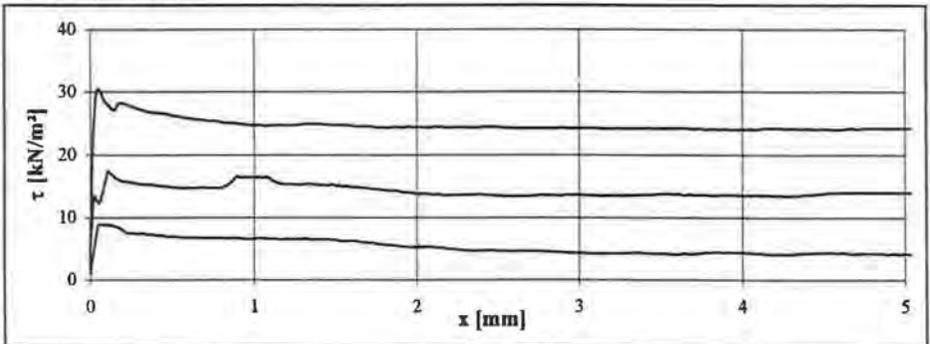
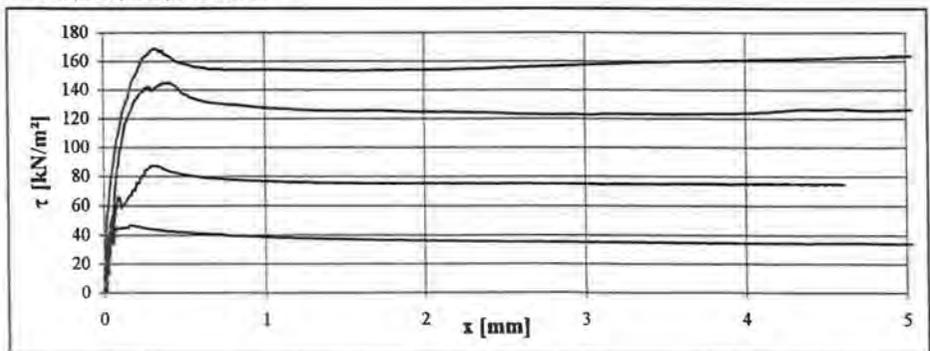
Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: Konsolidation
nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_r [kN/m ²]	δ_r [°]	R^2 [-]
10	8.8	0.1	4.1	3.1	22.8	22.2	1.62						
20	17.5	0.1	13.3	2.5	22.6	22.1	1.63						
50	30.3	0.1	24.1	2.7	22.7	22.0	1.64	7.9	21.7	0.995	3.5	19.2	0.984
100	46.8	0.2	33.8	5.8	23.1	22.1	1.63						
200	87.2	0.3	74.4	3.0	22.8	22.0	1.65						
400	144.8	0.4	122.8	2.8	22.8	22.0	1.63						
800	168.8	0.3	153.6	1.3	22.8	21.5	1.62	75.2	7.1	0.831	59.0	7.1	0.902

Scherspannungs- Scherwegdiagramme

 $\sigma = 10, 20, 50 \text{ kN/m}^2$  $\sigma = 100, 200, 400, 800 \text{ kN/m}^2$ 

Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB glatt

Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Scherggerät: 10x10-SG

Verdichtung mit Proctorarbeit

Unkonsolidierte Versuche:

Versuchsreihe: 1/G/HA/3

Schergeschw.: 0.3 mm/h

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	W_a [%]	W_c [%]	ρ_d [t/m ³]
10	8.8	0.2	5.0	2.2	23.2	23.0	1.61
20	12.3	0.2	8.3	0.7	23.3	23.1	1.62
50	23.8	0.3	20.2	0.7	23.3	22.9	1.62
100	43.8	0.2	35.7	0.9	23.1	22.8	1.62
200	64.7	0.5	54.8	3.5	23.7	22.2	1.61
400	90.0	0.6	83.8	2.4	23.9	22.9	1.61
800	151.5	1.1	148.6	1.4	23.3	21.9	1.62

Versuchsreihe: 1/G/HA/4

Schergeschw.: 4.8 mm/h

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	W_a [%]	W_c [%]	ρ_d [t/m ³]
10	9.9	0.0	9.2	0.8	22.9	22.7	1.61
20	15.6	0.0	10.4	1.3	23.0	22.7	1.60
50	30.0	0.2	22.5	5.0	22.9	22.7	1.63
100	42.3	0.2	32.4	3.3	22.8	22.4	1.63
200	63.7	0.2	50.6	4.1	23.1	22.7	1.62
400	88.9	0.2	82.3	0.9	23.5	22.1	1.61
800	114.0	0.4	103.3	1.0	23.2	21.7	1.62

Konsolidierte Versuche

Versuchsreihe: 1/G/HA/5

Schergeschw.: 10 mm/h

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	W_a [%]	W_c [%]	ρ_d [t/m ³]
10	9.2	0.0	8.0	3.0	22.9	22.3	1.62
20	14.8	0.0	10.6	2.6	22.9	21.9	1.63
50	34.6	0.1	23.3	2.1	22.9	22.2	1.61
100	54.1	0.3	42.2	2.0	23.3	22.7	1.62
200	74.1	0.2	60.4	1.7	23.1	22.3	1.62
400	118.4	0.4	107.5	1.0	23.1	22.5	1.62
800	143.0	0.3	121.4	0.9	23.4	21.4	1.63

Versuchsreihe: 1/G/HA/6

Schergeschw.: 0.06 mm/h

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	W_a [%]	W_c [%]	ρ_d [t/m ³]
10	6.3	0.0	5.1	0.7	23.5	22.8	1.60
20	17.5	0.1	12.8	2.8	23.6	22.9	1.61
50	27.8	0.2	23.5	1.3	23.7	22.8	1.60
100	55.8	0.3	40.0	2.8	22.7	21.4	1.64
200	90.5	0.3	69.3	2.7	22.9	21.3	1.61
400	151.8	0.5	132.2	1.9	22.7	21.3	1.63
800	173.3	0.5	158.7	2.1	22.7	21.4	1.62

Rahmenscherversuch Ton 11A / KDB glatt

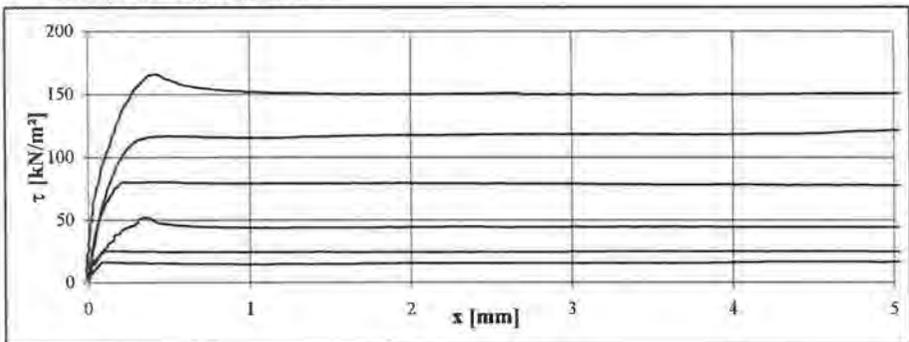
Versuchsreihe: 1/G/HA/1/W
 Schergeschw.: 0.3 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: Konsolidation im Wasserbad
 nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_b [%]	ρ_a [t/m ³]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_r [kN/m ²]	δ_r [°]	R^2 [-]
50	16.1	0.1	14.1	0.9	23.1	26.7	1.61	6.9	10.9	0.993	6.3	10.2	1.000
100	25.0	0.1	24.1	1.0	23.2	25.3	1.62						
200	51.6	0.1	43.7	0.9	23.3	25.0	1.58						
400	80.3	0.2	78.8	1.0	23.1	24.3	1.60						
600	116.6	0.5	114.9	1.0	23.6	23.7	1.59						
800	165.5	0.4	149.6	1.7	23.9	23.1	1.60						

Scherspannungs- Scherwegdiagramm

$\sigma = 50, 100, 200, 400, 600, 800 \text{ kN/m}^2$



Direkter Scherversuch Ton 11A / KDB glatt

Versuchsreihe: 3/G/HA/1
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerät: 30x30-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: -

w_a : ~23%
 ρ_d : 1,62 t/m³

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]
10	10.6	0.5	7.9	6.8
20	12.6	0.6	9.2	18.6
50	24.7	1.5	21.5	6.2
100	37.8	1.3	33.9	4.2
200	67.1	2.5	54.2	1.4
300	92.0	3.1	76.2	13.5

Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB sandrauh

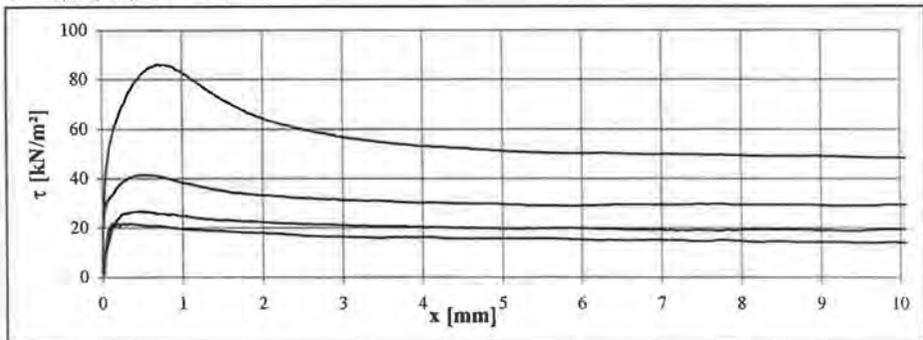
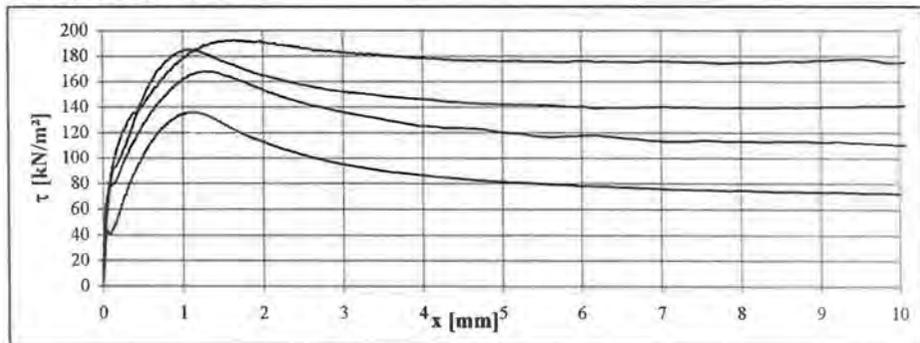
Versuchsreihe: I/S/HA/1

Schergerät: 10x10-SG

Schergeschw.: 10 mm/h
Verdichtung: mit ProctorarbeitAufbereitung: 3mm-Aggregate
Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{10} [kN/m ²]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]
10	21.7	0.2	14.0	22.9	22.6	1.62
20	26.4	0.4	19.5	23.0	22.7	1.62
50	41.5	0.5	29.2	22.9	22.2	1.63
100	85.9	0.7	48.4	23.2	22.3	1.62
200	136.1	1.2	72.2	22.6	22.0	1.63
400	167.9	1.3	109.9	22.7	22.0	1.63
600	184.7	1.3	140.7	22.7	22.0	1.64
800	192.2	1.7	174.4	22.8	21.4	1.63

Scherspannungs- Scherwegdiagramme

 $\sigma = 10, 20, 50, 100 \text{ kN/m}^2$  $\sigma = 200, 400, 600, 800 \text{ kN/m}^2$ 

Rahmenschersversuch

Ton 11A / KDB sandrauh

Versuchsreihe: 1/S/HA/2

Schergertät: 10x10-SG

Schergeschw.: 0.3 mm/h

Aufbereitung: 3mm-Aggregate

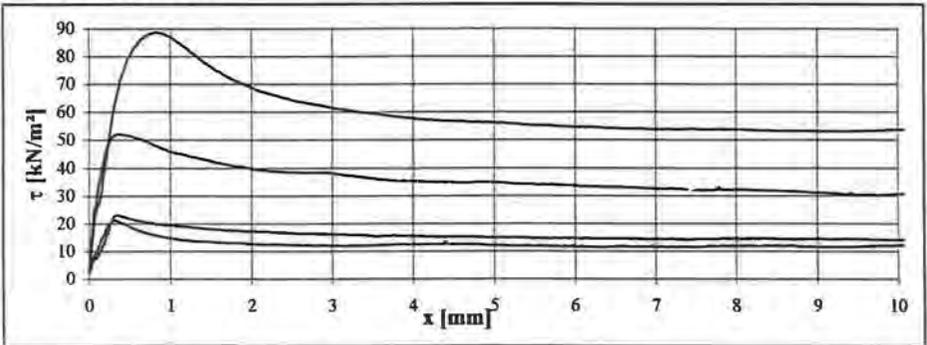
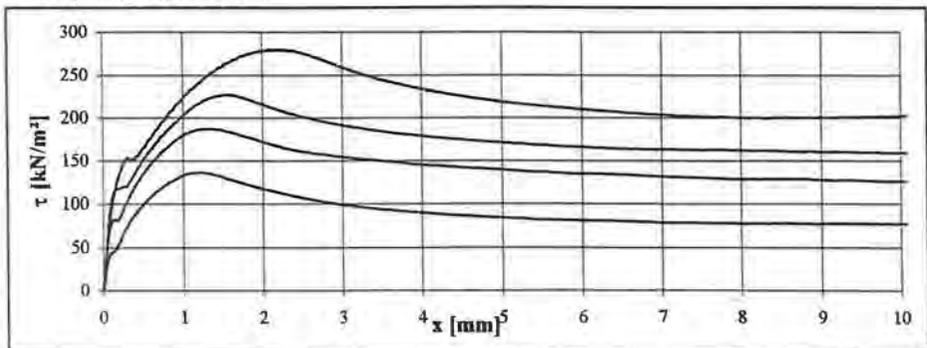
Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: Konsolidation
nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_r [kN/m ²]	δ_r [°]	R^2 [-]
10	21.2	0.3	11.3	9.3	22.9	21.7	1.63						
20	22.5	0.3	14.4	6.4	22.9	21.7	1.63						
50	52.0	0.3	30.3	9.4	23.0	22.0	1.62	11.0	37.8	0.991	6.0	25.4	0.998
100	88.2	0.8	53.2	8.6	23.2	22.3	1.63						
200	135.3	1.2	76.8	8.9	23.2	22.3	1.62						
400	187.0	1.3	125.1	10.0	23.2	22.3	1.63						
600	226.4	1.6	158.7	10.0	23.0	21.3	1.63	89.2	13.3	0.997	39.8	11.3	0.995
800	279.3	2.2	199.2	8.3	23.4	21.7	1.62						

Schersparameter für $\sigma < 144$ kN/m²Schersparameter für $\sigma = 144 - 800$ kN/m²

Scherspannungs- Scherwegdiagramme

 $\sigma = 10, 20, 50, 100$ kN/m² $\sigma = 200, 400, 600, 800$ kN/m²

Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB sandrauh

Versuchsreihe: 1/S/HA/3

Scherggerät: 10x10-SG

Schergeschw.: 0.3 mm/h

Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: Konsolidation
nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_r [kN/m ²]	δ_r [°]	R^2 [-]
10	19.3	0.4	9.7	5.8	25.8	25.7	1.55						
20	28.0	0.5	18.7	7.8	26.2	25.0	1.55	Scherparameter für $\sigma < 96$ kN/m ²					
50	46.8	0.6	29.2	8.7	25.8	25.6	1.55	16.8	27.7	0.982	10.6	16.7	0.924
100	67.6	1.0	38.7	7.8	26.5	25.7	1.54	Scherparameter für $\sigma = 96-430$ kN/m ²					
200	93.4	1.6	76.2	7.7	26.0	25.5	1.55	43.6	13.8	1.000	23.0	12.4	0.943
400	141.4	1.5	107.6	7.7	26.1	25.5	1.54	Scherparameter für $\sigma = 430-800$ kN/m ²					
600	199.3	2.1	159.4	7.6	26.1	23.9	1.54	12.0	17.7	0.997	1.1	14.9	1.000
800	268.9	2.4	213.7	8.1	26.3	22.0	1.54						

Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB sandrauh

Versuchsreihe: 3/S/HA/1

Scherggerät: 30x30-SG

Schergeschw.: 10 mm/h

Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: -

 w_a : ~23%
 ρ_d : 1,62 t/m³

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{50} [kN/m ²]
10	10.9	0.9	5.7
20	16.0	1.7	9.9
50	36.7	2.4	21.3
100	81.1	5.4	36.6
200	119.4	5.1	53.0
300	137.3	5.8	63.8

Rahmenschersversuch

Ton 11A / KDB sandrauh

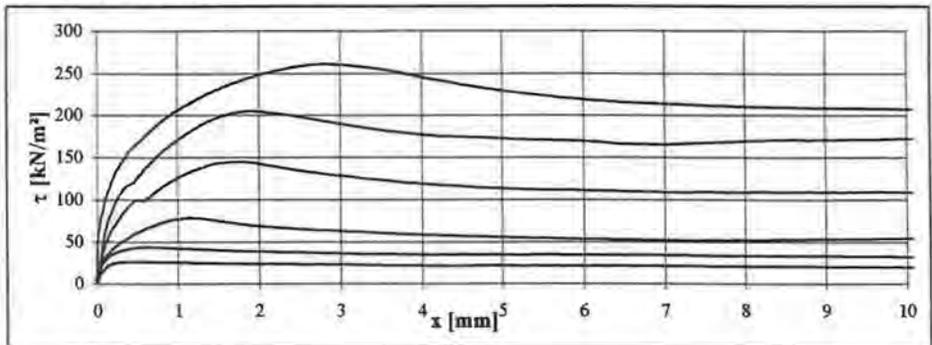
Versuchsreihe: 1/S/HA/1/W
 Schergeschw.: 0.3 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerat: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: Konsolidation im Wasserbad
 nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_r [kN/m ²]	δ_r [°]	R^2 [-]
50	26.0	0.5	19.2	10.0	23.0	28.3	1.61	13.7	17.4	0.998	5.2	14.4	0.998
100	43.7	0.6	31.9	10.0	23.1	27.1	1.61						
200	78.4	1.2	51.5	7.6	23.1	25.8	1.60						
400	144.4	2.0	108.4	9.2	23.4	24.4	1.59						
600	204.7	1.9	164.6	7.0	23.4	23.6	1.59						
800	260.8	2.9	207.0	10.0	23.6	23.1	1.58						

Scherspannungs- Scherwegdiagramm

$\sigma = 50, 100, 200, 400, 600, 800 \text{ kN/m}^2$



Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB Karo Noppe

Versuchsreihe: 1/K/HA/1

Schergerät: 10x10-SG

Schergeschw.: 10 mm/h

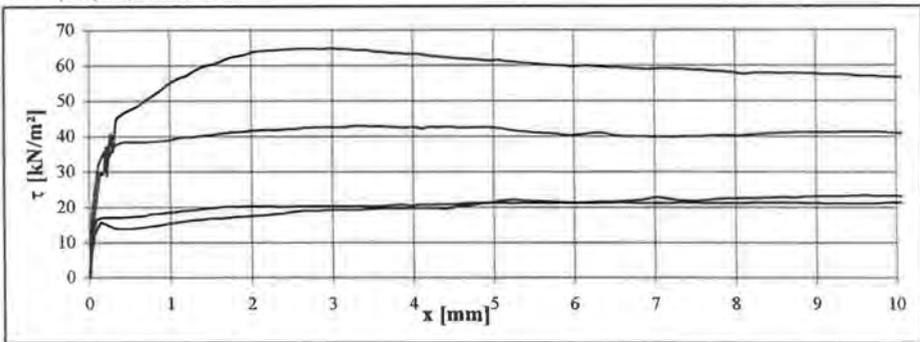
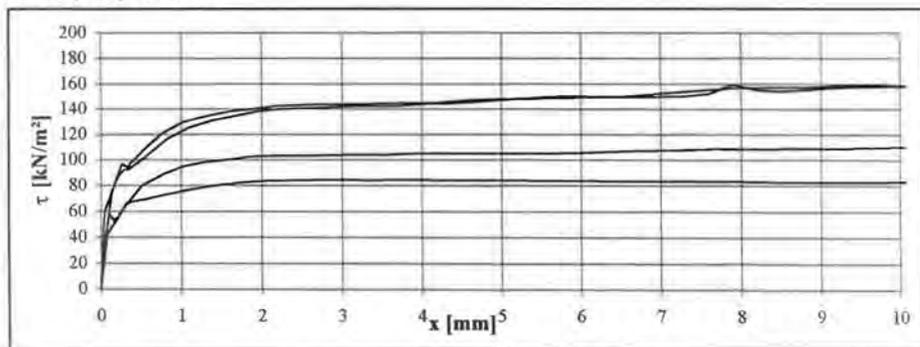
Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{10} [kN/m ²]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]
10	22.0	5.3	21.3	23.1	22.6	1.62
20	22.7	7.0	23.2	22.9	22.6	1.63
50	42.8	3.3	40.8	23.4	22.7	1.62
100	64.7	3.0	56.6	22.9	22.6	1.63
200	83.8	2.6	82.5	23.1	21.6	1.64
400	105.1	4.8	109.7	22.9	22.1	1.63
600	142.2	3.4	157.4	23.0	21.5	1.63
800	144.6	4.0	158.1	22.9	21.9	1.63

Scherspannungs- Scherwegdiagramme

 $\sigma = 10, 20, 50, 100 \text{ kN/m}^2$  $\sigma = 200, 400, 800 \text{ kN/m}^2$ 

Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB Karo Noppe

Versuchsreihe: 1/K/HA/2

Schergerät: 10x10-SG

Schergeschw.: 0.3 mm/h

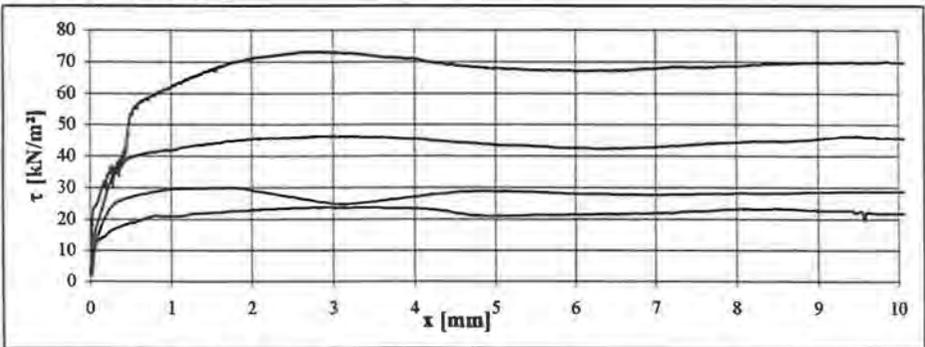
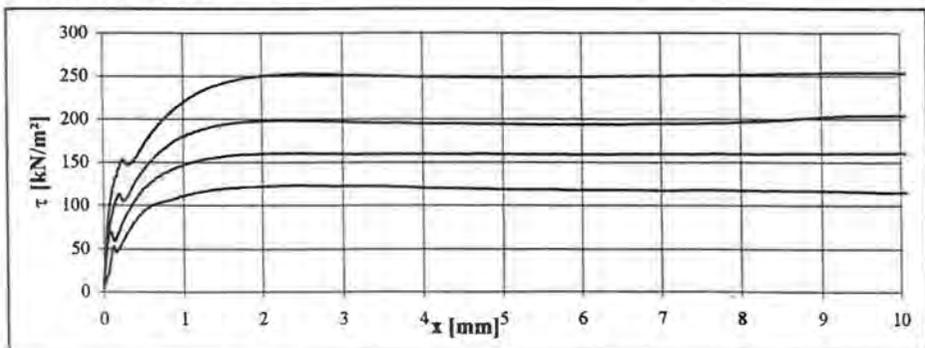
Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: Konsolidation
nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_B [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_r [kN/m ²]	δ_r [°]	R^2 [-]
10	23.5	2.5	20.7	4.9	23.3	22.2	1.61						
20	29.9	1.6	24.9	3.0	23.0	21.9	1.62						
50	46.2	2.8	42.3	6.2	23.2	22.0	1.61	19.5	27.5	0.999	10.5	33.0	0.990
100	73.0	2.7	66.8	6.0	23.0	22.2	1.61						
200	122.8	2.5	144.4	10.0	23.1	21.5	1.62						
400	160.4	2.2	158.6	6.0	23.0	21.2	1.63						
600	198.7	2.3	193.4	6.1	23.3	21.2	1.62	76.8	12.1	0.992	99.8	9.8	0.937
800	252.5	2.5	247.7	5.3	23.0	20.3	1.63						

Scherspannungs- Scherwegdiagramme

 $\sigma = 10, 20, 50, 100 \text{ kN/m}^2$  $\sigma = 100, 200, 400, 600, 800 \text{ kN/m}^2$ 

Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB Karo Noppe

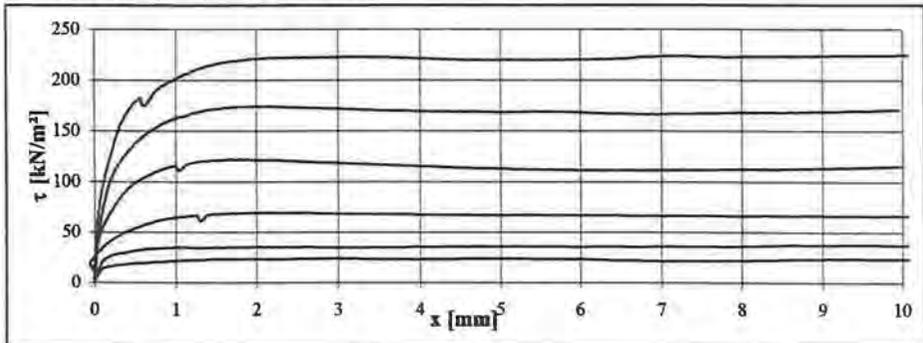
Versuchsreihe: 1/K/HA/1/W
 Schergeschw.: 0.3 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: Konsolidation im Wasserbad
 nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_d [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_r [kN/m ²]	δ_r [°]	R^2 [-]
50	23.7	3.0	20.8	7.1	23.4	27.7	1.60	11.8	15.0	0.998	8.8	14.7	0.999
100	34.8	1.0	34.0	1.2	23.2	26.7	1.61						
200	69.2	1.9	65.8	7.9	23.1	25.6	1.59						
400	121.9	1.9	110.7	6.8	23.6	25.1	1.58						
600	174.0	2.1	166.1	6.8	23.4	24.8	1.59						
800	223.1	3.2	219.3	5.4	23.1	24.1	1.59						

Scherspannungs- Scherwegdiagramm

$\sigma = 50, 100, 200, 400, 600, 800 \text{ kN/m}^2$



Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDBKaro Noppe

Versuchsreihe: 3/K/HA/1
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerät: 30x30-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{50} [kN/m ²]
10	15.3	7.1	5.7
20	18.5	10.4	11.9
50	31.9	6.4	16.4
100	61.3	4.8	28.9
200	88.4	5.1	49.1
300	105.1	5.4	65.1

w_d : ~23%
 ρ_d : 1,62 t/m³

Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB Spikes

Versuchsreihe: 3/P/HA/1

Schergerät: 30x30-SG

Schergeschw.: 10 mm/h

Aufbereitung: 3mm-Aggregate

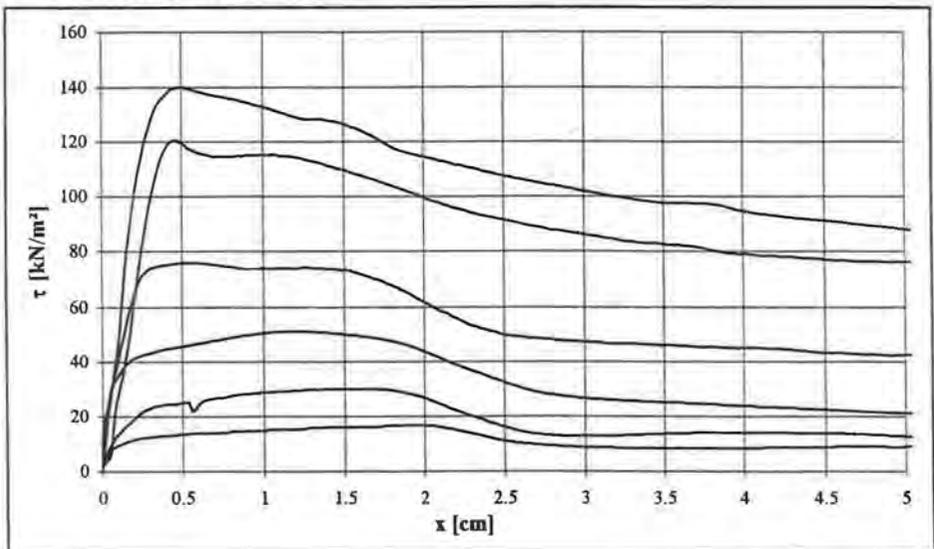
Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: -

w_a : ~23%
 ρ_d : 1,62 t/m³

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{50} [kN/m ²]
10	16.8	18.8	8.6
20	29.9	13.8	12.4
50	51.2	10.8	21.0
100	75.7	5.1	42.1
200	121.0	4.6	76.5
300	140.6	4.9	87.9

Scherspannungs- Scherwegdiagramme

 $\sigma = 10, 20, 50, 100, 200, 300 \text{ kN/m}^2$ 

Rahmenscherversuch

Ton 11A / KDB Spikes

Versuchsreihe: 3/P/HA/2

Schergerät: 30x30-SG

Schergeschw.: 0.3 mm/h

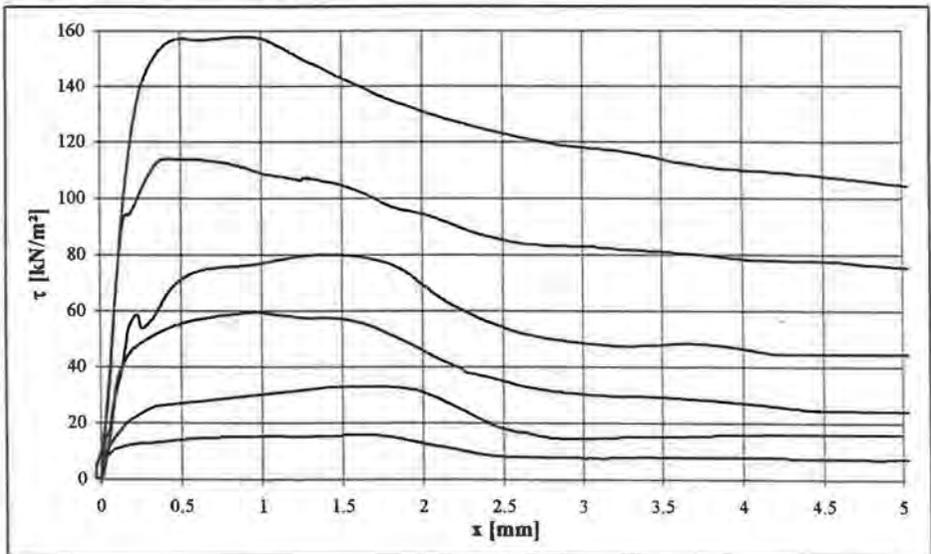
Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: Konsolidation
nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{50} [kN/m ²]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_{50} [kN/m ²]	δ_{50} [°]	R^2 [-]
10	15.3	15.1	7.4	Scherparameter für $\sigma < 49$ kN/m ²					
20	32.9	14.9	14.5	8.4	45.3	0.967	3.6	25.7	0.986
50	57.8	9.2	27.3	Scherparameter für $\sigma = 49-300$ kN/m ²					
100	79.2	13.1	44.3	38.4	21.3	0.997	12.7	17.2	0.999
200	112.8	4.0	75.2						
300	156.9	8.0	104.8						

Scherspannungs- Scherwegdiagramme

 $\sigma = 10, 20, 50, 100, 200, 300$ kN/m²

Rahmenscherversuch

Kaolinton / KDB glatt

Versuchsreihe: 1/G/AO/1
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerat: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]
10	9.0	0.2	7.8	2.7	30.1	29.6	1.42
20	11.8	0.1	9.0	4.1	30.3	29.8	1.42
50	32.0	0.1	19.7	5.2	30.1	29.6	1.42
100	54.0	0.2	41.7	4.3	30.0	29.5	1.42
200	73.9	0.1	64.9	2.2	30.0	29.7	1.42
400	102.2	0.2	88.3	1.9	30.1	29.9	1.42
600	129.5	0.3	119.6	0.9	30.3	29.5	1.41
800	130.7	0.3	130.1	0.6	30.3	29.3	1.41

Rahmenscherversuch

Kaolinton / KDB glatt

Versuchsreihe: 1/G/AO/2
 Schergeschw.: 0.3 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerat: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: Konsolidation
 nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_r [kN/m ²]	δ_r [°]	R^2 [-]
10	10.2	0.2	5.7	7.0	30.4	29.3	1.40						
20	17.4	0.1	9.2	2.6	30.4	29.0	1.40						
50	31.0	0.3	21.0	6.0	30.3	29.3	1.40	7.3	24.0	0.998	1.6	20.6	0.999
100	50.7	0.1	37.4	7.2	29.7	29.0	1.41						
200	96.7	0.3	77.4	2.0	30.6	29.4	1.41						
400	124.6	0.2	105.3	1.6	30.8	29.1	1.40						
600	168.7	0.3	140.2	1.1	30.8	28.6	1.40						
800	178.3	0.4	159.9	1.7	31.3	28.6	1.40	69.9	8.2	0.952	50.1	8.0	0.990

Scherparameter für $\sigma < 208$ kN/m²

Scherparameter für $\sigma = 208-800$ kN/m²

Rahmenscherversuch

Kaolinton / KDB glatt

Versuchsreihe: 1/G/AO/3
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerat: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]	
800	131.7	0.4	130.9	1.8	30.6	29.3	1.40	
800	134.3	0.2	132.8	1.9	30.8	29.5	1.40	
800	131.7	0.3	126.4	0.8	30.8	29.4	1.40	
800	144.8	0.3	135.6	0.9	30.6	29.3	1.40	
800	132.3	0.2	128.2	0.9	30.5	29.3	1.40	
800	137.5	0.3	128.1	0.9	30.6	29.3	1.40	
a. Versuchsreihe 1/G/AO/1	800	130.7	0.3	130.1	0.6	30.3	29.3	1.41

Statistische Kennwerte für τ_f :

Mittelwert: 134.7 kN/m²
 Standardabw.: 5.0 kN/m²
 Variationskoeff.: 3.7 %
 5%-Quantil: 122.5 kN/m²

Rahmenscherversuch

Kaolinton / KDB glatt

Versuchsreihe: 1/G/AO/4
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerat: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]	
50	28.4	0.1	17.1	4.4	29.0	28.9	1.42	
50	29.2	0.1	19.5	2.9	29.1	29.0	1.42	
50	31.8	0.0	19.5	3.3	30.2	30.1	1.41	
50	29.7	0.1	17.7	4.7	30.1	29.8	1.40	
50	30.8	0.1	18.8	5.1	29.8	29.8	1.41	
50	29.9	0.2	15.9	4.7	30.0	29.9	1.41	
50	30.6	0.1	14.7	4.5	29.4	29.1	1.42	
50	27.9	0.1	14.9	5.0	30.0	29.7	1.41	
s. Versuchsreihe 1/G/AO/1	50	32.0	0.1	19.7	5.2	30.1	29.6	1.42

Statistische Kennwerte für τ_f :

Mittelwert: 30.0 kN/m²
 Standardabw.: 1.4 kN/m²
 Variationskoeff.: 4.7 %
 5%-Quantil: 26.5 kN/m²

Rahmenscherversuch

Kaolinton / KDB sandrauh

Versuchsreihe: 1/S/AO/1

Schergertät: 10x10-SG

Schergeschw.: 0.3 mm/h

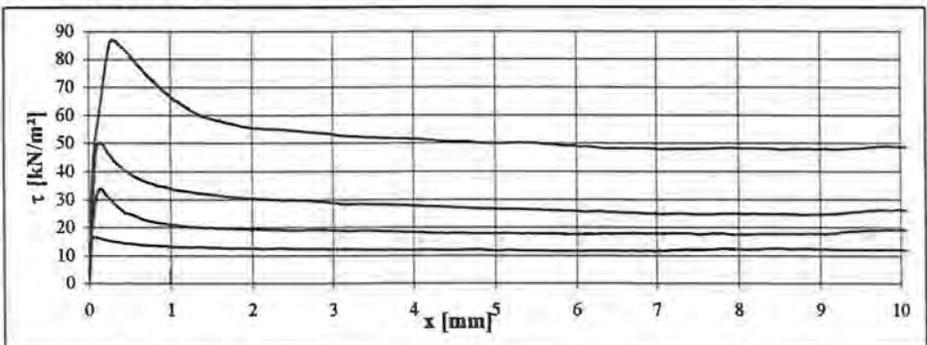
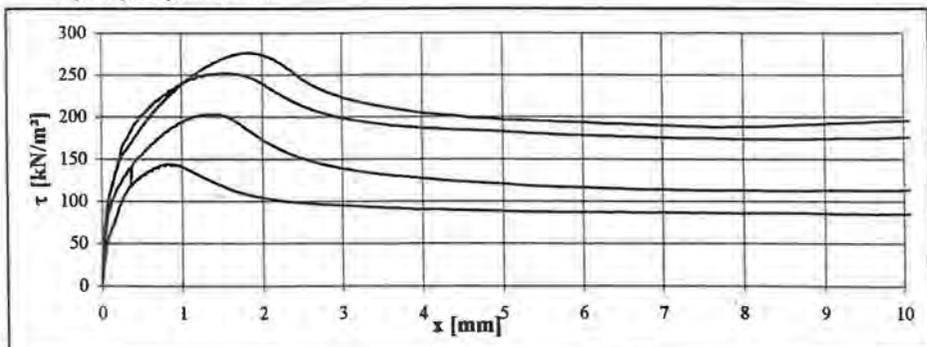
Aufbereitung: 3mm-Aggregate

Verdichtung: mit Proctorarbeit

Konsolidation: Konsolidation
nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_B [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]	c_f [kN/m ²]	φ_f [°]	R^2 [-]	c_r [kN/m ²]	φ_r [°]	R^2 [-]
10	16.6	0.1	11.6	7.0	30.7	30.1	1.40						
20	34.1	0.1	17.5	5.9	30.5	29.3	1.41						
50	50.2	0.1	24.6	8.7	30.6	29.2	1.41	17.2	32.8	0.990	8.1	21.0	0.997
100	87.0	0.3	47.9	7.7	30.8	29.3	1.41						
200	143.4	0.8	84.7	9.6	30.3	28.7	1.41						
400	203.2	1.3	112.2	8.7	30.4	28.8	1.41						
600	251.9	1.5	173.1	8.6	30.4	28.8	1.41	106.8	12.6	0.969	47.1	10.5	0.950
800	276.4	1.8	187.5	7.7	30.9	28.8	1.40						

Scherspannungs- Scherwegdiagramme

 $\sigma = 10, 20, 50, 100 \text{ kN/m}^2$  $\sigma = 200, 400, 600, 800 \text{ kN/m}^2$ 

Rahmenscherversuch

Versuchsreihe: 1/S/AO/2
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Kaolinton / KDB sandrauh

Schergerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]
10	20.2	0.1	11.8	7.6	30.1	29.8	1.42
20	29.5	0.3	16.3	6.8	29.9	29.6	1.42
50	42.7	0.7	28.6	6.8	30.0	29.7	1.42
100	75.8	0.6	44.3	9.9	29.9	29.5	1.42
200	122.7	0.8	62.8	5.7	30.6	30.2	1.40
400	159.0	1.1	108.6	9.4	30.8	30.1	1.39
600	199.4	1.2	149.2	6.8	30.4	29.9	1.40
800	227.6	1.5	180.5	6.9	30.9	29.6	1.40

Rahmenscherversuch

Versuchsreihe: 1/S/AO/3
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Kaolinton / KDB sandrauh

Schergerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]	
800	234.8	1.5	164.6	6.0	29.4	28.7	1.42	
800	221.5	1.3	169.7	6.0	29.6	28.9	1.41	
800	224.6	1.3	159.3	6.7	29.7	28.9	1.41	
800	229.3	1.4	166.7	6.1	29.7	28.9	1.41	
800	228.3	1.4	167.5	5.5	30.0	29.2	1.41	
800	216.5	1.1	152.9	5.2	29.8	28.9	1.41	
s. 1/S/AO/2	800	227.6	1.5	180.5	6.9	30.9	29.6	1.39

Statistische Kennwerte für τ_f
 Mittelwert: 226.1 kN/m²
 Standardabw.: 5.9 kN/m²
 Var.-koeff.: 2.6 %
 5%-Quantil: 211.7 kN/m²

Rahmenscherversuch

Versuchsreihe: 1/S/AO/4
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Kaolinton / KDB sandrauh

Schergerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]	
50	40.2	0.6	28.1	7.9	29.9	29.5	1.40	
50	45.7	0.4	29.9	7.5	29.7	29.4	1.40	
50	47.2	0.6	29.6	10.0	29.8	29.4	1.40	
50	43.9	0.5	29.0	6.9	29.9	29.4	1.40	
50	41.0	0.7	28.2	5.0	29.9	29.4	1.40	
50	44.5	0.5	29.6	10.0	29.7	29.4	1.40	
s. 1/S/AO/2	50	42.7	0.5	28.6	6.8	30.0	29.7	1.42

Statistische Kennwerte für τ_f
 Mittelwert: 43.6 kN/m²
 Standardabw.: 2.5 kN/m²
 Var.-koeff.: 3.7 %
 5%-Quantil: 37.5 kN/m²

Rahmenscherversuch

Kaolinton / KDB Karo Noppe

Versuchsreihe: 1/K/AO/1
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: -

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]
10	16.2	2.3	14.4	4.0	30.6	30.0	1.40
20	21.9	5.4	21.8	6.4	30.5	30.1	1.40
50	38.6	4.3	37.6	6.1	30.6	30.2	1.40
100	56.9	2.9	52.7	7.4	30.6	30.2	1.40
200	94.4	1.8	88.7	7.8	30.3	30.2	1.40
400	133.3	1.4	128.0	4.9	30.6	30.5	1.40
600	168.1	1.4	157.7	3.6	30.6	30.1	1.40
800	184.7	1.9	183.1	3.6	30.5	29.6	1.40

Rahmenscherversuch

Kaolinton / KDB Karo Noppe

Versuchsreihe: 1/K/AO/2
 Schergeschw.: 0.3 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerät: 10x10-SG
 Aufbereitung: 3mm-Aggregate
 Konsolidation: Konsolidation
 nach Proctorverdichtung

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_r [kN/m ²]	x_r [mm]	w_a [%]	w_c [%]	ρ_d [t/m ³]	c_f [kN/m ²]	φ_f [°]	R^2 [-]	c_r [kN/m ²]	φ_r [°]	R^2 [-]
10	18.9	3.1	17.1	4.9	30.6	29.5	1.41						
20	23.8	3.0	22.3	8.7	30.0	29.2	1.41						
50	42.2	4.1	37.9	6.8	30.5	29.6	1.40	14.9	26.2	0.998	14.6	22.5	0.998
100	63.6	2.8	55.9	6.4	30.7	29.6	1.41						
200	112.9	1.2	96.7	10.0	30.7	29.7	1.40						
400	154.6	1.0	144.5	2.8	31.0	30.0	1.40						
600	192.1	1.5	183.9	3.6	30.9	29.7	1.40	77.9	10.6	0.997	66.0	10.4	0.976
800	224.7	1.3	206.0	5.8	31.0	29.2	1.40						

Rahmenscherversuch

Gemischtk. Material / KDB sandrauh

Versuchsreihe: 3/S/MI/1
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schengerät: 30x30-SG
 Aufbereitung: 10mm-Aggregate
 Konsolidation: -

w_n : ~13,5%
 ρ_d : 1,89 t/m³

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{50} [kN/m ²]
50	31.3	5.3	27.7
100	71.6	14.6	64.0
300	137.8	29.8	131.0

Rahmenscherversuch

Gemischtk. Material / KDB sandrauh

Versuchsreihe: 3/S/MI/2
 Schergeschw.: 0.3 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

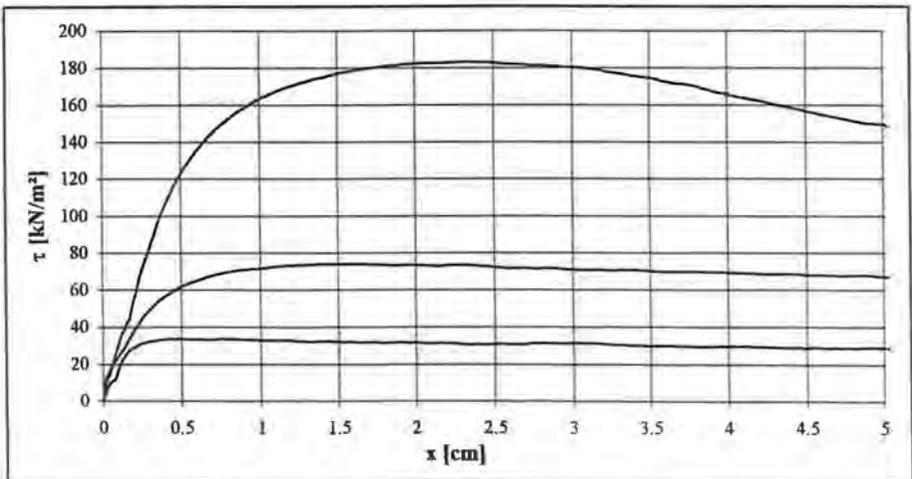
Schengerät: 30x30-SG
 Aufbereitung: 10mm-Aggregate
 Konsolidation: nach Proctorverdichtung

w_n : ~13,5%
 ρ_d : 1,89 t/m³

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{50} [kN/m ²]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_{50} [kN/m ²]	δ_{50} [°]	R^2 [-]
50	33.1	4.1	27.9						
100	72.9	14.0	58.4	8.7	30.2	0.995	7.6	25.1	0.997
300	182.4	22.8	147.5						

Scherspannungs- Scherwegdiagramm

$\sigma = 50, 100 \text{ und } 300 \text{ kN/m}^2$



Rahmenscherversuch

Gemischtk. Material / KDB sandrauh

Versuchsreihe: 3/P/MI/1
 Schergeschw.: 10 mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

Schergerat: 30x30-SG
 Aufbereitung: 10mm-Aggregate
 Konsolidation: -

w_a : ~13,5%
 ρ_d : 1,89 t/m³

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{50} [kN/m ²]
50	41.6	19.6	50.0
100	68.6	50.0	68.6
300	132.0	50.0	132.0

Rahmenscherversuch

Gemischtk. Material / KDB sandrauh

Versuchsreihe: 3/P/MI/2
 Schergeschw.: 0.3mm/h
 Verdichtung: mit Proctorarbeit

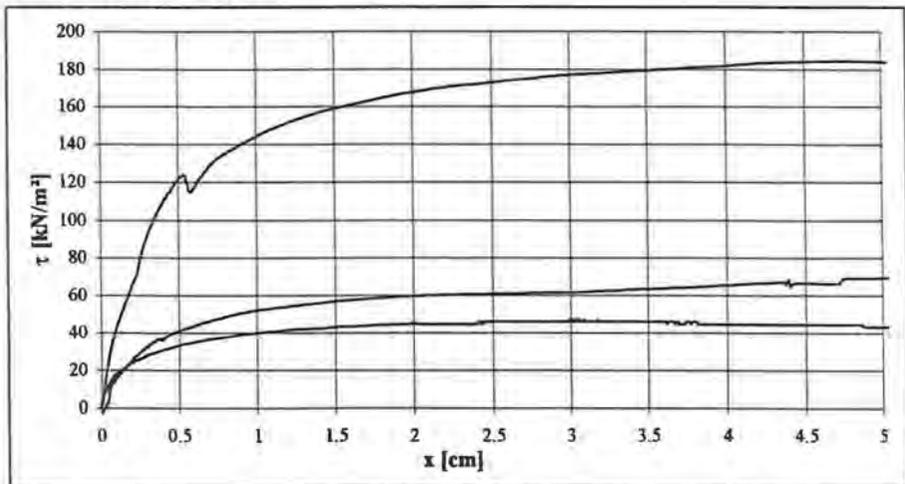
Schergerat: 30x30-SG
 Aufbereitung: 10mm-Aggregate
 Konsolidation: Kons. nach
 Proctorverdichtung

w_a : ~13,5%
 ρ_d : 1,89 t/m³

σ [kN/m ²]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_{50} [kN/m ²]	a_f [kN/m ²]	δ_f [°]	R^2 [-]	a_{50} [kN/m ²]	δ_{50} [°]	R^2 [-]
50	45.7	30.1	43.6	14.3	29.3	0.997	12.7	29.6	0.998
100	66.2	50.0	66.2						
300	183.5	50.0	183.5						

Scherspannungs- Scherwegdiagramm

$\sigma = 50, 100 \text{ und } 300 \text{ kN/m}^2$



Kraftgesteuerte Rahmenscherversuche

Versuchsreihe: 1/O/SV/1/KA
 Geotextil: Stapelfaservliesstoff

Schergerät: 10x10-SG
 KDB: Organat

σ [kN/m ²]	50		100		300	
	x_f [mm]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_f [kN/m ²]
je vier Einzelversuche	2.6	13.8	3.7	32.5	2.7	82.5
	2.6	15.0	2.8	30.0	1.2	87.5
	2.5	15.0	2.0	32.5	1.7	82.5
	4.4	16.3	2.4	30.0	1.1	80
Mittelwert	3.1	15.0	2.7	31.3	1.7	83.1
Standardabw.	0.8	0.9	0.6	1.3	0.6	2.7

Kraftgesteuerte Rahmenscherversuche

Versuchsreihe: 1/S/SV/1/KA
 Geotextil: Stapelfaservliesstoff

Schergerät: 10x10-SG
 KDB: sandrauh

σ [kN/m ²]	50		100		300	
	x_f [mm]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_f [kN/m ²]
je vier Einzelversuche	5.0	28.8	7.2	60.0	4.5	160
	4.6	28.8	6.0	62.5	6.8	157.5
	5.3	28.8	5.7	60.0	6.3	157.5
	5.3	28.8	5.2	62.5	4.8	160
Mittelwert	5.0	28.8	6.0	61.3	5.6	158.8
Standardabw.	0.3	0.0	0.7	1.3	1.0	1.3

Weggesteuerte Rahmenscherversuche

Versuchsreihe: 1/S/SV/1 und 1/O/SV/1
 Geotextil: Stapelfaservliesstoff

Schergerat: 10x10-SG
 KDB: sandrauh und Organat

σ [kN/m ²]	KDB sandrauh 1/S/SV/1		KDB Organat 1/O/SV/1	
	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]
10	5.6	7.2	3.3	2.2
20	12.7	7.0	5.9	3.6
50	31.5	7.9	15.6	3.6
100	63.3	6.0	33.7	1.9
200	116.3	6.0	62.5	1.9
400	233.0	6.4	111.1	1.3
800	450.5	7.2	238.5	1.5
a_f [kN/m ²]	0.4		0.9	
δ_f [°]	29.3		16.4	
R^2 [-]	1.000		0.998	
δ_f^* [°]	29.6		16.5	

Weggesteuerte Rahmenscherversuche

Versuchsreihe: 3/S/SV/1 und 3/O/SV/1
 Geotextil: Stapelfaservliesstoff

Schergerat: 30x30-SG
 KDB: sandrauh und Organat

σ [kN/m ²]	KDB sandrauh 3/S/SV/1		KDB Organat 3/O/SV/1	
	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]	τ_f [kN/m ²]	x_f [mm]
10	6.4	7.8	2.9	6.8
20	12.6	6.5	5.0	2.7
50	35.4	14.7	15.5	4.0
100	56.2	9.5	26.1	0.9
200	113.7	20.9	58.0	2.6
300	160.9	11.2	85.6	3.1
a_f [kN/m ²]	3.9		0	
δ_f [°]	28.0		15.9	
R^2 [-]	0.997		0.998	
δ_f^* [°]	28.3		15.9	

Kriechversuche

Versuchsdauer: $\geq 1000h$
 KDB: sandrauh

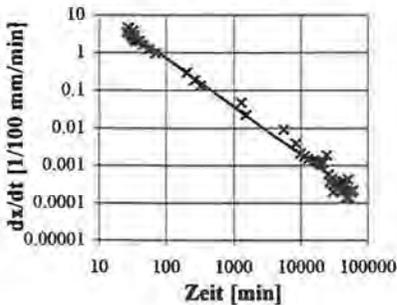
Schergerät: 10x10-SG

Geotextil	σ [kN/m ²]	Versuchsreihe	D [%]	Kriechfunktion $x=A_1/(1-m)t^{(1-m)}+x_G$ [1/100mm]	R ² [-]	τ_r (nach dem Kriechversuch) [kN/m ²]
Spinnfaser- vliesstoff	50	1/S/SV/1/KI	65	$-346,20 t^{-0,17}+399,3$	0.983	30.0
			90	$-533,21 t^{-0,19}+581,8$	0.975	32.5
			95	$-681,10 t^{-0,19}+677,4$	0.988	30.0
	300	1/S/SV/2/KI	65	$-889,83 t^{-0,28}+465,7$	0.992	192.5
			90	$-1066,50 t^{-0,31}+554,8$	0.975	220.0
			95	$-1972,72 t^{-0,36}+645,5$	0.990	217.5
Endlosfaser- vliesstoff	50	1/S/EV/1/KI	65	$-229,46 t^{-0,23}+423,3$	0.984	32.5
			90	$-707,27 t^{-0,34}+761,4$	0.986	32.5
	300	1/S/EV/2/KI	65	$-607,27 t^{-0,28}+411,2$	0.989	215.0
			90	$-1032,87 t^{-0,16}+892,6$	0.988	217.5

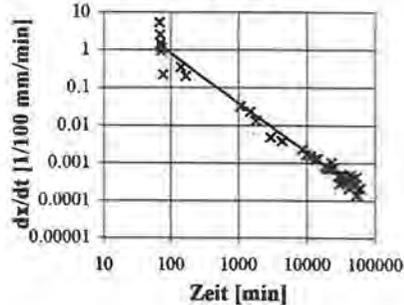
Schergeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Zeit

Versuchsreihe 1/S/SV/1/KI

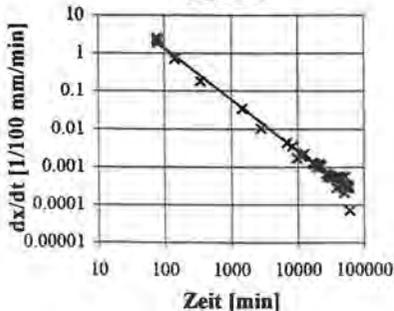
D=65%



D=90%



D=95%



Kriechversuche

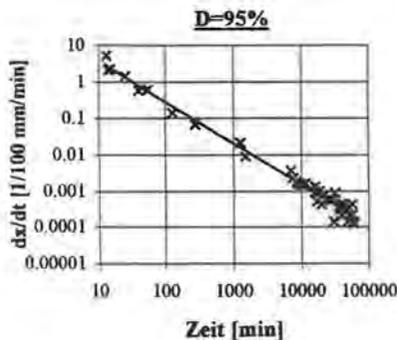
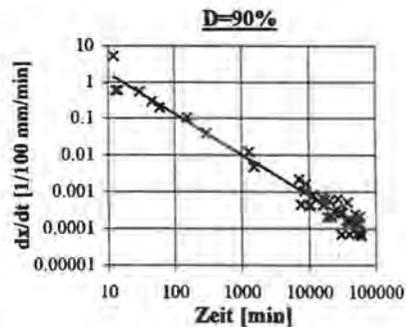
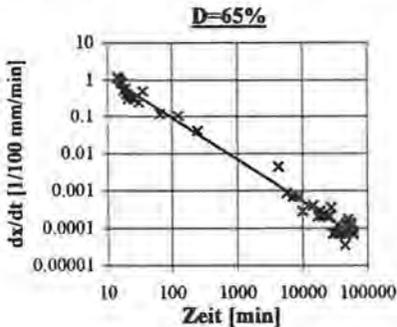
Versuchsdauer: >1000h
KDB: Organat

Schergerät: 10x10-SG

Geotextil	σ [kN/m ²]	Versuchsreihe	D [%]	Kriechfunktion $x = A_1 / (1 - m) t^{(1-m)} + x_G$ [1/100mm]	R ² [-]	τ_r (nach dem Kriechversuch) [kN/m ²]
Spinnfaser- vliesstoff	50	1/O/SV/1/KI	65	$-97,96 t^{-0,11} + 77,7$	0.992	17.5
			90	$-250,12 t^{-0,24} + 274,6$	0.987	17.5
			95	$-394,74 t^{-0,21} + 361,0$	0.974	17.5
	300	1/O/SV/2/KI	65	$-125,36 t^{-0,13} + 118,4$	0.975	87.5
			90	$-192,99 t^{-0,12} + 185,9$	0.967	102.5
			95	$-382,29 t^{-0,13} + 280,3$	0.985	100.0
Endlosfaser- vliesstoff	50	1/O/EV/1/KI	65	$-146,55 t^{-0,10} + 135,5$	0.989	13.8
			90	$-234,03 t^{-0,23} + 197,8$	0.987	15.0
	300	1/O/EV/2/KI	65	$-142,15 t^{-0,09} + 127,3$	0.993	92.5
			90	$-213,27 t^{-0,10} + 218,7$	0.977	97.5

Schergeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Zeit

Versuchsreihe 1/O/SV/1/KI



Schriftenreihe

Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik

Heft 1	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden	1982	(vergriffen)
Heft 2	Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983	(vergriffen)
Heft 3	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinnthalbrücke Schaippach	1984	(vergriffen)
Heft 4	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985	(vergriffen)
Heft 5	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985	
Heft 6	Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986	(vergriffen)
Heft 7	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkenwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986	(vergriffen)
Heft 8	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986	
Heft 9	Testing of bentonit suspensions	1987	
Heft 10	Beiträge zur Felsmechanik	1987	
Heft 11	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988	(vergriffen)
Heft 12	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988	
Heft 13	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989	
Heft 14	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989	
Heft 15	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989	
Heft 16	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990	
Heft 17	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990	

Heft	18	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993	
Heft	19	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993	
Heft	20	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994	(vergriffen)
Heft	21	Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995	
Heft	22	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995	
Heft	23	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996	
Heft	24	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996	
Heft	25	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflußbereich von Straßen	1997	
Heft	26	Der Einfluß der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997	
Heft	27	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998	
Heft	28	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999	